République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème : Etude d'une structure en béton armé d' un bâtiment (RDC+6 Etages) à

Etudié par :

AMMOUR Yacine

SAHRAOUI AbouBakre

Encadré par :

Mr: SAFIDDINE Salim

Promotion Juin 2018

بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

Tout d'abord, ma profonde gratitude, mes très sincères remerciements et mes louanges vont à mon Dieu « le Plus-Haut, le Très-Digne de louange », Qui m'a comblé de Ses faveurs innombrables, Qui m'a rendu facile tous ce qui est difficile dans ma vie et pendant mon cursus, et Qui m'avait préféré à plusieurs de Ses créatures.

Je tiens à remercier chaleureusement Monsieur ***SAFAI EDDINE Salim*** pour avoir accepté d'être l'encadreur de ce mémoire, pour sa rigueur scientifique, pour son esprit d'ouverture, pour son humanité, pour son excellent encadrement académique et scientifique. Il a été vraiment le formateur dont j'avais besoin.

De même, je remercie vivement qu'il m'a fait en acceptant la présidence du jury d'examen.

Sommaire

Remerciement
Dédicace
Liste des tableaux
Liste de figure
Résumé
Notation
Introduction générale 1
I.1- Introduction: 2
I.3-Description de l'ossature: 2
I.3.1-Dimensions en élévation : 2
I.3.2- Dimension en plan : 2
I.3.3-Structure : 2
I.4-Caractéristique de matériaux : 3
I.4.1-Béton: 3
-Béton armé : 3
I.4.3-Caractéristique mécaniques du béton : 3
II.1. Introduction 7
II .2. Pré-dimensionnement des planchers 7
II .2. 1. plancher corps creux 7
II .2. 2. Plancher à dalle pleine 7
II.3.Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitation 8
II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) 8
II.3.1.b. Murs extérieurs (double cloison) 8
II.3.2. Plancher terrasse 9
II.3.3. Plancher courant 10
II .4-Pré-dimensionnement des poutres 11
II.4.1- Pré-dimensionnement 11
II.4.2-Poutres principales 12
II.4.3-Les Poutres secondaires 13
II.5- ***Pré-dimensionnement*** **les poteaux :** 14
II.5.1-Etapes de pré dimensionnement : 14
II.5.2-le poteau le plus sollicité 15

II.5.3-Dimensions des poteaux 15
II.5.4-Détermination des charges et surcharges 16
II.5.5-Calcul Nu 17
II.6.Pré-dimensionnement des voiles 17
II.6.1. Définition 17
II.6.2-pré-dimensionnent des voiles 18
III.1.L'acrotère 19
III.1.1.Introduction : 19
III.1.2. Principe de calcul: 19
III.1.3.Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation: 19
III.1.4.Détermination des efforts: 19
III.1.5. Calcul de ferraillage: 20
III.1.5.a .Etat Limite Ultime: 20
III.1.5.b. Vérification à l'état limite de service: 20
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant: 21
III.2. Planchers 22
III.2.1.plancher en corps creux 22
III.2.1.1.Introduction 22
III.2.1.2.Calcul des poutrelles 22
III.2.3. Calcul des charges et surcharges : 24
Type 2 : poutrelle a 3 traves 25
III.2.4.Ferraillage des poutrelles : 26
III.3- Les dalles pleines : 28
III.3.1-Méthode de calcul : 28
III.3.2.Calcul des dalles triangulaires 28
Calcul de la charge totale : 28
3.Détermination de M : 29
4.Calcul du ferraillage à l'ELU : 29
III.3.3. Calcul des dalles rectangulaire : 31
IV-1 Introduction : 39
IV.2.1.Centre de masse : 39
IV.2.2. Centre de torsion : 39

IV.2.3. Excentricité : 40

IV.3. Choix de la méthode de calcul : 42

IV.3.1. Introduction : 42

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : 42

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique : 44

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes : 44

IV.4.2.Vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4. a] ◄◄ [1] 45

IV.4.3.Vérification de la péroide: 46

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [1] 46

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1] 47

IV.4.6. Vérification des déplacements en tête et inter-étages : 50

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003► [Art 5.9]◄ 51

V.1. Introduction : 54

V.2. Ferraillage des poutres : 54

V.2.1. Introduction : 54

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 : 55

V.2.2.b. Armatures transversales : 55

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service : 56

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : 57

V.2.6.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant : 58

***V.2.6.1.*Vérification de la contrainte de cisaillement du béton : 58**

V.3. Calcul des poteaux : 62

V.3.Ferraillages des poteaux 62

V.3.1. Introduction : 62

V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003: 63

V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage : 63

V.3.5. Détermination des sections d'acier : 65

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service : 66

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant : 66

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►Art. 7.4.2.2◄ 68

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($At/S_t.b$) : 69

V.4.Ferraillage des voiles : 71
V.4.1.Introduction : 71
V.4.2. Les voiles pleins : 71
V.4.4. Méthode de calcul : 71
V.4.4.1. Recommandations des règlements : 71
V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93) : 72
V.4.5.Ferraillage des voiles pleins : 72
V.4.5.1.Armatures verticales : 72
V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux : 74
V.4.5.3. Armatures transversales : 76
VI.1 Calcul des fondations : 77
VI.1.1 Introduction : 77
VI.1.2 Reconnaissance des lieux et du sol: 77
VI.1.3 Choix du Type de fondation *:* 77
***VI.2.* Semelles isolées :** 78
VI.2.1. Calcul des semelles isolées : 78
VI.2.1.1. Dimensionnement des semelles isolées : 78
VI.3. Semelles filantes : 81
VI.3.1. Calcul des semelles filantes : 81
VI.3.2. Dimensionnement des semelles filantes : 81
VI.3.3. Dimensionnement de la poutre de libage : 82
Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS : 82
VI.4. Calcul du Ferraillage : 83
VI.4.1. Ferraillage des semelles filantes: 83
VI.4.2. Ferraillage de la poutre de libage : 84
VI.5. Calcul des longrines 86
VI.5.1. Charges sollicitant les longrines (RPA 99 version2003 [Art 10.1.1.b]) 86
VI.5.2. Le Ferraillage 86

Conclusion générale
bibliographie

Liste des tableaux

Tableau I. 1: la résistance fcj du béton à 7jours, 14 et 90jours 4
Tableau I. 2 : Nature de l'acier 6

Tableau II. 1: charges permanentes des murs intérieurs 8
Tableau II. 2: permanentes des murs extérieurs 8
Tableau II. 3: charges permanentes 9
Tableau II. 4: Charges permanentes de Dalle pleine 10
Tableau II. 5: charges permanentes Plancher a corps creux 10
Tableau II. 6: permanentes Charges de Dalle pleine 11
Tableau II. 7: pré dimensionnement des poteaux 16
Tableau II. 8: calcul de $\bar{N}u$ 16
Tableau II. 9: les charges permanentes 17
Tableau II. 10: Détermination les charge d'exploitation 17
Tableau II. 11: Les valeur Nu 17

Tableau III. 1: Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère 19
Tableau III. 2: Les efforts sur l'acrotère 19
Tableau III. 3: Dimensions et caractéristiques des matériaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau III. 4: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles 22
Tableau III. 5 : Moments statiques des poutrelles 23
Tableau III. 6: Méthode de Caquot 24
Tableau III. 7: Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S 24
Tableau III. 8 : Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau III. 9: Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELs ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau III. 10: Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU 26
Tableau III. 11: Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'Els ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau III. 12 : Vérification à l'E.L.S aux appuis 27
Tableau III. 13: Vérification à l'E.L.S aux appuis 27
Tableau III. 14: Récapitulation des résultats de la flèche 28
Tableau III. 15: Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier 33
Tableau III. 16: Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier 34
Tableau III. 17: Combinaison des charges de l'escalier 34
Tableau III. 18: les résultats de la flexion simple. 36

Tableau IV. 1: centre d'inertie et centre de masse 40
Tableau IV. 2: Excentricité théorique (statique) 40
Tableau IV. 3: Effet de la torsion accidentelle 41
Tableau IV. 4: Caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.] 43
Tableau IV. 5: Vérification de participation massique 46
Tableau IV. 6: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 47
Tableau IV. 7 : Les forces sismiques de chaque niveau 49
Tableau IV. 8: Calcul du moment de renversement 49
Tableau IV. 9: Calcul du moment stabilisant 50
Tableau IV. 10: Vérification de stabilisation 50
Tableau IV. 11: Vérification des déplacements en tête et inter-étage senX 51
Tableau IV. 12: Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y 51

Tableau IV. 13: Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens x **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau IV. 14: Vérification l'effet P-Δ sens X 52
Tableau IV. 15: Vérification l'effet P-Δsens Y 52

Tableau V. 1: données de calcul 54
Tableau V. 2: Ferraillage longitudinal des poutres principales 55
Tableau V. 3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire 56
Tableau V. 4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale 56
Tableau V. 5: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire 57
Tableau V. 6 : Vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA 57
Tableau V. 7: Vérification de ferraillage des poutres secondaire selon CBA 57
Tableau V. 8: Vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA 58
Tableau V. 9: Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon RPA 58
Tableau V. 10: Lois de la contrainte 58
Tableau V. 11: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 59
Tableau V. 12: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 59
Tableau V. 13: Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales 60
Tableau V. 14: Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires 60
Tableau V. 15: Vérification de la flèche des poutres 61
Tableau V. 16: Les Armatures longitudinaux des poteaux 65
Tableau V. 17: Valeurs des contraintes à l'E.L.S 66
Tableau V. 18: Valeurs des contraintes limites de cisaillement 67
Tableau V. 19: Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés 69
Tableau V. 20: Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux 69
Tableau V. 21 : Les données de calcul 72
Tableau V. 22: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins 73
Tableau V. 23: vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA 74
Tableau V. 24: vérification des armateurs verticaux a l'els 74
Tableau V. 25: Vérification des armatures. 75
Tableau V. 26: Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins 75

Tableau VI. 1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 78
Tableau VI. 2: Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS. 79
Tableau VI. 3 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées. 80
Tableau VI. 4 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 81
Tableau VI. 5: Dimensionnement poutre de la poutre de libage 82
Tableau VI. 6: Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS. 82
Tableau VI. 7: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales). 83
Tableau VI. 8: armatures de répartition des semelles filantes. 83
Tableau VI. 9: Vérification l'excentricité des semelles filantes. 84
Tableau VI. 10: Ferraillages des semelles filantes sous un voile (méthode des bielles) 84
Tableau VI. 11: Vérification longueur de scellement des semelles filantes. 84
Tableau VI. 12: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. 84
Tableau VI. 13: Détermination des moments de la poutre de libage. 85
Tableau VI. 14: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage. 85
Tableau VI. 15: vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS. 85
Tableau VI. 16: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 86

Liste des figures

Figure I. 1: diagramme parabole rectangle contrainte déformation béton.... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure I. 2: diagramme rectangulaire contrainte déformation béton..... 5
Figure I. 3 : Diagramme contrainte déformation d'acier 6

Figure II. 1: dimensions corps creux..... 7
Figure II. 2: Murs simple cloison Figure II. 3: Murs double cloison..... 9
Figure II. 4: Section réduite du poteau..... 15
Figure II. 5: Surface du plancher revenant au poteaux D3..... 16
Figure II. 6: Un voile en 3D 18

Figure III. 1: L'acrotère 19
Figure III. 2: Ferraillage de l'acrotère 21
Figure III. 3 : Schéma statique de la poutrelle..... 22
Figure III. 4 : type 1 de poutrelle 24

Figure III. 5: Diagramme du moment(KN.m) dans la poutrelle à cinq travées (Elu) 25
Figure III. 6 : Diagramme du moment(KN.m) dans la poutrelle à quatre travées (ELS)..... 25
Figure III. 7 : Digramme de moment flèchent dans la poutrelle à deux travées (Elu) 26
Figure III. 8: Diagramme du effot (KN) dans la poutrelle à deux travées (Elu)..... 26
Figure III. 9: Diagramme du moment(KN.m) dans la poutrelle à deux travées (ELS)..... 26
Figure III. 10 : Coupe d'un escalier 32
Figure III. 11: Dimensions de l'escalier..... 33
Figure III. 12: distribution de la charge à l'ELU de 1^érevolée:..... 34
Figure III. 13: distribution de la charge à l'ELS de 2eme volée..... 35
Figure III. 14: diagramme de l'effort tranchant d'escalier a L'ELS 36
Figure III. 15: diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS 36

Figure IV. 1: Les forces agissent sur la stabilité au renversement. 48
Figure IV. 2: Distribution des forces sismique..... 49

Figure V. 1: Disposition des armatures pour les poutres..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure V. 2: Disposition des armatures verticales dans les voiles..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI. 1: Semelle isolée sous poteau..... 78
Figure VI. 2: Les bulles de pression. 79
Figure VI. 3: schéma représente Les chevauchements entre les semelles. 80
Figure VI. 4: schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure VI. 5: schémas d'une semelle filante sous poteaux. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure VI. 6: Schéma des Semelles filantes . ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure VI. 7: La proposition finale des semelles..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure VI. 8: Ferraillage des longrines 87

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe, vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements en vigueur et d'économie imposées par les coûts croissants des matériaux de construction.

En revanche, une structure doit être calculée et conçue de telle sorte qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue.

Comme elle doit résister à tous événements et actions susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation.

Dans se contexte consiste, le présent de projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, comportant : **RDC + 6 Etages,** qui sera implanté à la daïra de Beni Slimane wilaya de Médéa.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (**CAB 93 et RPA 99 version 2003)**.

Nous présentons ce travail en six chapitres : (Après une introduction générale et une présentation de l'objectif).

Le premier chapitre est destinée à la présentation générale de notre ouvrage et les Caractéristique de matériaux , le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement de la structure en béton armé, le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires, le quatrième chapitre s'attache à l'étude dynamique du bâtiment qui a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel **(Etaps)** et le cinquième chapitre présente le ferraillage de l'ossature de la superstructure. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol et nous terminons ce travail par une conclusion générale.

I.1- Introduction:

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels et structurels, ce qui oblige l'ingénieur de tenir compte des différentes données suivantes : l'usage, la résistance et la stabilité du bâtiment, les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques et les conditions économiques.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment à étudier, le type de structure, et ses éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

On propose dans ce projet, la conception et le calcul des éléments porteurs et non porteurs d'un bâtiment à usage habitation. Pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul (CBA93).

I.2-Présentation de l'ouvrage:

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un espace d'habitation. Ce projet est implanté à **BENI SLIMANE** willaya de **MEDEA** zone de moyenne séismicité **(ZONE II_a),** selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien **(RPA99/V 2003).**

I.3-Description de l'ossature:

Ce bâtiment comporte:

1. Un rez-de-chaussée **(R D C)**.
2. Cinq (5) étage.

I.3.1-Dimensions en élévation :

- ✓ La hauteur de RDC ……3.23m
- ✓ La hauteur de tout les étage……. 3.23m.
- ✓ La hauteur total……. 22.61m.

I.3.2- Dimension en plan :

Notre bâtiment présente une symétrie dans ses directions, il est caractérisé par de longueur **L** et une largeur **b.**

Avec :

L = 16.75 m.

b = 15.15 m.

I.3.3-Structure :

Ce bâtiment comporte une hauteur dépassant 11m, ainsi le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) préconise un système de contreventement de structures en portique contreventés par des voiles en béton armé.

- **Planchers :**

Ce sont les ouvrages horizontaux porteurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation à chaque étage. Dans notre ouvrage on a un seul type de planchers, Plancher à corps creux (16+4) pour le (R.D.C) et l'étage courant.

- **Acrotère :**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère 0.6m

- **Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- ✓ **Les murs Extérieurs** : ils sont constitués de deux rangées de brique creuse séparées par une lame d'air de **10**cm d'épaisseur (ép. total =**30**cm).
- ✓ **Les murs Intérieurs** : constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

- **Escaliers** :

On a un seul type d'escaliers, escalier en béton armé coulé sur place à paillasse adjacent. Les marches seront revête de carrelage.

- **Les revêtements :**

Le revêtement est constitué de :

- ✓ Carrelage sur l'escalier.
- ✓ Plâtre sur les plafonds et murs.
- ✓ Céramique pour les salles d'eau.

- **Infrastructure**

L'Infrastructure c'est la partie d'interaction structure sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

Les fondations d'une structure sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

I.4-Caractéristique de matériaux :

I.4.1-Béton:

Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangent en convenables et de manière homogène du ciment, granulats (gravier, sable) et d'eau.

-Béton armé :

Le béton armé s'obtient en coulant le béton à l'état pâteux, à l'intérieur d'un moule appelé le coffrage, le moule peut être en bois où métallique et dans les lequel les aciers sont placés au préalable, Les aciers ainsi enrobés dans le béton portent le nom d'armature

I.4.3-Caractéristique mécaniques du béton :

1-Résistance à la compression « f cj » :

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur les cylindres droites de

révolution de 200cm² de diamètre égale à 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (32cm).

Pour les bétons d'un âge J ≤ 28 jours la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83\,j} f_{c28}$$ Si f_{cj}<40 MPA (C.B.A.93).

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95\,j} f_{c28}$$ Si f_{cj}>40 MPA (C.B.A.93).

Lorsque l'âge d'un béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à $fc_j = 1.1 fc_{28}$

Tableau I. 1: la résistance fcj du béton à 7jours, 14 et 90jours

fc_{28} (MPA)	**16**	**20**	**22**	**25**	**30**	**35**	**40**
7j (MPA)	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14j (MPA)	13.7	17.6	18.8	21.4	25.6	29.6	34.2
90j (MPA)	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

Avec :

f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.

f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours.

2-Résistance caractéristique à traction « f tj » :

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours désignée par $\mathbf{f_{tj}}$ est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$f_{tj} = 0.6+0.06\ f_{cj}$ (ft_{28}**=2,1MPA**)

D'où f_{tj} et f_{cj} en MPA

3-Le Module de déformation transversale « G » :

La valeur du module de formation transversal **G** est donnée par la formule suivant :

E : raccourcissement longitudinal.

V : Le coefficient de poisson.

V égale à : 0.2 dans l'état limites de services **ELS.**

0 dans l'état limites d'ultimes **ELU.**

4-Module de déformation longitudinale « E » :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation $\mathbf{E_{ij}}$ du béton âge de **"J"** jours est pris égale à **:** $\mathbf{E_{ij}}$=1100. $fcj^{1/3}$

Pour un chargement longitudinale durée d'application le module de déformation $\mathbf{E_{vj}}$ est pris égal : Evj=3700. $Fcj^{1/3}$Avec : E_{ij}, $E_{vj,}$ f_{cj} en MPA.

5-Contraintes limites à l'ELU « ±bc » :

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation :

$$\pm_{bc} = \frac{0,85 \cdot fc_{28}}{¥_b}$$

Avec :

0.85 : coefficient de minoration tient compte de l'altération béton sur l'acier.

$fc_{28} = 25$ MPA.

$$¥b : coefficient\ de\ sécurité\ égale\ à\ = \begin{cases} 1.5,\ cas\ courants\ (\sigma_{bc} = 15MPA) \\ 1.15,\ situation\ accidentelle(\sigma_{bc} = 18.48MPA) \end{cases}$$

La contrainte ultime de cisaillement τ_u est donnée par la relation :

- τ_u = min (0,1 fc_{28} ; 4 MPA) dans le cas normal;
- τ_u = min (0,10 fc_{28} ; 3 MPA) dans le cas de fissuration préjudiciable;
- τ_u = min (0,18 fc_{28} ; 5 MPA) armature inclinée 45°.

a-Diagramme Rectangulaire :

Cas d'emploi : Si la section considérée est partiellement comprimée ; par exemples en flexion simple en particulier. On utilise le diagramme rectangulaire défini par la Figure (I.2).

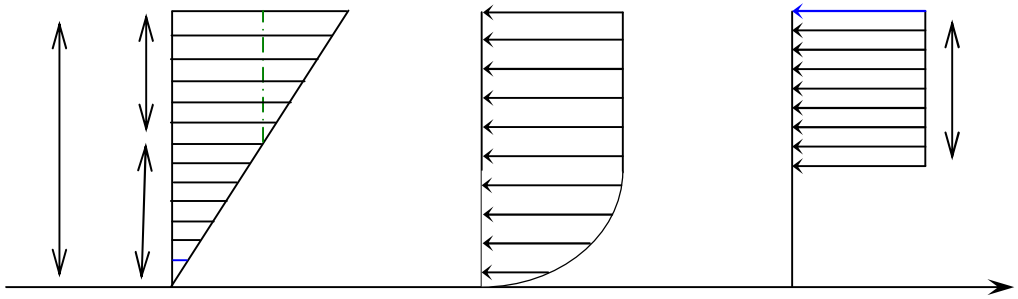


Figure I. 1: diagramme rectangulaire contrainte déformation béton

7-Contraint limite à l'ELS :

La contrainte limite service en compression est donnée par :

$\pm_{bc}$ =0,6.fc_{28} **($\pm_{bc}$ =15MPA)**

Coefficient de poisson:

$$³ = \frac{¢a/a}{¢L/L} \quad \rightarrow \quad ³ = 0.2\ E.LS \qquad ³ = 0.0\ E.L.U$$

Avec :

$\frac{\delta a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale

$\frac{\delta L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale

8 - Les armatures :

a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25٪ de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 ٪ de carbone.

b) Caractéristiques mécaniques :

Dans ce tableaux en définie les différente nature de acier utiliser dans notre structure.

Tableau I. 2 : Nature de l'acier

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (MPA)
Ronds lisses RL	Armatures Transversales	FeE 215	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE400	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE520	520

c) Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε_s.

- **Etat Limite Ultime (E.L.U) :**
  - ✓ f_e : limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400Mpa$
  - ✓ E_s : module d'élasticité de l'acier ➔ $E_s = 2.10^5 Mpa$
  - ✓ γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (Généralement)
  - ✓ γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

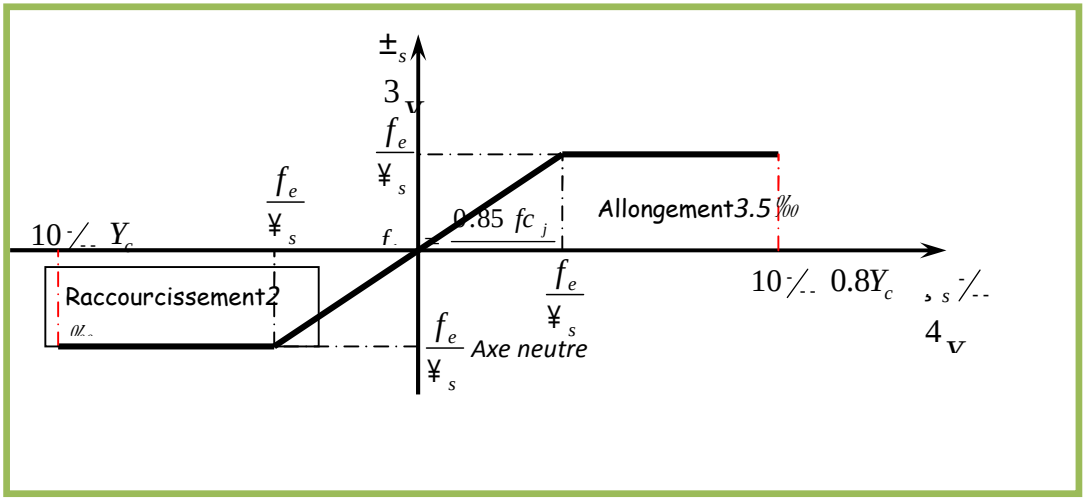


Figure I. 2 : Diagramme contrainte déformation d'acier

- **Etat Limite Service (E.L.S) :**

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- ✓ Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

- ✓ Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$$

II.1. Introduction

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 Version 2003 et du CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- ✓ **les planchers**
- ✓ **les poutres**
- ✓ **les poteaux**
- ✓ **les voiles**

II .2. Pré-dimensionnement des planchers

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Plancher à dalle pleine.

II .2. 1. plancher corps creux

Notre bâtiment comporte un type de Plancher c'est le plancher à corps creux. Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle mince en béton armé.

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

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

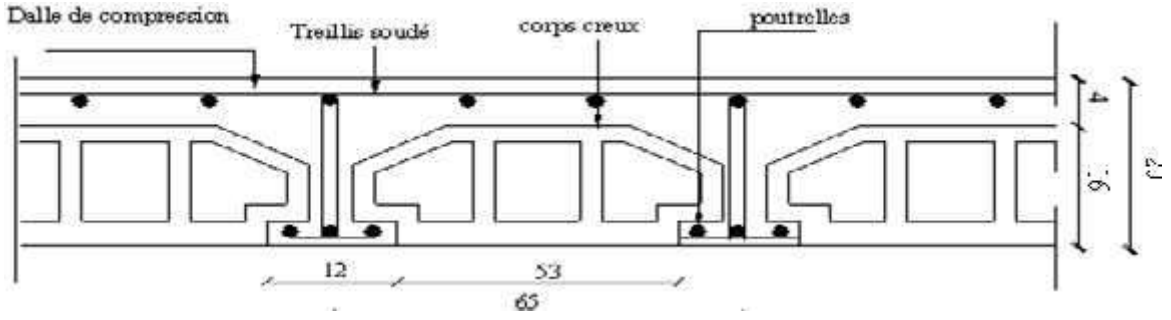
L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis **L=4.30 m**

$$\frac{4.30}{25} \leq h_t \leq \frac{4.30}{20} \quad \rightarrow \mathbf{17.2 \leq h_t \leq 21.5}$$

On choisit :

h_t=20 cm (16+4)

Figure II. 1: dimensions corps creux



Condition d'isolation acoustique

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$h_{min} \geq 16$cm d'ou on a **h_t=20** cm donc **«condition vérifier»**

II .2. 2. Plancher à dalle pleine

II .2. 2.1. Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité, On distingue plusieurs types de dalles pleines de formes régulières et irrégulières.

Dans notre cas on distingue deux types de dalles pleines une reposant sur

quatre appuis et dalle triangle reposant sur trois appuis.

II .2. 2.2. Pré dimensionnement

Le Pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants:

- ✓ **Critère de résistance**

  dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $(Lx/50) \leq ep \leq (Lx/40)$

  Où : ep : épaisseur de la dalle.

  L : la plus grande portée mesurée entre nu.

- ✓ **Sécurité contre l'incendie**

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

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

- ✓ **condition d'isolation acoustique** **ep ≥ 15 cm**.

Critère de résistance $430/50 \leq ep \leq 430/40 \Longrightarrow 8.6 \leq ep \leq 10.75$ (C.V)

La sécurité contre l'incendie: ep = 11cm

Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Conclusion :

Pour la dalle pleine, on adoptera **e_p = 15cm**

Condition de fleche

Si $L < 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$

Si $L \geq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.5$

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

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II. 1: charges permanentes des murs intérieurs

N⁰	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36×2
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
Charge permanente G				**1.64**

II.3.1.b. Murs extérieurs (double cloison)

Tableau II. 2: permanentes des murs extérieurs

N⁰	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Enduit en plâtre	0.01	10	2×0.10
2	Enduit en ciment	0.02	18	2×0.36
3	Brique creuse	0.10	-	2×0.9
4	Lame d'aire	0.10	-	-
Charge permanente G				**2.62**

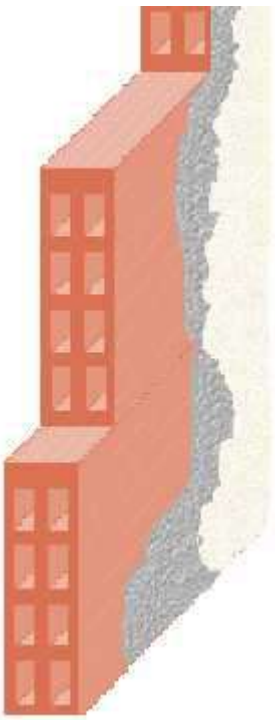


Figure II. 2: Murs simple cloison

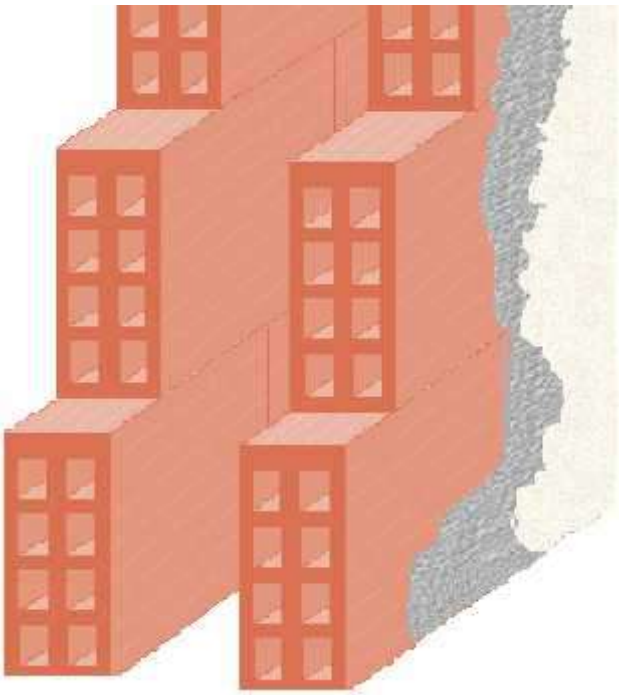


Figure II. 3: Murs double cloison

II.3.2. Plancher terrasse

a. Plancher a corps creux

- **Charges permanentes**

Tableau II. 3: charges permanentes des plancher a corps creux

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.90
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.12	22	2.64
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	2	0.02
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.65**

- **Charges d'exploitation**

Q=1KN/m

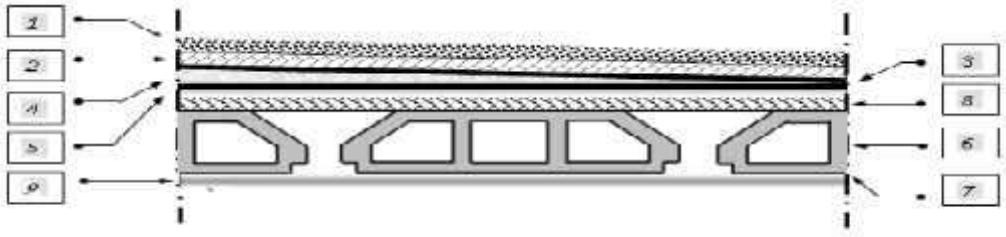


Figure II. 4:Composant de Plancher terrasse

b. Dalle pleine

- **Charges permanentes**

Tableau II. 4: Charges permanentes de Dalle pleine

N^0	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids surfaciques (KN /m2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.05	18	0.9
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.64
6	Film polyane	-	-	0.05
7	Pare vapeur	0.01	6	0.02
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**7.49**

- **Charges d'exploitation**

Q=1KN.m

II.3.3. Plancher courant

a. Plancher a corps creux

- **Charges permanentes**

Tableau II. 5: charges permanentes Plancher a corps creux

N^0	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

- **Charges d'exploitation**

Q=1.5 KN/m

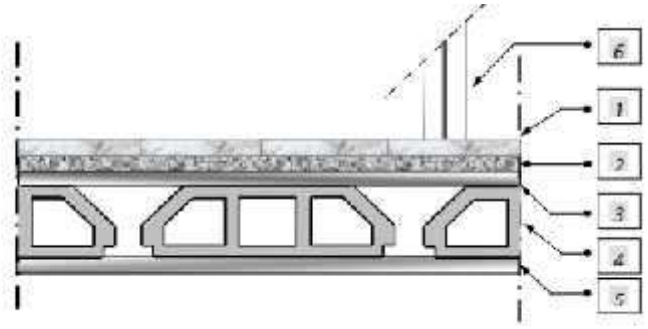


Figure II. 5:Composants des plancher courant

b. Dalle pleine

- **Charges permanentes**

Tableau II. 6: permanentes Charges de Dalle pleine

N^0	**Composante**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/m^3)**	**Poids surfacique (KN/m^2)**
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.90**

- **Charges d'exploitation**

Q=1.5KN.m

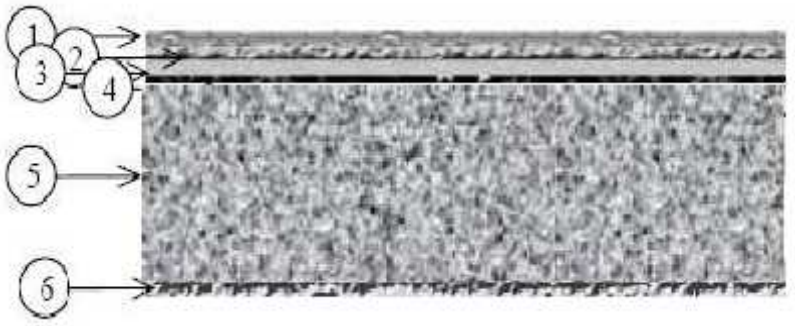


Figure II. 6:Composants des dalle plein de étage courent

II .4-Pré-dimensionnement des poutres

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

II.4.1- Pré-dimensionnement

Elles sont pré-dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles **(C.B.A.93)** à partir de L (L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis), comme suit:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \\ 0.3h \le b \le 0.7h \end{cases}$$

II.4.1.1-Vérification vis-à-vis du RPA99(version2003)

Pour la **zone IIa** (zone de moyenne sismicité), les règles parasismiques Algériennes **(RPA 99version 2003),** les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} = 1.5h + b1 \end{cases}$$

Avec : $e \leq \max(\frac{b1}{2}.\frac{h1}{2})$

II.4.1.2-Vérification de flèche

Le choix final des sections des poutres dépend de la vérification de la flèche qui se traduit

par : $f_{max} < f_{admi}$

La flèche admissible est égale à

$$\begin{cases} \bar{f} = 0.05 + \frac{L}{1000} & si\ L > 5m \\ \bar{f} = \frac{L}{500} & si\ L < 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformement repartie, la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times Eb \times I_b}$$

Avec

- f_{max} : La flèche maximale de la poutre. L : La portée de la poutre.
- h : La hauteur de la poutre. b : La largeur de la poutre.
- q : La charge uniformément répartie a l'ELS, q = G + Q (on prend les charges les plus défavorables).
- G : La charge permanente reprise par la poutre.
- Q : La charge d'exploitation supportée par la poutre.
- E_b: module de Young du béton armé (en prenant compte du coefficient d'équivalence n=15)E_b=13333.3 MPa.
- I_b : Le moment d'inertie de la poutre au plan de flexion.

II.4.2-Poutres principales

On a **Lmax**= 4.10 m

Alors : 27 ≤ h ≤ 40 cm On prend **h = 35 cm**

12≤ b ≤ 28 cm On prend **b= 30 cm**

II.4.2.1 -Vérification selon le R .P.A 99(version 2003)

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

$$\begin{cases} h = 35 \geq 30cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV \\ b = 30 \geq 20cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV \\ \frac{h}{b} = 1.66 \leq 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV \\ b_{max} = 35 \leq 1.5h + b1 = 90 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV \end{cases}$$

- **condition de rigidité :**

$$\frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

II.4.2.2 -Vérification de flèche

Plancher terrasse

Évaluation des charges

- Poids propre de la poutre : G_P = 0.4x0.3x25=3 kN/ml
- La charge : $G_{plancher}$=6.65x2.15=14.29 kN/ml
  $Q_{plancher}$=1x2.15=2.15 kN/ml

Donc :

q = 19.44**kN/ml**

Alors

f = 6.35 mm< $f_{ad\,m}$ = 8.6 mm --------> La flèche est vérifiée.

- Plancher d'étage courant

Évaluation des charges

- Poids propre de la poutre : G_P = 0.4x0.3x25=3 kN/ml
- La charge permanente : $G_{plancher}$=6 x2.15=12.9kN/ml
  $Q_{plancher}$=1.5x2.15=3.225 kN/ml

Donc :

q = 19.125 kN/ml

Alors

f = 6.45 mm<$f_{ad\,m}$ = 8.6 mm **La flèche est vérifiée**.

Conclusion :

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections respectivement des poutres porteuses , toutes les vérifications de R.P.A 99 (version 2003)sont satisfaisantes.

Donc : (bxh)=(30x35) cm pour poutre principale

II.4.3-Les Poutres secondaires

On a **Lmax**= 4.00 m

Alors : 27 ≤ h ≤ 40 cm On prend **h = 35 cm**

10.5≤ b ≤ 24.5 cm On prend **b= 30 cm**

II.4.3.1 -Vérification selon le R .P.A 99(version 2003)

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

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV \\ h = 35 \geq 30cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV \\ b_{max} = 30 \leq 1.5h9 + b1 = 75 \ldots\ldots\ldots CV \end{cases}$$

- **condition de rigidité :**

$$\frac{h}{L} = 0.0875 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

II.4.3.2 -Vérification de flèche

Plancher terrasse

Évaluation des charges

- Poids propre de la poutre : G_P = 0.35x0.3x25=2.62 kN/ml
- La charge : $G_{plancher}$=6.65x2.15=14.29 kN/ml

$Q_{plancher}$=1x2.15=2.15 kN/ml

Donc :

q =2.62+26.6+4 =**19.06 kN/ml**

Alors

f = 5.49 mm< $f_{ad\,m}$ = 8.6 mm --------> La flèche est vérifiée.

- Plancher d'étage courant

Évaluation des charges

- Poids propre de la poutre : G_P = 0.35x0.3x25=2.62 kN/ml
- La charge permanente : $G_{plancher}$=6 x2.15=12.9kN/ml

$Q_{plancher}$=1.5x2.15=3.225 kN/ml

Donc :

q = 18.74 kN/ml

Alors

f = 5.84 mm<$f_{ad\,m}$ = 8.6 mm La flèche est vérifiée.

Conclusion :

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections respectivement des poutres non porteuses:

toutes les vérifications de R.P.A 99 (version 2003)sont satisfaisantes.

Donc : (bxh)=(30x35) cm pour poutre secondaire

II.5- ***Pré-dimensionnement*** **les poteaux :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de pesanteur des charges permanentes et d'exploitation, c'est pourquoi le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

Le CBA 93 préconise de prendre la section réduite des poteaux telle que :

Br = (b – 2) (h – 2) → section rectangulaire.

Br = $(D - 2)^2 / 4$ → section circulaire.

II.5.1-Etapes de pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire aux conditions du **RPA.99 version 2003 : [Art 7.4.1]** suivantes :(Pour les poteaux rectangulaires carrés))

- **Choix du poteau le plus sollicité**
- **Détermination de la surface reprise par le poteau.**

- **Détermination de charge et surcharge revenant à ce poteau.**

Une majoration de 10 % de charges évaluées pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments de moins de trois travées. [1**] (Art B.8.1.1).**

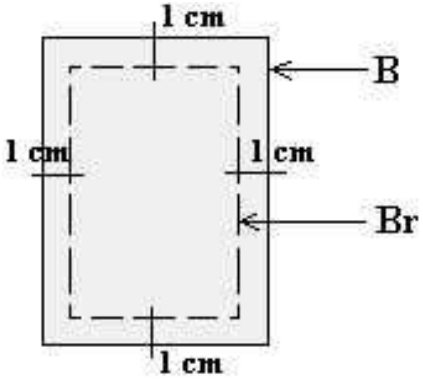


Figure II. 7: Section réduite du poteau

Vérifier $N_u \leq \sim \left[\frac{B_r . f_{c_{28}}}{0{,}9.¥_b} + \frac{A . f_e}{¥_s} \right]$ (CBA93 [B.8.4.1])

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

Br: section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique.

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

γb: Coefficient de sécurité pour le béton

γb=1,50…….. (Situation durable).

γs : Coefficient de sécurité pour l'acier

γs=1,15…….. (Situation durable).

fe : Limite élastique de l'acier (Fe=400MPa).

fc28 : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (fc28=25MPa).

fc28 et Fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

As : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

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

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

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$: c'est l'élancement mécanique.

$L_f = 0.7 L_0$: c'est la longueur de flambement.

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

$I = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{b.h^3}{12}$ (poteau carré).

$I = \frac{D}{4}$ $I = \frac{\pi D^4}{64}$ (poteau circulaire).

II.5.2-le poteau le plus sollicité

C'est le poteaux **D3**

II.5.3-Dimensions des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux est supposé sur la base de la condition suivante :
Min (b1, h1) ≥ 25cm

Tableau II. 7: pré dimensionnement des poteaux

Niveaux		RDC	1er	2eme	3eme	4eme	5eme	6eme
Dimensionnement	**b1 cm**	45	45	40	40	40	35	35
	h1 cm	45	45	40	40	40	35	35

II.5.3.1-Calcul $\bar{N}u$

Dans ce tableau en calculer $\bar{N}u$

Tableau II. 8: calcul de $\bar{N}u$

Etage	Dimension (cmxcm)	Br (mm)	λ	A	As (mm^2)	$\bar{N}u$ (Kn)
6eme	35X35	108900	21,2	0,792	122,5	1630,9
5eme	35X35	108900	21,2	0,792	122,5	1630,9
4eme	40X40	144400	18,62	0,804	160	2194,64
3eme	40X40	144400	18,62	0,804	160	2194,64
2eme	40X40	144400	18,62	0,804	160	2194,64
1er	45X45	184900	28.26	0.75	202.5	2382.10
RDC	45X45	184900	28.26	0.75	202.5	2382.10

II.5.4-Détermination des charges et surcharges

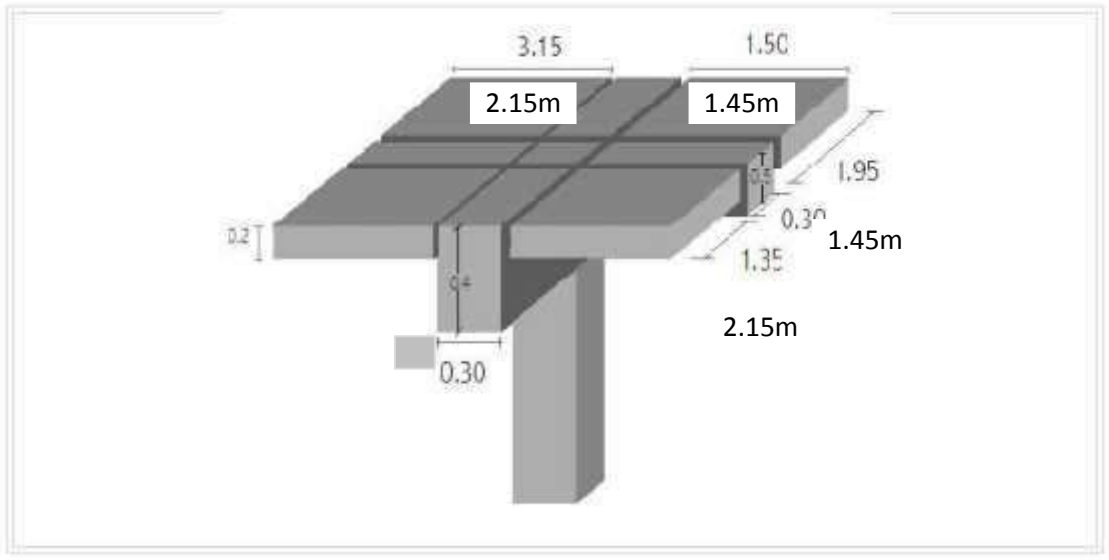


Figure II. 8: Surface du plancher revenant aux poteaux D3

- **Surface du plancher revenant aux poteaux**

Sp=1.9x(1.45+2.15)+1.98x(1.45+2.15) = 13.97 m^2

- **Surface totale:**

St=3.9x4.13= 16.11m^2

II.5.4.1- détermination les charges permanentes

Tableau II. 9: les charges permanentes

Etage	G_{plan}	G_P	G_{po}	G	G_{cum}
6eme	106,326	51,6	2,25	160,18	160,18
5eme	96,66	51,6	2,25	150,51	310,69
4eme	96,66	51,6	3,06	151,32	462,01
3eme	96,66	51,6	3,06	151,32	613,33
2eme	96,66	51,6	3,06	151,32	764,65
1er	96,66	51,6	4,00	152,26	916,91
RDC	96,66	51,6	4,00	152,26	1069,17

II.5.4.2- détermination les charge d'exploitation

Tableau II. 10: Détermination les charge d'exploitation

Etage		Q	(3+n)/2n	Q_{cum}
6eme	Q0	16,11		16,11
5eme	Q1	24,165	1	40,275
4eme	Q2	24,165	0,95	63,23175
3eme	Q3	24,165	0,9	84,98025
2eme	Q4	24,165	0,85	105,5205
1er	Q5	24,165	0,8	124,8525
RDC	Q6	24,165	0,75	142,97625

II.5.5-Calcul Nu

Donc en calcul **Nu**

Tableau II. 11: Les valeur Nu

Etage	N_{GC}	N_{QC}	N_u	$1{,}1N_u$	$\bar{N}u$	verf
6eme	160,176	16,110	240,403	264,443	1144,96	**CV**
5eme	310,686	40,275	479,839	527,822	1144,96	**CV**
4eme	462,009	63,232	718,559	790,415	1144,96	**CV**
3eme	613,331	84,980	955,467	1051,014	1630,9	**CV**
2eme	764,654	105,521	1190,563	1309,619	1630,9	**CV**
1er	916,914	124,853	1425,112	1567,623	2194,64	**CV**
RDC	1069,174	142,976	1657,849	1823,633	2194,64	**CV**

II.6.Pré-dimensionnement des voiles

II.6.1. Définition

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales .

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants aux conditions suivantes :
Leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.
Donc :

$$a > Max(15, \frac{H_e}{22}, \frac{H_e}{25})$$

$$a > Max(15, \frac{H_e}{22})$$

II.6.2-pré-dimensionnent des voiles

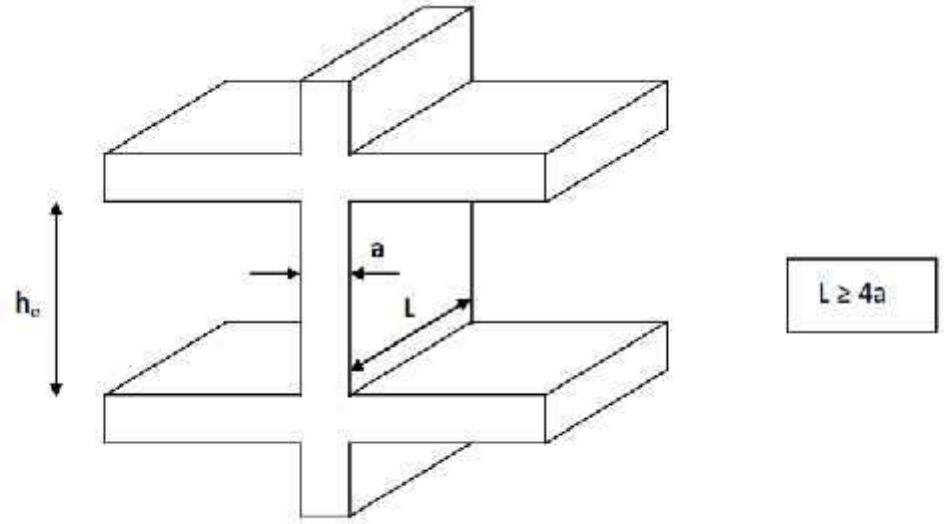


Figure II. 9: Un voile en 3D

D'où $h_e = 3.23 - 0.45 = 2.78$ m. On obtient :

$h_e/22 = 12.63$cm alors **a** ≥ max (12.63 cm ; 15cm) = 20 cm

Donc, on adopte les épaisseurs suivantes :

a =20 cm. (pour tout les étages)

III.1.L'acrotère

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui rovoqueraient des fissures.

III.1.2. Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

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

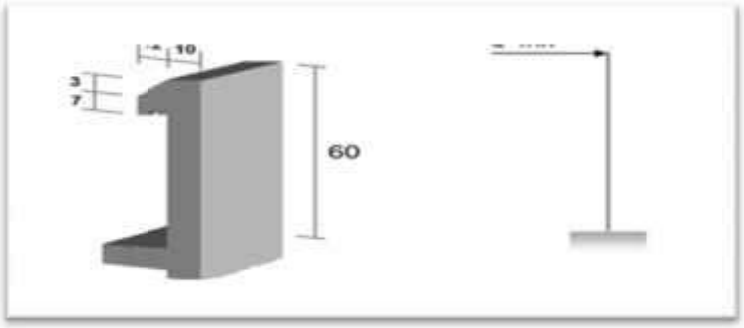


Figure III. 1: L'acrotère

III.1.3.Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau III. 1: Charges permanentes et surcharges d'exploitation de l'acrotère

Charge Permanente
Poids propre :[(0,6.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=1.755 KN
Charge exploitation
Q = 1 KN

III.1.4.Détermination des efforts:

Tableau III. 2: Les efforts sur l'acrotère

L'E.L.U	
L'effort normal :	NU =1,35.G = 1,35×1.755 =2,369 KN
Moment d'encastrement :	MU =1,5.Q.h = 1,5×1×0,6= 0.90KN.m
L'effort tranchant :	TU =1,5.Q = 1,5×1 = 1, 500 KN.
L'E.L.S	
L'effort normal :	Nser = G = 1.755 KN
Moment d'encastrement :	Mser = Q. h =1×0,6= 0,6 KN.m
L'effort tranchant :	Tser = Q =1 KN

III.1.5. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm2 soumise à la flexion composée

III.1.5.a .Etat Limite Ultime:

- **Calcul du moment de flexion :**

a : distance entre le point d'application de " N " et le centre des armatures tendues.
e = e0 + (h/2-c) ⇒ e = 40.5 cm.
M1 = Nu × e ⇒ M1 = 0,96 KN.m.

- **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime:
Mu =M1=0,96 KN.m

$$« = \frac{Mu}{\pm_{bc}.b \cdot d^2}$$

μ = 0,012 < μl = 0,392 ⇒ A' = 0.
Donc : ß = 0,994 (tab).

$$A = \frac{Mu}{\cdot d \cdot \pm_s} \Rightarrow A = 37mm^2$$

N : effort de compression, alors : $A2 = A - \frac{N}{100\pm_s} \Rightarrow A = 0{,}30\ cm^2$

Et A' = A1 ⇒ A' = 0

Donc: $\begin{cases} A_2 = 0{,}30\ cm^2 \\ A_1 = 0\,cm^2 \end{cases}$

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1cm^2 > A = 0{,}30cm^2$$

Donc : A = Amin = 1,00 cm2
On adoptera : A2 = 5HA8 =2,31cm2

- **Armatures de répartition:**

On a : $\frac{A}{4} \le Ar \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0{,}58 \le Ar \le 1{,}16$

Donc, on prendra : Ar = 4 HA 6 = 1.13 cm²

- **Espacement:**

$S_t = \frac{100}{5} = 20cm \le$ Smin = min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm (cv)

$S_{tr} = 15$ cm ≤ Smin = min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm (cv)

III.1.5.b. Vérification à l'état limite de service:

Données : Nser = 1.755 KN.
Mser = 0,6 KN.m
Donc, on obtient :

σb = 0,08 MPa ≤ $\overline{\sigma}$b= 0,6 fc28 = 15 MPa (cv).

$$\overline{\sigma s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f e = 333{,}33\text{MPa}; 110\sqrt{\eta f tj} = 201{,}633\text{MPa}\right] = 201{,}633\text{MPa}$$

Avec η =1.6 (fissuration préjudiciable).

σs=0,69MPa ≤ $\overline{\sigma s}$ (c.v)

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F"

Qui est égale à: $$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: τu ≤ $\overline{\tau}$ telles que:

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

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{fc_{28}}{\gamma b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable)

D'où alors :

$$\tau_u = 0{,}02\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2{,}5\ \text{MPa}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

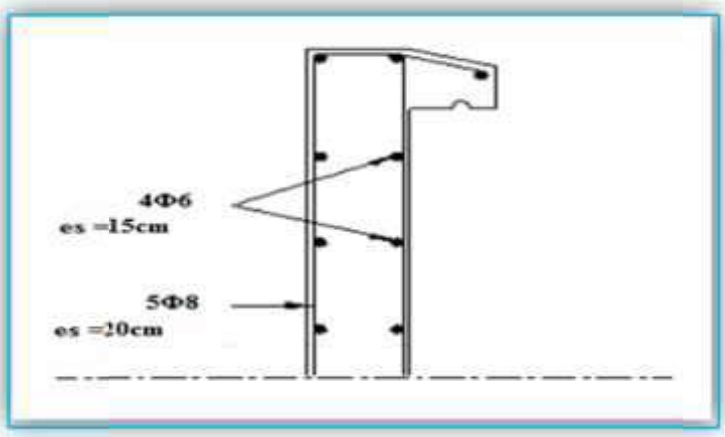


Figure III. 2: Ferraillage de l'acrotère

III.2. Planchers

III.2.1.plancher en corps creux

III.2.1.1.Introduction

Notre plancher comporte une hauteur totale :ht =16+ 4 = 20cm, il est constitué des corps creux. qui reposent sur des poutrelles préfabriquées.

III.2.1.2.Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65×L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

a. Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

✓ C**alcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:**

Tableau III. 3: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
4,30	2,15	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

$Q = Max\begin{cases}1kN \\ 500N/m\end{cases}$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

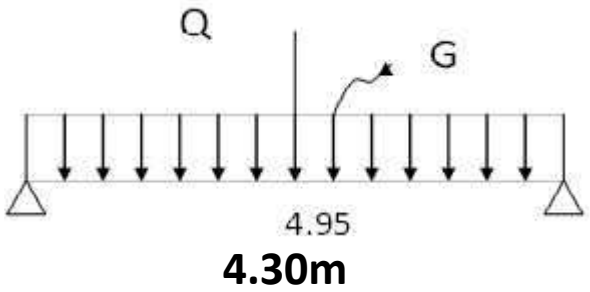


Figure III. 3 : Schéma statique de la poutrelle.

✓ **Calcul des moments:**

Tableau III. 4 : Moments statiques des poutrelles

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1{,}78\,KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 2{,}31KN.m$
Mu=1,35MG+1,5MQ=5.868KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5.86\times10^6}{14{,}2\times120\times30^2} = 3.82 \square\ \mu_l = 0{,}392$$

μ = 3.82> μl = 0,392 => A' ≠ 0

Mais, il est impossible pratiquement de placer des armatures de compression Très faible.

On prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les Charges avant le coulage.

b. Après coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

b.1. Méthode de calcul des poutrelles:

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire pour les deux premiers types et par la méthode de CAQUOT pour les restes car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

b.1.1.méthode forfaitaire :

❖ **conditions d'application :**

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

Conditions concernant la charge d'exploitation :

Charges uniformément réparties : $Q \leq$ Min (2.G et 5 KN/m2)

Charges concentrées : $P \leq$ Min (Q/4 et 2 KN)

P : charge permanente concentrée (en KN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

Conditions concernant les caractéristiques géométriques :

le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$$ **CNV**

Condition concernant le type de fissuration :

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

Donc :

la méthode forfaitaire ne pas applique en utiliser la méthode de caquot.

b.1.2.méthode de Caquot :

Tableau III. 5: Méthode de Caquot

Moment isostatique M0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée Mt	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui Ma	**Appuis de rives**	MA=0,2M0
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	**Travée de rive**	L
	Travée intermediaries	0,8l
Effort trenchant T	**Tw**	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- ✓ M0 : moment isostatique.
- ✓ Mw, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- ✓ Qw : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- ✓ qe : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- ✓ l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- ✓ l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- ✓ l : représente la portée de la travée libre.
- ✓ Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- ✓ Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.3. Calcul des charges et surcharges :

Tableau III. 6: Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S

	G KN/m²	**Q KN/m²**	**Pu KN/m**	**Pser KN/m**
Plancher terrasse	6,65×0,65 = 4,32	1×0,65 = 0,65	6,80	4,97
Plancher courant	6,00×0,65 =3.90	1.5×0,65=0.97	6.72	4.87

Type 1 : poutrelle a 4 traves

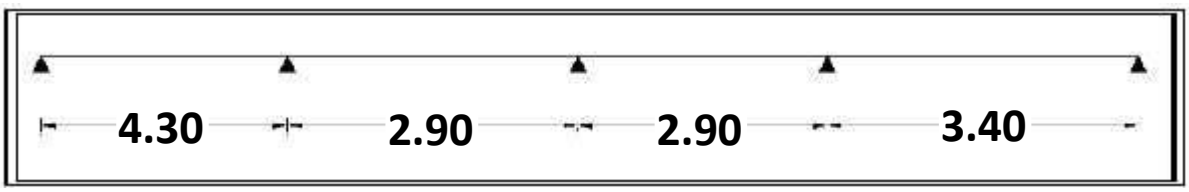
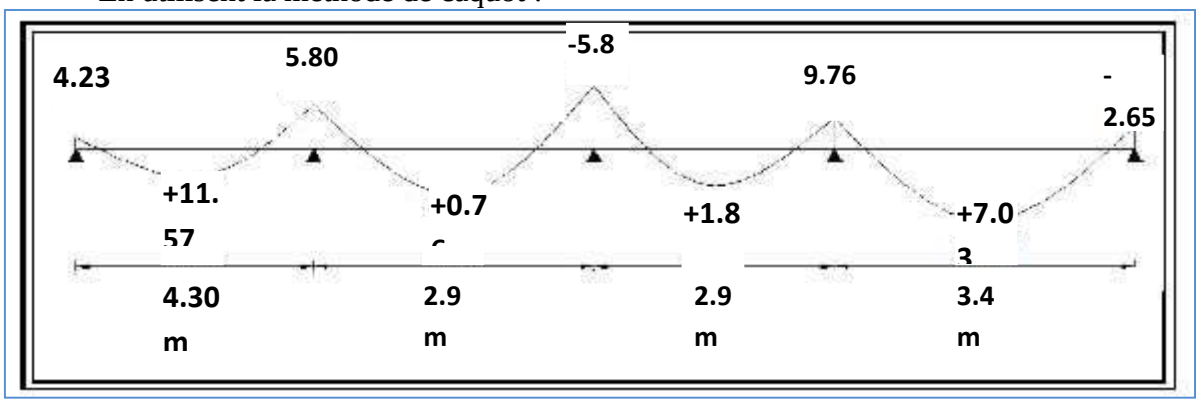


Figure III. 4 : type 1 de poutrelle

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

En utilisent la méthode de caquot :



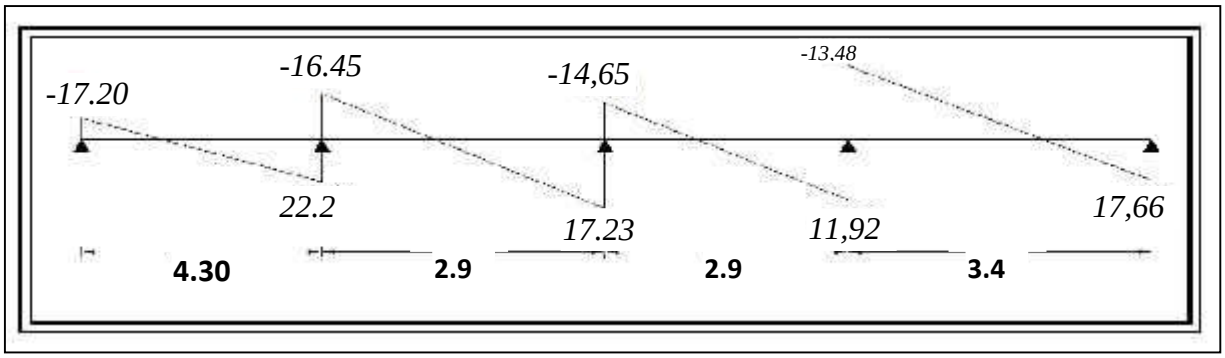


Figure III. 5: Diagramme du moment et effot dans la poutrelle à quatre travées (Elu)

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

diagramme des effort
moment fléchassent

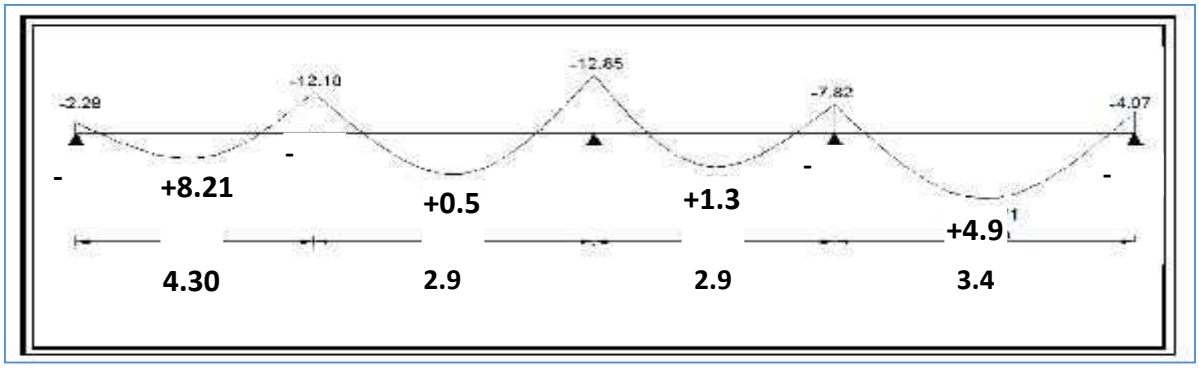


Figure III. 6 : Diagramme du moment(KN.m) dans la poutrelle à quatre travées (ELS)

Type 2 : poutrelle a 3 traves

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

En utilisent la méthode de caquot :

Tableau III. 7: Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU

Travées	M0 (KNm)	Mw (KNm)	Me (KNm)	Mt	Tw	Te
A – B	15,71	3,14	11,54	8,37	12,66	-16,57
B – C	7,14	11,54	1,42	0,66	13,34	-6,372

diagramme des effort

moment fléchassent

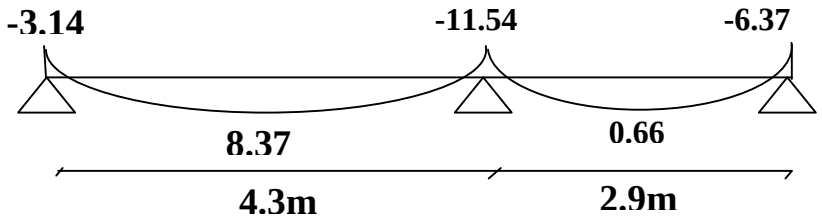


Figure III. 7 : Digramme de moment flèchent dans la poutrelle à deux travées (Elu)

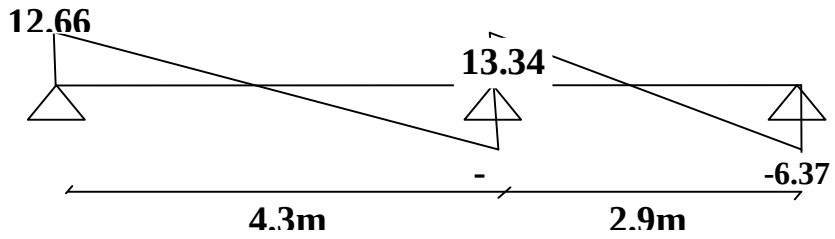


Figure III. 8: Diagramme du effot (KN) dans la poutrelle à deux travées (Elu)

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

moment fléchassent

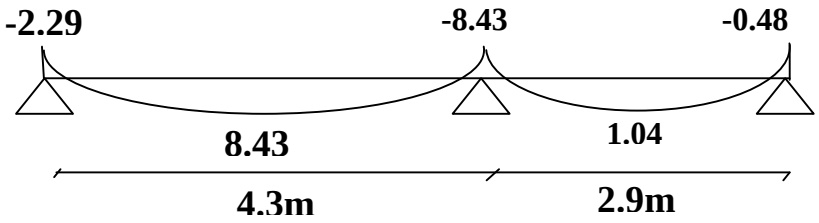
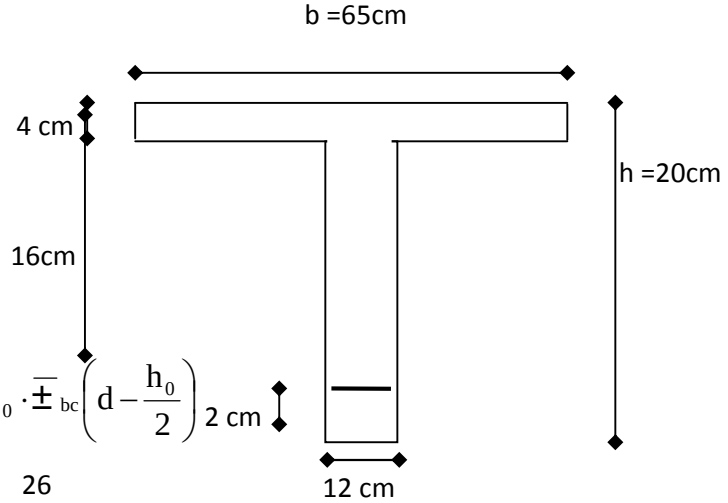


Figure III. 9: Diagramme du moment(KN.m) dans la poutrelle à deux travées (ELS)

III.2.4.Ferraillage des poutrelles :

Mtmax= 11.57kN.m
Mamax= 14.98kN.m
Tmax= 17.66kN



Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\pm}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

Avec: b=65 cm; h0=4 cm; h=20cm; σbc=14.2 MPa; d=18 cm; σs=348 MPa; FeE400 MPa; B0=12 cm ; c= 2 cm;

$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow$ M0 = 59.07 kN.m

M0> Mt , d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

1°/ A L'ELU :

*** En travée :**

$\mu = \frac{M_t}{\pm_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11.57.10^3}{14.98 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow$ μ=0.036 < μl =0.392 Donc A' = 0

Tableau : ß=0.975⇒ $A = \frac{M_t}{\cdot d \cdot \pm_s}$ = 2.35cm².

On adopte: **A=3Φ10=2.36 cm²**

Conditions de non fragilité : (CBA93)

A = 2.36 cm² > Amin = $\frac{B}{1000}$ = 1.30 cm² **(C.V)**

Tableau III. 8 : Vérification à l'E.L.S aux appuis

Mser kN.m	Au m^2	y1 cm	I cm^4	K N/mm^3	σb MPa	$\overline{\sigma}$ b MPa	Observation
10.46	**2.36**	**5.31**	**8904.92**	**0.117**	**6.23**	**15.00**	(CV)

o **Aux appuis:**

Tableau III. 9: Vérification à l'E.L.S aux appuis

Mser kN.m	Au m^2	y1 cm	I cm^4	K N/mm^3	σb MPa	$\overline{\sigma}$ b MPa	Observation
8.07	**2.01**	**5.10**	**6320.25**	**0.127**	**6.51**	**15.00**	(CV)

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

3°/ Etat limite de déformation :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{495} = 0.0404 < 0.0625 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0404 > \frac{8.07}{10.14.96} = 0.053 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.010 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a une seule condition, n'est pas vérifiée, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche:

Mser = 8.07 kN.m

° $= \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12.18} = 0.010.$

ρ = 1.00 % ⇒ **1 = 0.860** (Tableau).

$\sigma s = \frac{M_{ser}}{{}_1 \cdot d \cdot A} = 189.97 MPa$

Tableau III. 10: Récapitulation des résultats de la flèche.

M (kN.m)	A (cm^2)	y (cm)	P	ß1	σs (MPa)	M	λi	λv
8.07	2.36	11.71	0.010	0.860	189.97	0.378	4.11	**1.64**
I (cm^4)	**I*f*i (cm^4)**	**I*f*v (cm^4)**	**L(m)**	**fi (mm)**	**fv (mm)**	**Δf (mm)**	**fadm(mm)**	Δf < fadm
30373.249	**13083.8**	**20624.8**	**4.95**	**4.69**	**8.86**	**4.17**	**9.90**	C.V

III.3- Les dalles pleines :

III.3.1-Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- La méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré et chargement répartie.
- 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.

III.3.2.Calcul des dalles triangulaires

Pour les dalles de forme triangulaire, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture, par ce qu'elle est plus puissante, cette dernière est basé sur le mécanisme des fissures.

Calcul de la charge totale :

1. **Plancher terrasse :**

G=7.49KN/m² Q = 1 KN/m²
Pu = 11.61 KN/m².
Pser= 8.49 KN/m².

2. **Plancher habitation :**

G = 6.90 KN/m² Q=1.5Kn/m^2
Pu= 11.56 KN/m²
Pser=8.4 KN/m²

On choisit la sollicitation la plus défavorable :
Pu = 11.61 KN/m²
Pser = 8.49 KN/m²

3.Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Text \qquad avec \quad \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

Travaille externe :

$$Text(1) = Pu \times (S1) \times \frac{f}{3}$$

$$Text = Pu \times \left(\frac{L_x \times L_y}{2}\right) \times \frac{f}{3} = Pu \times \left(\frac{1.95 \times 1.95}{2}\right) \times \frac{f}{3} = 0.65 \times Pu \times f$$

$$Text = 0.65 \times Pu \times f$$

Travail interne :

$$Tint(1) = M \times Ly \times \theta 1x + M \times Ly \times \theta 1x = 2M \times Ly \times \theta 1x \quad avec \quad \theta 1x = \frac{f}{x}$$

$$Pu = f(x,y)\,dx \begin{cases} \frac{dp}{dx} \rightarrow \frac{-3.9}{x^2} + \frac{7.8}{(1.95-2x)^2} \\ dp \quad \rightarrow \frac{-7.80}{y^2} + \frac{7.80}{(1.95-2y)^2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} x = 0.57\,m \\ y = 0.53\,m \end{cases}$$

$$\frac{11}{22} = 0.51 \qquad \frac{8.41}{22.96} = 0.37$$

4.Calcul du ferraillage à LU :

Le moment sollicitant en travée suivant les deux sens :

On a un plancher dalle pleine donc on a deux moments :

$Mtx = 0.75 \times Mty = 8.39\ KN.m$ ..... moment en travée

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

Le ferraillage se fait pour une bande de une section rectangulaire simplement fléchie

$1.5\,n =$

	M(KN.m)	d (cm)	« < « l		Acal (cm²/ml)	Achoisir (cm²)
En travée	0.42	12.5	0.002	0. 999	1.5	5T10=3.93
Eux appuis	0.28	12.5	0.001	0.999	1.5	5T10=3.93

- Vérification de la section :

$\leq \frac{h}{10} \Rightarrow 10 \leq \frac{150}{10} = 15$ ..... cm^2 C.V

- Condition d'espacement :

$\frac{-5}{4} \approx 25St = \frac{10}{} \leq [3h = 45\ ;\ 33\ cm] = 33.\ cm$ C.V

E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mser = 0.31\ KN.m$ ..... *Le moment en travée*

$Max = May = -0.5 \times Mser = -0.21\ KN.m$ ..... *Le moment aux appuis*

En travée

A= 3.93 cm²

On doit vérifier :

$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{0.31x10^{6}}{6187.42x10^{4}}x32.9 = 0.16\ MPA$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

Aux appuis

A=3.93 cm²

On doit vérifier :

$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{0.21x10^{6}}{6187.42x10^{4}}x32.9 = 0.11\ MPA$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

Où :

τ: *la contrainte tangente (en MPA)*

V est l'effort tranchant (KN)

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{13.08 \times 1.95 \times 1.95}{2 \times 1.95 + 1.95} = 8.5\ KN$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{13.08 \times 1.95 \times 1.95}{3 \times 1.95} = 8.5\ KN$$

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} = \frac{8.5 \times 10^{3}}{1000 \times 125} = 0.068\ MPA \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5}25 = 1.17MPA \ldots\ldots\ldots C.V$$

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.15}{1.95} = 0.076 > \frac{1}{16} = 0.0625 \ldots\ldots\ldots c.v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \quad \Rightarrow \frac{0.15}{1.95} = 0.076 > \frac{1}{10} \times \frac{0.42}{6.21} = 0.007 \ldots\ldots\ldots c.v$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.93}{100 \times 12.5} = 0.003 < \frac{4.2}{400} = 0.011 \ldots\ldots\ldots c.v$$

III.3.3. Calcul des dalles rectangulaire :

1. Calcul de la charge totale

G = 6.90 KN/m² Pu= 11.56 KN/m²
Q = 1.5 KN/m² Pser= 8.40 KN/m²

$$alors : \begin{cases} Mu = 6.05\ KN.m \\ Mser = 4.36\ KN.m \end{cases}$$

4. Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :
On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mu = 4.54\ KN.m$ …… *Le moment en travée*

$Max = May = -0.5 \times Mu = -3\ KN.m$ …… *Le moment aux appuis*

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.
Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa.

	M(KN.m)	d (cm)	« < « l		Acal (cm²/ml)	Achoisir (cm²)
En travée	4.54	12.5	0.021	0.989	1.5	5T10=3.93
Eux appuis	2.00	12.5	0.009	0.994	1.5	5T10=3.93

Vérification de la section :

$$\square \leq \frac{h}{10} \quad \Longrightarrow \quad 10 \leq \frac{150}{10} = 15 \ldots\ldots cv$$

E.L.S :

En travée
A= 3.93 cm²
On doit vérifier :

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

$$= \frac{3.27X10^6}{6187.42X10^4}32.9 = 1.73$$

Aux appuis
A=3.93 cm²
On doit vérifier :

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

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

5.**Vérification de l'effort tranchant**

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

Où :

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{13.08 \times 4.80 \times 4.00}{2 \times 4.80 + 4.00} = 18.46\,KN$$

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} = \frac{18.46 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.148\,MPA \quad \leq \quad \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17MPA \ldots\ldots\ldots C.V$$

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} = \frac{17.44 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.139MPA \quad \leq \quad \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17MPA \ldots\ldots\ldots C.V$$

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

6. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \square \quad \frac{0.15}{4.8} = 0.72 > \frac{1}{16} = 0.0625 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \quad \square \quad \frac{0.15}{4.8} = 0.72 > \frac{1}{10} \times \frac{3}{27.10} = 0.001 \ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \quad \square \quad \frac{3.93}{100 \times 12.5} = 0.003 < \frac{4.2}{400} = 0.011 \ldots\ldots\ldots c.v$$

IV.4.L' escaliers.

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à deux volées.

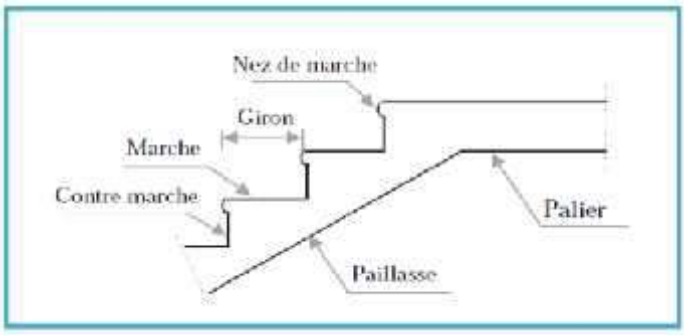


Figure III. 10 : Coupe d'un escalier

IV.4.1.Dimensionnement:

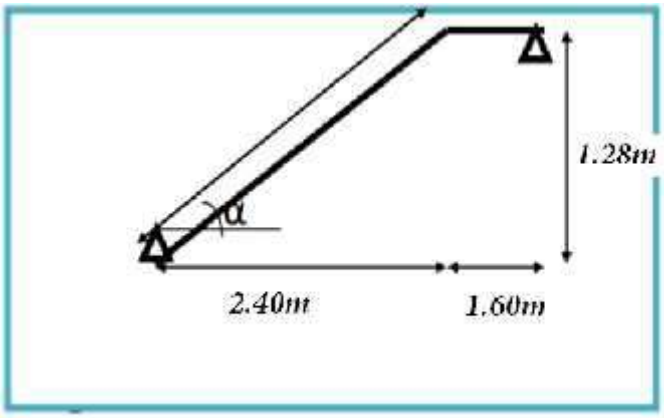


Figure III. 11: Dimensions de l'escalier

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la **formule de BLONDEL**:

$60 \leq g + 2h \leq 64$ ⟶ $60 \leq 30 + 2\times17 = 64 \leq 64$.

Hauteur de la marche: h = 17 cm .

Le giron: g =30 cm.

Vérification d'inclinaison α :

$\mathbf{tg\alpha}=\frac{H}{L}=\frac{128}{240}=0.53$ ⟶ $\boldsymbol{\alpha=28.07^{\circ}}$

Longueur de la paillasse ep :

$L_{total}=\sqrt{(2.40)^2+(1.28)^2}+1.60 = 4.32$ m

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

$L_{total}/35 \leq ep \leq L_{total}/30$ ⟶ $12.34 \leq ep \leq 14.4$

On adopte : ep = 15 cm.

IV.4.1.1.le palier :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de palier de l'escalier :

Tableau III. 11: Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier

	Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/ m2)
1	carrelage grés céramique	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.40
3	lit de sable	0.03	18	0.54
4	dalle en béton arme	0.15	25	3.75
5	enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**5.49**

IV.4.1.2.la paillasse :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de paillasse de l'escalier :

Tableau III. 12: Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier

	Désignations	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	carrelage grés céramique	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.40
3	lit de sable	0.03	18	0.54
4	Marche	0.17/2	22	1.87
5	Paillasse	0.15/cos α	25	4.25
6	enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**7.86**

La charge permanente de paillasse G=7.86 KN/m^2

La charge d'exploitation de tout l'escalier Q=2.5KN/m^2

IV .4.2.Détermination des efforts :

À l'E.L.U: Pu =1.35 G + 1.5 Q .

À l'E.L.S: Pser = G + Q .

Tableau III. 13: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	7.86	2.5	14.36	10.36

On prend le volée le plus défavorable (1^{ére}volée).

a) à l'ELU:

1^{ére}volée:

Les réactions d'appuis:

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_C - (14.36 \times 2.40) - (11.16 \times 1.60) = 0$$

$$R_A + R_C = 52.32 \text{ KN}$$

$$\sum M/C = 0$$

$$R_A \times 4.00 - (14.36 \times 2.40) \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.60\right) - (11.16 \times 1.60) \times \left(\frac{1.60}{2}\right) = 0$$

$$R_A = 27.70\ KN$$

$$R_A + R_C = 52.32\ KN$$

$$R_C = 24.62\ KN$$

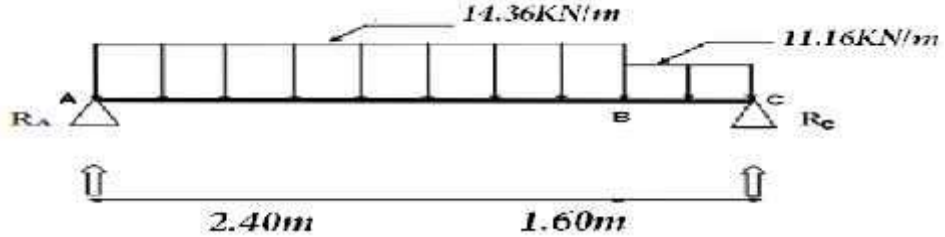


Figure III. 12: distribution de la charge à l'ELU de 1^érevolée:

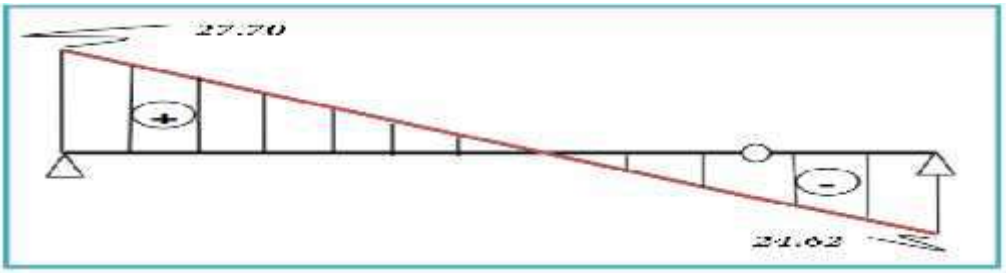


Figure. III.4 : diagramme de l'effort tranchant d'escalier a L'ELU

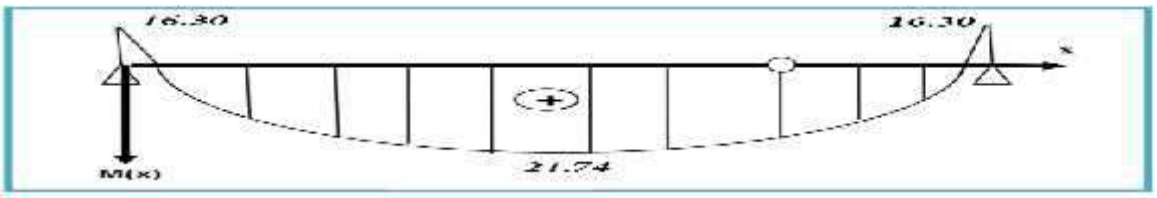


Figure. III.5: diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELU

b) à l'ELS :

Les réactions d'appuis:

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_C - (10.27 \times 2.40) - (7.99 \times 1.60)$$

$$R_A + R_C = 37.43\ KN$$

$$\sum M/C = 0$$

$$R_A \times 4.00 - (10.36 \times 2.40) \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.60\right) - (7.99 \times 1.60) \times \left(\frac{1.60}{2}\right)$$

$$R_A = 19.96\ KN$$

$$R_A + R_C = 37.43\ KN \longrightarrow R_C = 17.47.$$

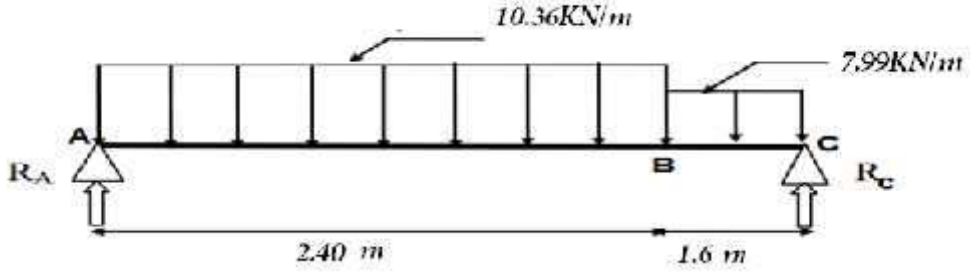


Figure III. 13: distribution de la charge à l'ELS de 2eme volée.

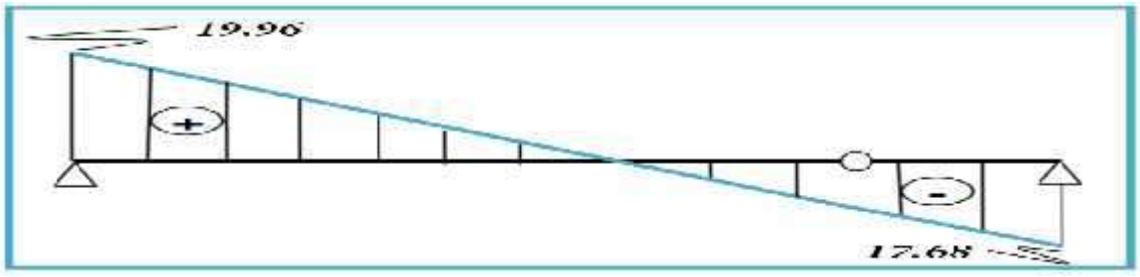


Figure III. 14: diagramme de l'effort tranchant d'escalier a L'ELS

Donc :

M_T=0.8× 19.58 = 15.66$KN.M$

$M_A = 0.6 \times 19.58 = 11.75\ KN.M$

$T = T_{MAX} = 19.96\ KN$

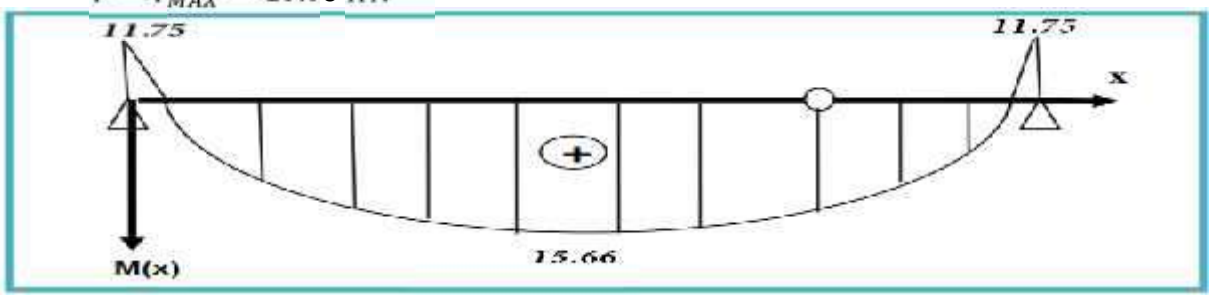


Figure III. 15: diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS

IV.4.3.Calcul du ferraillage :

Acier : FeE400 ; γs = 1.15 ; σs = 348 MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; γb = 1.5 ; σb = 14.2 MPa ; $ft_{28} = 2.1$MPA
b=100cm ; h=15cm ; d=12.5cm ; c=2.5cm
Le moment max en travée : Mtmax=21.74 $KN.M$
Le moment max aux appuis : Mamax =16.30 $KN.M$

Tableau III. 14: les résultats de la flexion simple.

	(.)	(. m.)		β	Acal /	A ir ( )
En travées	21.74	12.5	0.012	0.994	6.01	6Φ12=6.78
Aux appuis	16.30	12.5	0.954	0.996	4.50	6Φ10=4.71

Avec :

$\mu = \frac{M_U}{b d^2 \sigma_b}$; $A = \frac{M_U}{\beta d \sigma_S}$

a)Condition non fragilité:

$A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.5\ cm^2$

Donc : A> Amin

Le choix :

En travée : A = 4Φ14=6.15 cm².

Aux appuis : A =4Φ12=4.52 cm².

b) Armature de répartition : $A_r = \frac{A}{4}$

En travée : $A_r = 3T10 = 2.35\ cm^2$

Aux appuis : $A_r = 3T10 = 2.35\ cm^2$

c) Condition d'espacement :

Pour les armatures longitudinales :

$S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm$ on prend $S_t = 20\ cm$

$2.5 \leq S_t = 20 \leq 33$ ..... **(c.v)**

d) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_U}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = Min\left(0.2 \times \frac{fc_{28}}{1.5}, 5Mpa\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}, 5\ Mpa\right) = 3.33\ Mpa$$

$$\tau_u = \frac{30.43 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.24Mpa.$$

$\tau_u = 0.24Mpa \leq \overline{\tau_u} = 3.33Mpa$ ..... **(c.v)**

e) Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25 = 15Mpa$

En travées:

A = 6.15 cm²

$M_{ser} = 18.73\ KN.M$

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y$

$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15A'(Y - C')^2 + 15A(d - Y)^2$ ⟹ I=9155.90 cm²

$\sigma_b = \frac{18.73.10^6}{9155.90.10^4} \times 48 = 9.82Mpa$

$\sigma_b = 9.82MPA \leq \overline{\sigma_b} = 15Mpa$.....**(c.v)**

En appuis :

A = 4.52 cm²

$M_{ser} = 14.05$ KN. M

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a:

$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + 15A'(Y - C')^2 + 15A(d - Y)^2$ ⟹ I=9155.90 cm²

$\sigma_b = \frac{14.05.10^6}{9155.90.10^4} \times 48 = 7.36Mpa$

$\sigma_b = 7.36MPA \leq \overline{\sigma_b} = 15Mpa$.....**(c.v)**

IV-1 Introduction :

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

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

IV.2.1.Centre de masse :

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

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

$$X_G=\frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_G=\frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- ✓ Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- ✓ Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- ✓ XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

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

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

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

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

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

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

X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Tableau IV. 1: centre d'inertie et centre de masse

	CENTE DE MASSE							CENTRE TORSION	
Etage	**W_i**	**X_i**	**W_i*X_i**	**Y_i**	**W_i*Y_i**	**X_G**	**Y_G**	**X_t**	**Y_t**
6	4090,88	13,137	53 741,90	14,075	57 579,15	13,14	14,08	12,518	14,624
5	4342,74	13,144	57 081,03	14,076	61 128,46	13,14	14,08	12,515	14,632
4	4451,16	13,12	58 399,18	14,09	62 716,80	13,12	14,09	12,514	14,64
3	4512,91	13,121	59 213,94	14,089	63 582,45	13,12	14,09	12,524	14,638
2	4512,91	13,121	59 213,94	14,089	63 582,45	13,12	14,09	12,558	14,613
1	4572,64	13,122	60 002,14	14,087	64 414,74	13,12	14,09	12,647	14,535
RDC	4642,63	13,123	60 925,21	14,086	65 396,06	13,12	14,09	12,928	14,262

IV.2.3. Excentricité :

a) Excentricité théorique (statique) :

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

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

Tableau IV. 2: Excentricité théorique (statique)

	CENTE DE MASSE		CENTRE TORSION		EXTRENCITE THEORIQUE	
Etage	**X_G**	**Y_G**	**X_T**	**Y_T**	**E_X**	**E_Y**
6	13,14	14,08	12,518	14,624	0,62	0,55
5	13,14	14,08	12,515	14,632	0,63	0,56
4	13,12	14,09	12,514	14,64	0,61	0,55
3	13,12	14,09	12,524	14,638	0,60	0,55
2	13,12	14,09	12,558	14,613	0,56	0,52
1	13,12	14,09	12,647	14,535	0,48	0,45
RDC	13,12	14,09	12,928	14,262	0,19	0,18

b)Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

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

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

Excentricité théorique résultant des plans.

E_x= 0,05. L_x=0.05x27.8=1.39

E_y= 0,05. L_y=0.05x27.8=1.39

c) Effet de la torsion accidentelle : RPA99 V 2003► [Art 4.3.7] ◄

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

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

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.55 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 4.55 m

Tableau IV. 3: Effet de la torsion accidentelle

	Extrencite theorique		**Excentricité accidentelle**		**Effet torsion**		**Vérification**	
Etage	**E_X**	**E_Y**	**extr x**	**ext y**	**som x**	**some y**	**suivant x**	**suivant y**
6	0,62	0,55	1,39	1,39	2,01	1,94	**CV**	**CV**
5	0,63	0,56	1,39	1,39	2,02	1,95	**CV**	**CV**
4	0,61	0,55	1,39	1,39	2,00	1,94	**CV**	**CV**
3	0,60	0,55	1,39	1,39	1,99	1,94	**CV**	**CV**
2	0,56	0,52	1,39	1,39	1,95	1,91	**CV**	**CV**
1	0,48	0,45	1,39	1,39	1,87	1,84	**CV**	**CV**
RDC	0,19	0,18	1,39	1,39	1,59	1,57	**CV**	**CV**

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

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

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

Pour notre bloc la régularité en planest vérifiée avec une hauteur qui dépasseles 23 m, donc selon le RPA99 V 2003► [Art 4.1.2] ◄,onvas utiliser la méthode : **dynamique modal spectrale**

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe :

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

b) Modélisation :

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

c)Le spectre de réponse de calcul :

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

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

- **Coefficient d'accélération A :** selon RPA99 version 2003 ► [Tab.4.1]◄

- L'ouvrage est du « groupe 2 » (batiment habitation collective).

-L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de de Médéa, commune BENI SLIMANE . (zone IIa).

Donc : A=0,15

facteur de correction d'amortissement η:selon RPA99 version 2003►► [Tab.4.2] ◄◄ [1]

¶ =8.5

$$¦ = \sqrt{\frac{7}{(2+¶)}} \geq 0,7 \Rightarrow ¦ = 0,816$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=10%).

- **coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 ►► [**Art**.3.4.A.4.b] ◄◄ [1] R = 4** ; Justification du coefficient de comportement R : RPA version 2003► [Art 3.5] ◄
- facteur de qualité Q :[RPA : Tab.4.4.] :

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

$$Q = 1 + \sum^{6} P_q$$

les pénalités sont rappelées dans le tableau suivant

Tableau IV. 4: Caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

Critère "q"	*Observé*	*N/Observé*	*Qx*	*Qy*
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	***0***	***0.05***	***0***	***0***
2. Redondance en plan	***0***	***0.05***	***0.05***	***0.05***
3. Régularité en plan	***0***	***0.05***	***0.05***	***0.05***
4. Régularité en élévation	***0***	***0.05***	***0***	***0***
5. Contrôle de la qualité des matériaux	***0***	***0.05***	***0***	***0.0***
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	***0***	***0.10***	***0***	***0***
			1.05	***1.05***

- **f.clacul D**

Determination de T

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0,15\,\text{s} \\ T_2 = 0,5\,\text{s} \end{array}\right\} \quad \text{site S3}$$

$\mathbf{T_2}$=0.5 , T=0.57

En a T > T_2 *Donc*

Donc $D = 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}$=**1.86**

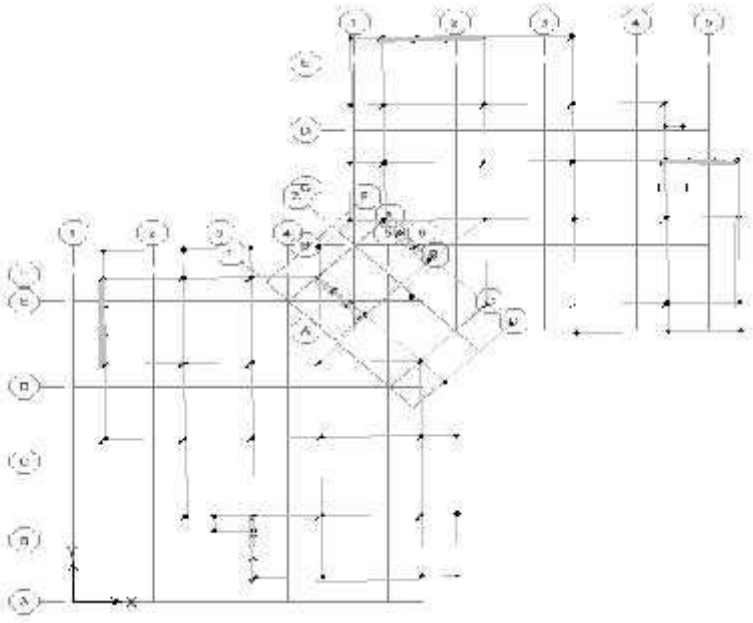
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- ✓ Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- ✓ Vérification de participation massique
- ✓ Vérification des périodes
- ✓ Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement
- ✓ Vérification de déplacement (Inter étage, En tête)
- ✓ vérification de cisaillement des éléments.
- ✓ Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

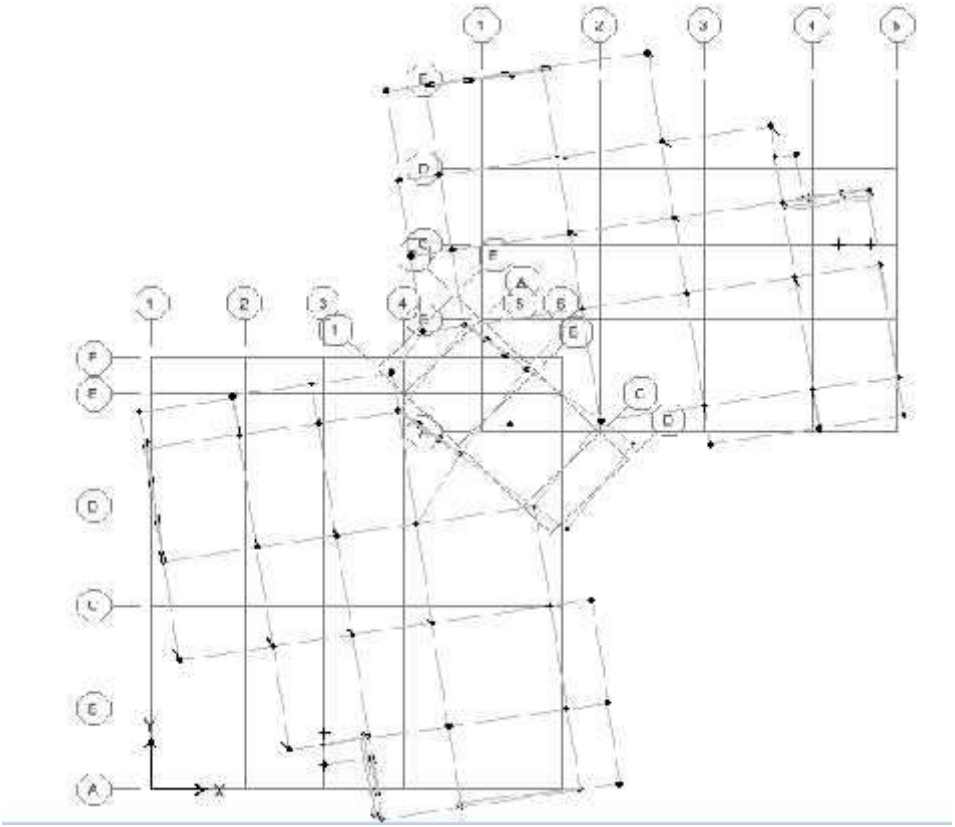
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :

Apres la modélisation



MODE 1

Mode 2



Mode 3

IV.4.2.Vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4. a] ◄◄ [1]

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

Tableau IV. 5: Vérification de participation massique

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	0,573786	35,333	33,3313
2	0,51682	68,5747	68,5688
3	0,36784	68,6713	68,7083
4	0,138568	78,6015	78,4101
5	0,120637	88,4312	88,4278
6	0,082432	88,45	88,45
7	0,062872	91,822	91,7726
8	0,053938	95,1365	95,1292
9	0,048963	95,1365	95,1292
10	0,048928	95,1365	95,1292
11	0,048891	95,1372	95,1297
12	0,048821	95,1619	95,1515
13	0,048738	95,1622	95,1517

IV.4.3.Vérification de la péroide:

1-Estimation de la période fondamentale :

1-

$$T = C_T . h_N^{3/4}$$

hn = 22.61 m

C_T = 0,050 …….. (RPA99 page 45)

T_1 = 0,518 s

2-

* Tmin = 1,30x 0,518 = **0,67 s**

$T_{x\ ETABS}$ = 0,57 s < Tmin=0,67 s ……OK

$T_{y\ ETABS}$ = 0,57 s < Tmin=0,67 s ……OK

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [1]

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale:Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.3] ◄◄[1]

$$Vx = Vy = \frac{0.15 \times 1.86 \times 1.15 \times 31125.88}{4} = 2496.68 \text{ KN}$$

Tableau IV. 6: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

A	□	□	D	q	R
0,15	8.5	0,814	1.86	1,05	4

W (terrasse)	W (etage courant)	N (etage)	W (Total)
4143,360	4143,360	6	31125.88

VRPA(tf)=	2496.68		
0,8.VRPA=	1997.34	V(SAP) > 80% V(RPA)	CONDITION VERIFIER
Vx sap=	2495.55		
Vy sap=	2546.46		

Pour les deux direction (x,y) la condition vérifiée,

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i . F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i . F_{iy}$

Avec :

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

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_G$ et $M_{sy} = W.Y_G$

Avec :

XG, YG: les coordonnées du centre de géométrie de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que : $\frac{N_S}{N_R} \geq 1.5$

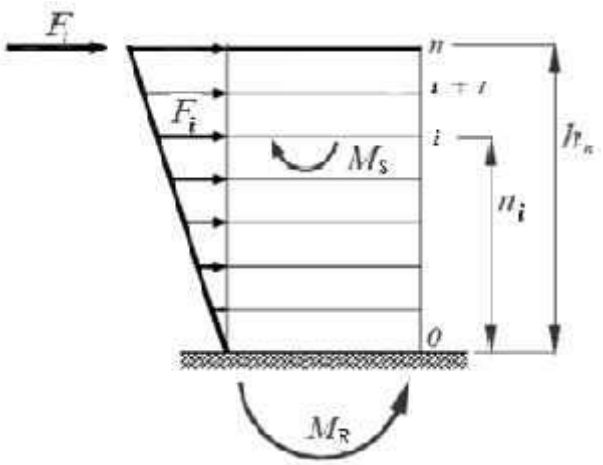


Figure IV. 1: Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

a) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée Ft au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : Ft = 0,07 TV où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

- La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas 0,25 V
- et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit (V – Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$Fi = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$

Où

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a T<0.7 donc F_t=0 **KN**

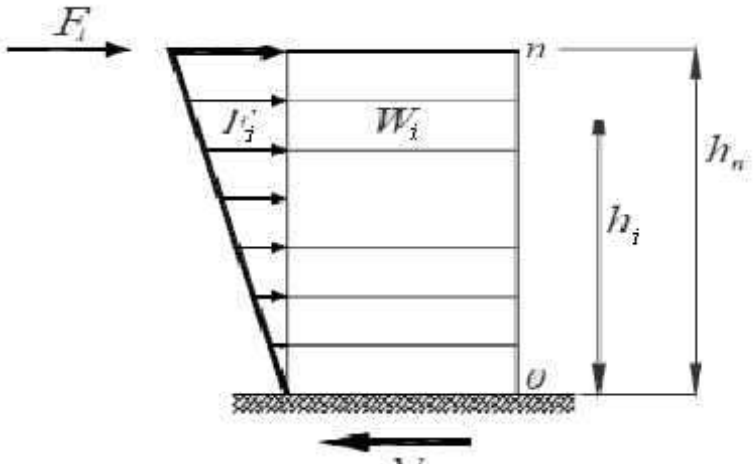


Figure IV. 2: Distribution des forces sismique

Tableau IV. 7 : Les forces sismiques de chaque niveau

ETEGE	h_i	W_i	h_i*W_i	ax	Fix	Fiy
6	22,61	4090,88	92 494,82	0,23	584,24	596,04
5	19,38	4342,74	84 162,38	0,21	531,60	542,34
4	16,15	4451,16	71 886,19	0,18	454,06	463,23
3	12,92	4512,91	58 306,85	0,15	368,29	375,73
2	9,69	4512,91	43 730,14	0,11	276,22	281,80
1	6,46	4572,64	29 539,24	0,07	186,58	190,35
RDC	3,23	4642,63	14 995,69	0,04	94,72	96,63

b)Moment de renversement

Tableau IV. 8: Calcul du moment de renversement

Momment de reversement					
ETEGE	h_i	**Fix**	**Fiy**	**Mox**	**Moy**
6	22,61	584,24	596,04	13 209,56	13 476,37
5	19,38	531,60	542,34	10 302,49	10 510,58
4	16,15	454,06	463,23	7 333,11	7 481,23
3	12,92	368,29	375,73	4 758,31	4 854,42
2	9,69	276,22	281,80	2 676,55	2 730,61
1	6,46	186,58	190,35	1 205,32	1 229,66
RDC	3,23	94,72	96,63	305,94	312,12
Somme				**39 791,27**	**40 595,00**

c)Moment stabilisant :

Tableau IV. 9: Calcul du moment stabilisant

ETEGE	h_i	W_i	XG	YG	MTX	MTY
6	22,61	4 191,16	4 090,88	13,14	14,08	53 741,90
5	19,38	4 550,06	4 342,74	13,14	14,08	57 081,03
4	16,15	4 658,48	4 451,16	13,12	14,09	58 399,18
3	12,92	4 720,23	4 512,91	13,12	14,09	59 213,94
2	9,69	4 720,23	4 512,91	13,12	14,09	59 213,94
1	6,46	4 779,96	4 572,64	13,12	14,09	60 002,14
RDC	d3,23	4 849,95	4 642,63	13,12	14,09	60 925,21
Somme					**408 577,35**	**438 400,10**

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

Tableau IV. 10: Vérification de stabilisation

Verefication						
Mtx	**Mty**	**Mox**	**Moy**	**Mtx/Mox**	**Mty/Moy**	**cond**
408 577,35	438 400,10	39 791,27	40 595,00	10,27	10,80	**cv**

Commentaire :

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

IV.4.6. Vérification des déplacements en tête et inter-étages :

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

$\delta_k = \delta_{ek} * R$ [selon RPA99 version2003 : ►Art 4.4.3◄]
δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
R : coefficient de comportement.

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

$\Delta k = \delta k - \delta k-1$[selon RPA99 version2003 : ►Art 4.4.3◄]

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 0.01he

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

Avec : $\bar{\delta}$ =H/250

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Dans le plans :

a.Vérification des déplacements en tête et inter-étage senX

Tableau IV. 11: Vérification des déplacements en tête et inter-étage senX

ETEGE	Hi	Sx	Sx*R	Sk	0,01	cond
6	22,61	0,88	3,52	0,64	3,23	**CV**
5	19,38	0,72	2,88	0,60	3,23	**CV**
4	16,15	0,57	2,28	0,64	3,23	**CV**
3	12,92	0,41	1,64	0,6	3,23	**CV**
2	9,69	0,26	1,04	0,48	3,23	**CV**
1	6,46	0,14	0,56	0,4	3,23	**CV**
RDC	3,23	0,04	0,16	0,16	3,23	**CV**

b.Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y

Tableau IV. 12: Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y

ETEGE	Hi	Sy	Sy*R	Sk	0,01	cond
6	22,61	0,88	3,52	0,64	3,23	**CV**
5	19,38	0,72	2,88	0,64	3,23	**CV**
4	16,15	0,56	2,24	0,56	3,23	**CV**
3	12,92	0,42	1,68	0,64	3,23	**CV**
2	9,69	0,26	1,04	0,52	3,23	**CV**
1	6,46	0,13	0,52	0,36	3,23	**CV**
rdc	3,23	0,04	0,16	0,16	3,23	**CV**

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003► [Art 5.9]◄

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

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$$

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

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

Si $0.10<\theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

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

Tableau IV. 13: Vérification l'effet P-Δ sens X

ETEGE	Hk	Wi	Fix	V_k	A_K		Cond
6	3,23	4090,88	584,24	584,24	0,0064	0,01	**CV**
5	3,23	4342,74	531,60	1115,84	0,0060	0,01	**CV**
4	3,23	4451,16	454,06	985,67	0,0064	0,01	**CV**
3	3,23	4512,91	368,29	822,35	0,0060	0,01	**CV**
2	3,23	4512,91	276,22	644,51	0,0048	0,01	**CV**
1	3,23	4572,64	186,58	462,80	0,0040	0,01	**CV**
RDC	3,23	4642,63	94,72	281,30	0,0016	0,01	**CV**

Tableau IV. 14: Vérification l'effet P-Δsens Y

ETEGE	H_k	Wi	FiY	V_k	Δ_K		Cond
6	3,23	4090,88	596,04	596,04	0,0064	0,01	**CV**
5	3,23	4342,74	542,34	1138,38	0,0064	0,01	**CV**
4	3,23	4451,16	463,23	1005,58	0,0056	0,01	**CV**
3	3,23	4512,91	375,73	838,96	0,0064	0,01	**CV**
2	3,23	4512,91	281,80	657,53	0,0052	0,01	**CV**
1	3,23	4572,64	190,35	472,15	0,0036	0,01	**CV**
RDC	3,23	4642,63	96,63	286,98	0,0016	0,01	**CV**

IV.5.Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. et on a terminé avec les dimensions suivante :

a)Poteaux :

- 45x45 pour tous les niveaux RDC et 2^{eme}
- 40x40 pour les niveaux 1^{er} et 3^{eme} et 4^{eme}
- 35x35 pour 2^{eme} et 6^{eme}

b)Poutres :

- (30x40) poutre principalle
- (30x35) poute scandaire

c)Voile :

- Une épaisseur de 20 pour les voiles périphérique et de contreventement La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

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

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

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

- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

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

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

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

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

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

Tableau V. 1: données de calcul

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$¥_b$ =1,5	$¥_s$ =1,15	$¥_b$ = 1, 15	$¥_s$ =1,00
$±_b$ = 25 Mpa	FeE 400	$±_b$ =25 Mpa	FeE 400
$\overline{±_b}$ =14,2Mpa	$\overline{±_s} = 348\ Mpa$	$\overline{±_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{±_s} = 400\ Mpa$

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en Zone courante.

6% en Zone nodale.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 40¤ en Zone II.

V.2.2.b. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003.St.b$.

b : largeur de la poutre.

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

St ≤ h/2 en Zone courante.

St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

1-Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Tableau V. 2: Ferraillage longitudinal des poutres principales

Position	0niveau	Type	N°	Combinaison	Mu (KN.m)	A calcule (cm^2)	A choisi (cm^2)
intermédiaire	Terrasse	Travée	B83	ELU	85.16	7.1	**5 HA 14 +1 HA 12 = 7.19cm^2**
		Appuis	B110	ELU	92.96	7.8	**3 HA 14+3HA 12 = 8.01cm^2**
	Etage	Travée	B42	ELU	89.47	7.4	**2HA 14+4HA 12 = 7.60cm^2**
		Appuis	876	ELU	100.34	8.4	**4HA 14 + 2HA12 = 8.42cm^2**
Rive	Terrasse	Travée	138	ELU	40.12	3.2	**3HA 12 = 3.39cm^2**
		Appuis	510	ELU	-50.15	4.0	**2HA 14+1HA12 = 4.21cm^2**
	Etage	Travée	563	ELU	45.65	3.6	**1HA14+2 HA 12 = 3.8 cm^2**
		Appuis	510	ELU	60.12	4.9	**1HA 14 +3HA12 =4.93 cm^2**

Tableau V. 3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire

Position	niveau	Type	N°	Combinaison	Mu (KN.m)	A calcule (cm^2)	A choisi
Intermédiaire (30x35)	Terrasse	Appuis	B110	0.8GE	50.50	4.10	4HA12=4.52
	Etage	Appuis	876	0.8GE	54.20	4.40	4HA14=4.52
Rive (30x35)	Terrasse	Appuis	510	0.8GE	45.20	3.60	3HA12=4.20
	Etage	Appuis	510	0.8GE	55.60	4.50	3HA12=4.52

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

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

➢ $\overline{\pm_b}$ **= 0,6 fc28=15 MPa**. et on doit vérifier que $\pm_b \leq \overline{\pm_b}$.

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

➢ $\overline{\pm_s}$ **=min((2/3)*fe;110** $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$ **)=202 MPa** et on doit vérifier que $\pm_s \leq \overline{\pm_s}$

V.2.3.1.Vérification des contraintes à l'état limite de service pour poutre principale

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

Position	Niveau	Type	N°	M_{ser} (KN.m)	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ^b (MPA)	σ^s (MPA)	$\sigma b <$	$\sigma s <$
Intermédiaire	Terrasse	travée	B83	40.23	7.1	6.10	170.10	CV	CV
		appuis	B110	50.5	7.8	7.40	194.50	CV	CV
	Etage	travée	B42	46.05	7.4	7.00	195.60	CV	CV
		appuis	876	50.27	8.4	7.20	181.40	CV	CV
Rive	Terrasse	travée	138	23.50	3.39	4.10	176.00	CV	CV
		appuis	510	20.50	4.21	3.70	140.2	CV	CV
	Etage	travée	563	21.20	3.80	4.10	163.6	CV	CV
		appuis	510	33.20	4.90	5.8	200.00	CV	CV

V.2.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service pour poutre secondaire

Tableau V. 5: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire

Position	Niveau	Type	N°	M_{ser} (KN.m)	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ^b (MPA)	σ^s (MPA)	$\sigma^b < \overline{\sigma^b}$	$\sigma^s < \overline{\sigma^s}$
intermédiaire	**Terrasse**	appuis	B110	20.5	4.52	4.70	156.30	**CV**	**CV**
	Etage	appuis	876	15.20	4.52	3.50	155.40	**CV**	**CV**
	Terrasse	appuis	510	14.95	4.20	3.50	121.70	**CV**	**CV**
	Etage	appuis	510	19.65	4.52	4.50	149.20	**CV**	**CV**

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A_{max} RPA.
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A_{max}RPA.

* ***Vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA***

Tableau V. 6 : Vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA

Position	Niveau	Type	$A_{adopter}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	COND
Intermédiaire	**Terrasse**	Travée	7.19	1.2	**CV**
		Appuis	8.01	1.2	**CV**
	Etage	Travée	7.60	1.2	**CV**
		Appuis	8.42	1.2	**CV**
Rive	**Terrasse**	Travée	3.39	1.2	**CV**
		Appuis	4.21	1.2	**CV**
	Etage	Travée	3.8	1.2	**CV**
		Appuis	4.93	1.2	**CV**

***Vérification de ferraillage des poutres secondaire selon CBA**

Tableau V. 7: Vérification de ferraillage des poutres secondaire selon CBA

Position	Niveau	Type	$A_{adopter}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	COND
intermédiaire	**Terrasse**	Appuis	4.52	1.05	CV
	Etage	Appuis	4.52	1.05	CV
Rive	**Terrasse**	Appuis	4.52	1.05	CV
	Etage	Appuis	4.52	1.05	CV

Vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA

Tableau V. 8: Vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA

Position	Niveau	Type	A_{Totel} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	COND
Intermédiaire	Terrasse	Travée	12.63	6	48	CV
		appuis	12.62	6	48	CV
	Etage	Travée	12.22	6	48	CV
		appuis	12.63	6	48	CV
Rive	Terrasse	Travée	7.6	6	48	CV
		appuis	7.6	6	48	CV
	Etage	Travée	7.6	6	48	CV
		Appuis	7.6	6	48	CV

Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon RPA

Tableau V. 9: Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon RPA

Position	Niveau	Type	A_{total} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max}RPA (cm^2)	COND
intermédiaire	Terrasse	appuis	9.04	5.25	48	CV
	Etage	appuis	9.04	5.25	48	CV
Rive	Terrasse	appuis	8.40	5.25	48	CV
	Etage	appuis	9.40	5.25	48	CV

V.2.6.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

*V.2.6.1.*Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) :

$$\tau^{max} \leq \bar{\tau}$$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Tableau V. 10: Lois de la contrainte

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
	Min [0.15 ; Mpa]	Min [0.2; Mpa]

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

Position	Niveau	V_u (KN)	(Mpa)	(Mpa)	condition
Intermédiaire	**Terrasse**	96.23	0.85	2.5	**CV**
	Etage	89.66	0.80	2.5	**CV**
Rive	**Terrasse**	73.46	0.65	3.26	**CV**
	Etage	73.90	0.66	3.26	**CV**

Tableau V. 12: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Position	Niveau	V_u (KN)	situation	(Mpa)	(Mpa)	condition
Intermédiaire	**Terrasse**	70.54	DUR	0.72	2.5	**CV**
	Etage	73.90	DUR	0.75	2.5	**CV**
Rive	**Terrasse**	54.35	ACC	0.56	3.26	**CV**
	Etage	30.40	ACC	0.31	3.26	**CV**

V.2.7.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par $t \leq \min [h/35 ; b/10]$ Selon le CBA93 ► [Art A.6.4.2] ◄

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

- **Selon le RPA** 99 version 2003 ► [Art 7.5.2.2] ◄
  - St = min [h/4 ; 12 l] …… [Zone nodale]
  - St ≤ h/2 ……..[Zone courant]
  - $St \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$
- **Selon le CBA93** ► [art A.5.1.2.2] ◄ :
  - St = min [0.9d ; 40cm]
  - $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa

- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28}.K)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha i)}$

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

Tableau V. 13: Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

			CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Niveau	**B (cm^2)**	**Tu (MPa)**	**S_t (cm)**	**A_t (cm2)**	**S_t nodale (cm)**	**S_t courant (cm)**	**At (cm^2)**	**S_t (nodale) (cm)**	**St (courant) (cm)**	**At choisie (cm^2)**
Terrasse	30*40	0.85	33.75	1.29	12.5	25	1.125	10	20	**4Ø8 =2.01**
Etage	30*40	0.80	33.75	1.50	12.5	20	1.125	10	15	**4Ø8 =2.01**

Tableau V. 14: Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

			CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Niveau	**B (cm^2)**	**Tu (MPa)**	**S_t (cm)**	**A_t (cm2)**	**S_t nodale (cm)**	**S_t courant (cm)**	**At (cm^2)**	**S_t (nodale) (cm)**	**St (courant) (cm)**	**At choisie (cm^2)**
Terrasse	30*35	0.75	33.75	1.29	12.5	25	1.125	10	20	**4Ø8 =2.01**
Etage	30*35	0.56	33.75	1.50	12.5	20	1.125	10	15	**4Ø8 =2.01**

V.2.8.Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

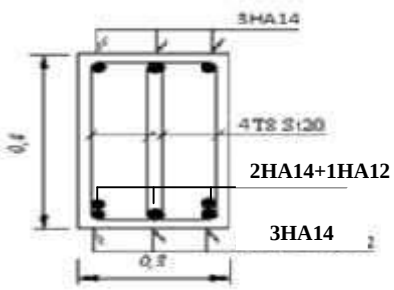
Tableau V. 15: Vérification de la flèche des poutres

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les	30*35	0.088	0.062	C.V	0.088	0.085	C.V	0.006	0.010	C.V
Niveau	30*40	0.10	0.062	C.V	0.100	0.100	C.V	0.007	0.010	C.V

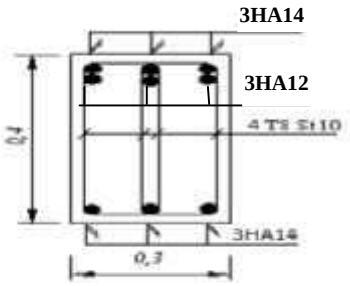
Donc en garde la même dimension pour la poutre principe et secondaire

Schémas des armatures des poutres

Poutre principale

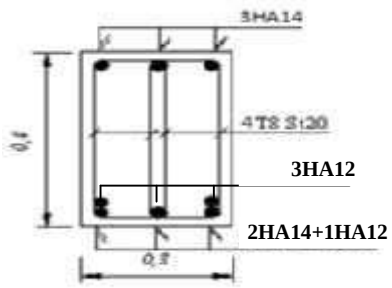


Trave

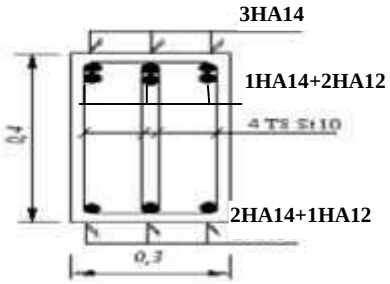


appuis

Figure V. 1 : Diapositive des armatures de les poutres principale Intermédiaire Terrasse



Trave



appuis

Figure V. 2:Diapositive des armatures de les poutres principale Intermédiaire étage



Figure V. 3:Diapositive des armatures de les poutres principale rive étage+terrasse

poutre secondaire (30*35)



V.3.Ferraillages des poteaux

V.3.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M_{MAX}" 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 :γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
- Acier :γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s= 348 MPa.

- Situation accidentelle :

- Béton :γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
- Acier :γ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_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- (N_{max} ; M_{corr}).

2- (M_{max} ; N_{corr}).

3- (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003:

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

- leur pourcentage minimal sera de : 0,7% en zone II

- Leur pourcentage maximal sera de :

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

- Leur diamètre minimal et de 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone II.

V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit

G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec **Mmax et son N_{corres}.**

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q,

Dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant **N_{max}et son M_{corres}.**

3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pasforcémentle moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour $\mathbf{N_{min}}$ **et son** $\mathbf{M_{corres}}$.

V.3.4. 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 :

- $\mathbf{e}=e_1+e_2$
- $\mathbf{e_1}=\frac{M}{N+e_a}$
- $\mathbf{e_2}=\frac{3L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10^4.h}$

Avec :

$\mathbf{e_a}=\max\left(2cm ;\frac{L}{250}\right)$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

$\mathbf{e_1}$: Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris

L'excentricité additionnelle.

$\mathbf{e_a}$: Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

$\mathbf{e_2}$: Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$\mathbf{L_f}$: 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.

V.3.5. Détermination des sections d'acier :

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.

Tableau V. 16: Les Armatures longitudinaux des poteaux

Pos	Cas	Solitation	Valeur	Comb	A_{cal}	A_{min}	A_{ch}	Chois de barres
35*35 RIVE	I	N_{max}	439.85	ELU	2.8	9.8	10.68	**4HA14+4AH12**
		M_{corr}	15.65					
	II	M_{max}	68.81	GQE	4.48	9.8	10.68	**4HA14+4AH12**
		N_{corr}	64.90					
	III	N_{min}	40.05	0.8GE	2.8	9.8	10.68	**4HA14+4AH12**
		M_{corr}	25.52					
35*35 INTER	I	N_{max}	368.20	ELU	2.8	9.8	10.68	**4HA14+4AH12**
		M_{corr}	4.86					
	II	M_{max}	52.38	GQE	3.1	9.8	10.68	**4HA14+4AH12**
		N_{corr}	85.30					
	III	N_{min}	30.05	0.8GE	2.8	9.8	10.68	**4HA14+4AH12**
		M_{corr}	18.28					
40*40RIVE	I	N_{max}	1098.34	ELU	2.8	12.8	14.20	**4H16+4HA14**
		M_{corr}	19.19					
	II	M_{max}	82.40	GQE	3.78	12.8	14.20	**4H16+4HA14**
		N_{corr}	160.11					
	III	N_{min}	925.68	0.8GE	3.2	12.8	14.20	**4H16+4HA14**
		M_{corr}	3.42					
40*40 INTER	I	N_{max}	553.49	ELU	3.2	12.8	14.20	**4H16+4HA14**
		M_{corr}	6.38					
	II	M_{max}	66.31	GQE	3.2	12.8	14.20	**4H16+4HA14**
		N_{corr}	269.26					
	III	N_{min}	133.40	0.8GE	3.2	12.8	14.20	**4H16+4HA14**
		M_{corr}	5.14					
45*45 RIVE	I	N_{max}	1551.09	ELU	3.6	16.2	20.61	**8HA16**
		M_{corr}	9.08					
	II	M_{max}	60.39	GQE	3.6	16.2	20.61	**8HA16**
		N_{corr}	332.99					
	III	N_{min}	140.48	0.8GE	3.6	16.2	20.61	**8HA16**
		M_{corr}	4.50					
45*45 INTER	I	N_{max}	1117.05	ELU	3.6	16.2	20.61	**8HA16**
		M_{corr}	3.51					
	II	M_{max}	53.28	GQE	3.6	16.2	20.61	**8HA16**
		N_{corr}	744.57					
	III	N_{min}	262.42	0.8GE	3.6	16.2	20.61	**8HA16**
		M_{corr}	4.26					

V.3.6. 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 (Mser, Nser) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.

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

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

Tableau V. 17: Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	Mser (KN.m)	Nser (KN)	A (cm2)	Fissu	(M_{1ser}^{b})	(M_{1ser}^{s})	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
35*35 rive	18.72	155.84	10.68	Prej	2.70	36.40	**CV**	**CV**
35*35 inter	16.27	104.68	10.68	Peu	2.50	29.20	**CV**	**CV**
40*40 rive	18.11	350.49	14.20	Prej	3.00	42.60	**CV**	**CV**
40*40 inter	20.04	147.76	14.20	Peu	1.90	26.80	**CV**	**CV**
45*45 rive	22.08	752.55	20.61	Prej	4.30	62.20	**CV**	**CV**
45*45 inter	18.64	424.18	20.61	Peu	2.70	39.00	**CV**	**CV**

V.3.7. 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 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

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

Selon le CBA93 :

- $\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ → Fissuration peu nuisible.
- $\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ → Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon le RPA 99 (version2003) :

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

P_d = 0,075…….si l'élancement $\lambda \geq 5$

P_d= 0,040…….si l'élancement $\lambda < 5$ Avec :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \frac{l_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array}\right\} \text{Pour section a}$$

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V. 18: Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Section	T_u *max* *KN*	situ	$\bar{\tau}_u$ Mpa	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA Mpa	$\bar{\tau}_u$ CBA Mpa	verfecation
35*35	57.51	ACC	0.50	22.35	0.075	1.67	4.34	**C.V**
40*40	63.21	ACC	0.42	19.55	0.075	1.46	4.34	**C.V**
45*45	70.41	ACC	0.36	17.38	0.075	1.30	4.34	**C.V**

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►Art. 7.4.2.2◄

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

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

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10\phi_l, 15cm & \text{zone nodale .} \\ (15\phi_l) & \text{zone courante.} \end{cases}$$

ϕ_l : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

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

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

La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par :

le RPA 99 Version 2003 est donnée par :

$$\begin{cases} 0.3\% & si \quad \lambda_g > 5 \\ 0.8\% & si \quad \lambda_g \leq 3 \\ interpoler\ entre\ les\ valeur & si \quad 3 < \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f =235 MPa

On a Φ_{lmin}= 1.4 cm

Selon CBA 93 :

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

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

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 19: Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

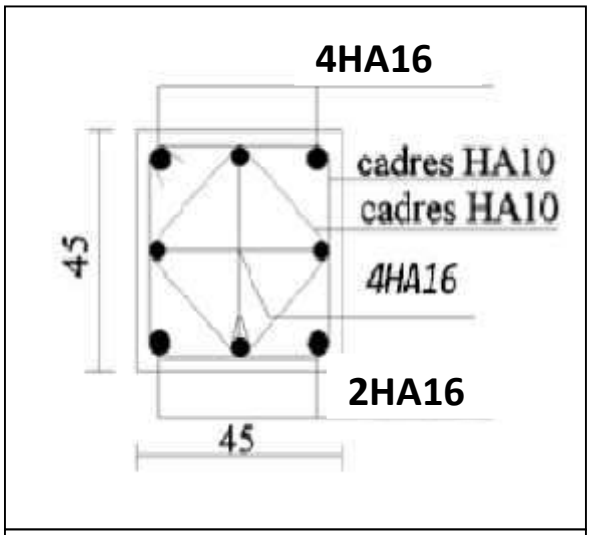
Pot	T_u KN			Zone	St finel	At calcu	Choisi
35*35	57.51	**6.46**	**2.5**	Nod	**10**	**1.69**	**4Ø8**
				Cour	**15**	**1.79**	**4Ø8**
40*40	63.21	**5.65**	**2.5**	Nod	**10**	**1.85**	**4Ø8**
				Cour	**15**	**1.90**	**4Ø8**
45*45	70.21	**5.02**	**2.5**	Nod	**10**	**2.10**	**4Ø10**
				Cour	**15**	**2.20**	**4Ø10**

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($At/S_t.b$) :

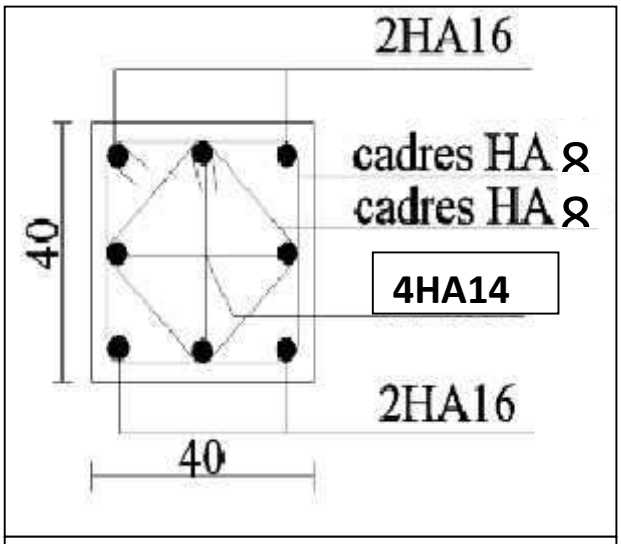
Tableau V. 20: Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Pot	Zone	$At/S_t.b$	$At/S_t.b>0.3\%$
35*35	Nod	0.48	**CV**
	Cour	0.34	**CV**
40*40	Nod	0.78	**CV**
	Cour	0.52	**CV**
45*45	Nod	0.69	**CV**
	Cour	0.46	**CV**

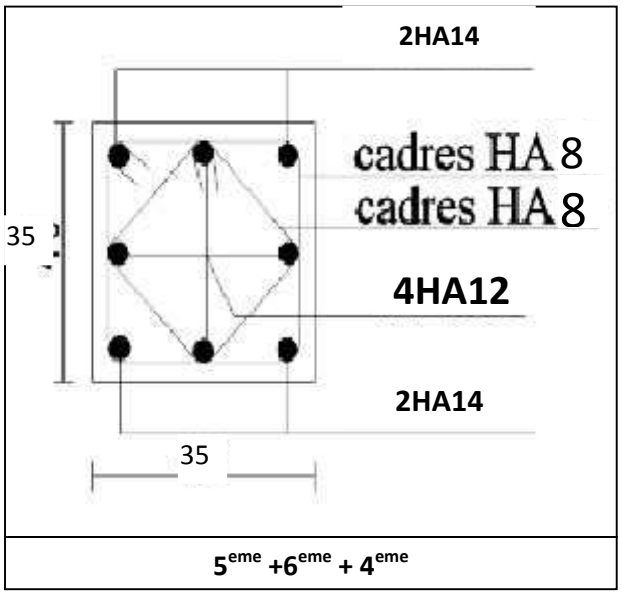
Schémas des poteaux



RDC+1ER Etage



2eme +3eme + 4eme



5eme +6eme + 4eme

Figure V. 4: ferraillage des poteaux

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

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

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

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limited´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

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

V.4.2. Les voiles pleins :

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

V.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion composé

V.4.4.1. Recommandations des règlements :

A- Armatures verticales :

- Selon le CBA 93 :

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

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

-Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.4] ◄ :

- $A_v = 0.2\%\ B_t$ → dans la section tendue du voile.
- $A_v = 0.15\%\ B$ → dans la section globale du voile.
- $A_v = 0.10\%\ B$ → dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.

- a : épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

c-Armatures transversales :

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

V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 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.

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

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

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

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1.Armatures verticales :

A- Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau V. 21 : Les données de calcul

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

Les résultats du calcul des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 22: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Voile	Niveau	N(KN)	M(KN.m	Situation	Acalculé	Achoisie
	-	-	-		-	
	RDC	1335.57	5123.29		18.02	
	1er	1172.55	3863.30		14.14	
	2eme	1039.97	3019.96		16.20	
	3eme	851.44	1928.20		16.20	
	4eme	641.70	1097.58		15.30	
	5eme	448.06	652.10		16.20	
V1	**6eme**	230.02	312.05	G+Q+Edy	16.20	2x (12 HA 14=18.47)
	RDC	1386.89	7233.48		27.50	
	1er	1210.43	5525.771		21.11	
	2eme	1088.56	4400.00		23.20	
	3eme	873.54	2904.74		22.30	
	4eme	648.23	1740.84		24.50	
	5eme	449.56	1054.61		23.80	
	6eme	2212.12	10437.71		24.50	
	-					
	RDC	1622.96	1668.91		16.20	
	1er	1419.40	760.02		16.20	
	2eme	1253.02	580.86		16.20	2x (11HA 14 = 16.75cm^2)
	3eme	1008.33	500.20		16.20	
	4eme	746.35	410.22		16.20	
	5eme	515.89	310.33		16.20	
V3	**6eme**	280.20	250.02	G+Q+Ed x	16.20	
	RDC	3600.46	6394.52		31.90	
	1er	3487.39	6250.62		33.50	
	2eme	2912.20	6330.44		33.50	2X(17HA16)=34.16
	3eme	2294.10	5351.91		33.30	
	4eme	2185.15	5835.99		33.30	
	5eme	1167.17	5254.82		33.80	
	6eme	1600.93	5226.92		32.20	

ableau V. 23: vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Voile	A_v c m	A_{min} RPA Cm	A_{min} CBA Cm	Condition
V1	18.02	11.85	6.75	**Cv**
V2	27.50	11.85	6.75	**Cv**
V3	16.60	11.85	6.75	**Cv**
V4	34.18	8.25	5.70	**CV**

B. Vérification des armatures à ELS :

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

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

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

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

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

- $\bar{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63$Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$

Tableau V. 24: vérification des armateurs verticaux a l'els

voile	S(cm²)	$A_{choisie}$	N_{ser}	M_{ser}	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
V1	20*430	18.75	1177.30	50.40	1.5	22.6	15	201.63
V2	20*430	27.75	1122.40	90.22	1.6	21.8	15	201.63
V3	20*430	16.75	1524.82	46.02	0.67	29.0	15	201.63
V4	20*310	34.18	3468.20	466	6.3	94.20	15	201.63

Tableau .V.22 : vérification des armateurs verticaux a l'els

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

B-Armatures horizontales :

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

- Selon le CBA 93:

Diamètre maximal des armatures horizontales :

$$\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$$

Espacement des armatures horizontales :

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9 \frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 03f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

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

Avec :

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

- Selon le RPA 99 Version 2003:

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

Tableau V. 25: Vérification des armatures.

Voile	**S(cm²)**	**V**			<
V1	20*385	469.97	2.07	5	CV
V2	20*385	720.34	2.54	5	CV
V3	20*385	1454.83	2.94	5	CV
V3	20*265	737.77	2.16	5	CV

Tableau V. 26: Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.

VOILE	**$S_{h.min}$**		**A_{min}**	**A choisir**	**St choisir**
	RPA	CBA	**RPA**		**Cm**
V1	30	40	11.55	13HA12	20
V2	30	40	11.55	13HA12	20
V3	30	40	11.55	13HA12	20
V4	30	40	8.75	13HA12	20

V.4.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\Phi_v}{3}$, Φ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles de diamètre de 8 mm

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

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m2 au moins.

VI.1 Calcul des fondations :

VI.1.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

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

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ✓ Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- ✓ Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.
- ✓ Jouer un rôle d'appui.

VI.1.2 Reconnaissance des lieux et du sol:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas, d'après les informations recueilles au prés du BET

- ➢ La contrainte du sol : $\sigma_s = 2{,}0\ bars$.
- ➢ Profondeur d'ancrage : $D = 2{,}0\ m$.
- ➢ Angle de frottement interne : $\varphi = 26°$.
- ➢ Poids volumique total humide: $\gamma = 18{,}20\ KN/m^3$.

VI.1.3 Choix du Type de fondation *:*

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelles isolées.
- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier général.

Le choix du type de fondation dépend de :

- ➢ La capacité portante du terrain de fondation.
- ➢ La distance entre axes des poteaux.
- ➢ Les charges transmises par la superstructure.
- ➢ La raison économique.

VI.2. Semelles isolées :

VI.2.1. Calcul des semelles isolées :

VI.2.1.1. Dimensionnement des semelles isolées :

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \square \quad A = \frac{a}{b}.B \;\; ; \;\; B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :

- A, B : longueur et largeur de la semelle.
- a, b : longueur et largeur du poteau.
- Nser : effort normal a l'ELS.
- C : enrobage =3 cm.

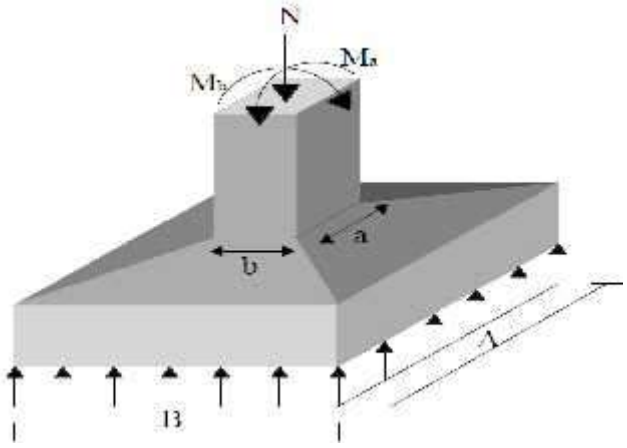


Figure VI. 1: Semelle isolée sous poteau.

Les résulta dans le tableaux suivant :

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

semelle	N_{ser} (KN)	σ_{sol} (bar)	A (m)	B (m)	A_{adopt} (m)	B_{adopt} (m)	H (m)	h_{adopt} (cm)
Groupe S1	234,45		1,1	1,1	1,2	1,2	22	60
Groupe S2	468,9		1,4	1,4	1,5	1,5	29	60
Groupe S3	703,35		1,8	1,8	2	2	42	60
Groupe S4	937,8		2,1	2,1	2,5	2,5	54	60
Groupe S5	1172,25	2	2,4	2,4	2,6	2,6	57	60

Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle}}{S_{semelle}}$$

Tableau VI. 2: Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (aux ELS) (KN)	$P_{semelle}$ (Vérification) (KN)	$P_{remblais}$ (contraintes pour) (KN)	σ_{sol} (nelle isolé) (MPa)	σ_{sol} (ELS) (MPa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Groupe Si1	234,45	21,60	11,26	0,186		*Vérifiée*
Groupe Si2	468,9	33,75	22,07	0,187		*Vérifiée*
Groupe Si3	703,35	60	48,10	0,197		*Vérifiée*
Groupe Si4	937,8	93,75	84,13	0,176		*Vérifiée*
Groupe Si5	1172,25	101,40	92,54	0,196		*Vérifiée*
					0,2	

❖ **Vérification de chevauchement entre deux semelles :**

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.

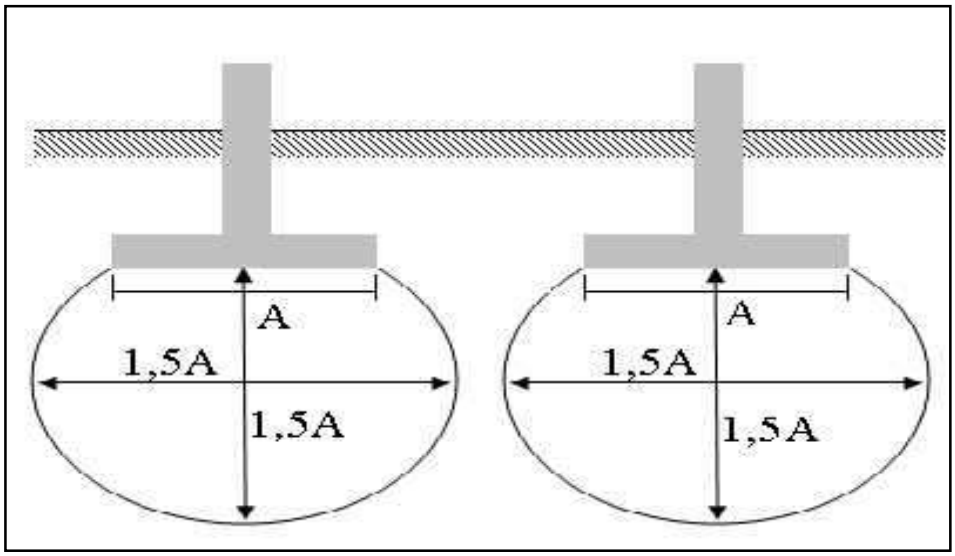


Figure VI. 2: Les bulles de pression.

Tableau VI. 3 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées.

	Semelle	*A (m)*	*A' (m)*	$\frac{1}{5}\frac{(A+2A')}{}$	*L (m)*	$\frac{}{L} > 1.5\frac{(A+2A')}{}$
	Si-1 → Si-2	*1,3*	*1,3*	*1,95*	*3,80*	C.V
	Si-2 → Si-3	*1,2*	*1,2*	*1,8*	*4,3*	C.V
	Si-4 → Si-5	*1,8*	*1,8*	*2,7*	*3.95*	C.V
	Si-5 → Si-6	*2,1*	*2,1*	*3,15*	*3,80*	C.V
	Si-6 → Si-7	*2,1*	*2,1*	*3,15*	*4,30*	C.V
	Si-8 → Si-9	*1,3*	*1,3*	*1,95*	*3,10*	C.V
	Si-9 → Si-10	*2*	*2*	*3*	*3,95*	C.V
	Si-10 → Si-11	*2,1*	*2,1*	*3,15*	*3,80*	C.V
	Si-11 → Si-12	*2,1*	*2,1*	*3,15*	*4,30*	C.V
	Si-13 → Si-14	*2*	*2*	*3*	*3,10*	C.V
Suivant X	*Si-14 → Si-15*	*2,2*	*2,2*	*3,3*	*3,95*	C.V
	Si-15 → Si-16	*2,2*	*2,2*	*3,3*	*3,80*	C.V
	Si-16 → Si-17	*2,1*	*2,1*	*3,15*	*4,3*	C.V
	Si-19 → Si-20	*2,1*	*2,1*	*3,15*	*3,10*	*C.N.V*
	Si-20 → Si-21	*2,1*	*2,1*	*3,15*	*3,95*	C.V
	Si-21 → Si-22	*2,2*	*2,2*	*3,3*	*3,80*	C.V

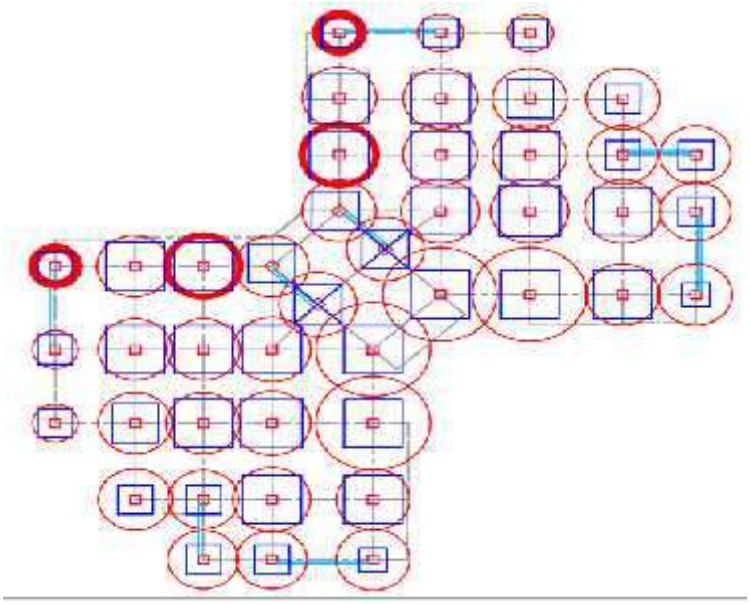


Figure VI. 3: schéma représente Les chevauchements entre les semelles.

❖ **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

- Semelles filantes sous poteaux.
- Semelles filantes sous voiles.

VI.3. Semelles filantes :

VI.3.1. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- ❖ Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- ❖ Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- ❖ Bon enrobage des armatures.
- ❖ Non poinçonnement.

Les chargements sur la structure concèdent des moments faibles à la base des poteaux-au niveau de leurs encastrements- et avec la présence des longrines qui absorbent un pourcentage important de ces moments, on les faillit pour la facilité du calcul. Touts les efforts normaux maximaux sont obtenus par la combinaison 1.35G+1.5Q.

VI.3.2. Dimensionnement des semelles filantes :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N_i}{L}$$

Avec :

- ➢ ΣN : est la somme des efforts normaux concentrés aux poteaux.
- ➢ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit : $B \geq \frac{N}{1000.\sigma_{sol}}$; $d \geq \frac{B-b}{4}$; $h = d + c + \frac{\varphi}{2}$

Donc en fait la d Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS

Tableau VI. 4 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	*L (m)*	*Nmax(KN)*	*σ_{sol}(MPA)*	*$B_{adopté}$ (m)*	*$B_{calculé}$ (m)*	*$h_{adopté}$ (m)*	*h(m)*
Sf-A	9,2	*1159,00*		*1,70*	*1,29*	*40*	*34,25*
Sf-B	12,1	*1188,20*		*1,70*	*0,96*	*40*	*34,25*
Sf-C	15,5	*1382,32*		*1,70*	*0,67*	*40*	*34,25*
Sf-D	11,2	*1219,83*		*1,60*	*0,98*	*40*	*31,75*
Sf-E	11,2	*1238,06*		*1,5*	*1,39*	*40*	*31,75*
Sf-F	11,2	*1238,06*		*1,5*	*1,39*	*40*	*31,75*
Sf-G	4,75	*1732,37*		*2,4*	1,39	*40*	*51,75*
Sf-H	3,55	*1374,75*	*0,2*	*2,4*	*1,58*	*40*	*51,75*

VI.3.3. Dimensionnement de la poutre de libage :

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

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L \quad ; \quad L = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

E: module d'élasticité du E =32164.19 MPa.

I: l'inertie de la semelle $I = \frac{B.h^3}{12}$.

b: la largeur du poteau.

K: coefficient de raideur du sol (0,5kg/cm3≤K≤12kg/cm3).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- ✓ *K*=0,5[Kg/cm3] → pour un très mauvais sol.
- ✓ *K*=4 [Kg/cm3] → pour un sol de densité moyenne.
- ✓ *K*=12[Kg/cm3] → pour un très bon sol .

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L_{max}^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI. 5: Dimensionnement poutre de la poutre de libage

	L (m)	K	h(m)	b (m)	$\frac{\pi}{2} L_e(cm)$	$L = \frac{\pi}{2} L_e$
Poutre de libage	15,5	0,5	0,8	0.45	16,07	CV

Donc la section de la poutre de libage : $(45 \times 80)\ cm^2$

Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau VI. 6: Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	Nser (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	$P_{p.libage}$ (KN)	S_F (m^2)	σ (Mpa)	$б_{sol}$ (Mpa)	$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}}$
Sf-A	9,2	298,13	156,40	365,98	67,27	15,64	0,192		C.V
Sf-B	12,1	898,18	205,70	481,34	88,48	20,57	0,149		C.V
Sf-C	15,5	941,29	263,50	616,59	113,34	26,35	0,172		C.V
Sf-D	11,2	867,29	178,20	419,33	81,9	17,92	0,192		C.V
Sf-E	11,2	840,39	178,20	419,33	81,9	16,8	0,191		C.V
Sf-F	8,08	1011,59	517,12	418,87	59,08	25,86	0,198		C.V
Sf-G	4,75	765,68	114,00	409,03	42,75	11,4	0,165		C.V
Sf-H	3,55	477,6	85,26	409,03	31,95	8,52	1,93	0,2	C.V

VI.4. Calcul du Ferraillage :

VI.4.1. Ferraillage des semelles filantes:

VI.4.1.1. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

Dans le sens transversal, on distingue les armatures principales et de répartition tel que :

Armatures principales :

$$Ab = \frac{N(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \quad \& \quad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec:
n: étant le nombre de barres

- Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A\,(cm2).B(m)}{4} \quad \& \quad Esp = \frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$$

Avec :

- σs = 348MPa a l'ELU : en situation durable.
- σs = 202MPa a l'ELS : la fissuration est préjudiciable.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

a) **Armatures principales :**

Tableau VI. 7: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales).

Semelle	N_u(KN)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	ESP (cm)
Sf-A	406,33	1,5	1,7	5,35	10HA12=11,31	7HA12=7,92	15
Sf-B	1238,06	2,2	1,7	12,42	14HA12=15,83		
Sf-C	1290,8	2,2	*1,7*	12,93	14HA12=15,83		
Sf-D	1188,2	1,5	1,20	6,99	10HA12=11,31		
Sf-E	1158,08	3,2	*1,20*	7,01	16HA12=18,10		
Sf-F	1382,32	1,7	*1,80*	12,28	12HA12=13,57		

b) **Armatures de répartition :**

Tableau VI. 8: armatures de répartition des semelles filantes.

	$A_{rép}$	Esp(cm)
Résultats	7HA8=3,52	15

VI.4.1.2. Semelle filante sous un voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B.

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

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}$ (cm)	$e_0 < \frac{B}{18}$
SF_G	1853,13	95,59	0,052	40	C.V	13,33	C.V
SF_H	1877,01	145,928	0,078	40	C.V	13,33	C.V

Donc le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelle (SF(G), SF(H)) Méthode des bielles.

Tableau VI. 10: Ferraillages des semelles filantes sous un voile (méthode des bielles)

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	e_0 (cm)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
SF_G	390,13	20,12	0,052	2,4	6,63	6HA12=6,78
SF_H	528,73	41,11	0,078	2,4	7,37	7HA12=7,92

VI.4.1.3.Longueur de scellement "ls"

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement "ls" avec la largeur de la semelle " B ".

La contrainte admissible d'adhérence $\tau s = 2.8$ MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\phi . f_e}{4 . \tau_s}$$

- $ls \geq \frac{B}{4}$ .. ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $ls \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI. 11: Vérification longueur de scellement des semelles filantes.

Semelle	∅(mm)	Ls	B /8	B /4	Ancrage
SF	12	42,85	22,5	45	Enrage courbe

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancragescourbés (crochets).

VI.4.2. Ferraillage de la poutre de libage :

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

$$q = \frac{\sum N_i}{L} (KN/m^2)$$

Avec :

$\sum N_i$: La somme des efforts normaux.

L : la longueur totale de la semelle.

Les valeurs de « q » sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 12: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Poutre de libage	$\sum N_i$ (ELU) (KN)	$\sum N_i$ (ELS) (KN)	.....	q_u (de l'infrastru KN/ml)	q_{ser} (sure KN/ml)
PL(c)	4977,05	3630,18	15,5	321,1	234,20

❖ **Calcul des moments.**

On utilise la méthode de Caquot.

$$M_a = -\frac{q(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')} \qquad \text{et} \qquad M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

a) En appuis:

À l'ELU: $$M_a = -\frac{q_{elu}(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$$

À l'ELS: $$M_a = -\frac{q_{ser}(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$$

b) **En travées:**

À l'ELU: $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

À l'ELS: $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

Tableau VI. 13: Détermination des moments de la poutre de libage.

PL	ELU		ELS	
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
	-612,19	543,52	-502,93	446,51

VI.4.2.1. Armatures longitudinales :

❖ **Calcul a l'ELU de résistance :**

La poutre de libage travail en flexion simple.

$d = h - e - \frac{\phi}{2}$ et $c = c' = h - d$

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$ $\mu \leq \mu_l = 0.392$ alors : $A' = 0$ et $A = \frac{N_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$ (cm^2)

Les résultats du calcul des armatures a l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau VI. 14: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage.

semelle		Mu (kN.m)	A(cm²)	A'(cm²)	Choix
SF	Travée	543,52	22	0	8HA20=25,13
	Appui	-612,19	25,1	0	8HA20=25,13

❖ **Vérification des contraintes a l'ELS :**

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa.

Tableau VI. 15: vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

semelle		M_{ser} (kN.m)	A_u (cm²)	σb (MPa)	σb ≤[σb]
SF	Travée	446,51	316,59	6,1	C.V
	Appui	-502,93	-357,98	6,1	C.V

VI.4.2.2.Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3 cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap=6*0.8 = 4,8 cm², donc on adopte 6HA12=3,08 cm².

VI.4.2.3.Armatures transversales

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on à :

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] = 2.5\ Mpa \quad et \quad \tau_u = \frac{V_u=T\ (KN)}{b_0 \times d}$$

Tableau VI. 16: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

	V_u	T_u	$\overline{\tau_u}$	$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \leq$	A_t (cm2)	S (cm)	
						Zone nodale	Zone courante
PL	800,04	2,46	2,5	C.V	6,28	20	40

VI.5. Calcul des longrines

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

Pour un sol de fondation de catégorie ''S2 et S3 '', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 x 30cm².

On adopte une section de (b x h) = (30 x 30) cm².

VI.5.1. Charges sollicitant les longrines (RPA 99 version2003 [Art 10.1.1.b])

Les longrines sont indispensables pour résister à la traction sous l'action d'une force égale:

$$\mathbf{F = (N/\alpha) \geq 20KN}$$

Avec :

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

α : coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée, pour notre cas : ***α = 15***. (cf. 3.3) RPA 99 version2003.

$\alpha = 15$ => $\alpha = f(ZII_a; S_2)$.

❖ **Les sollicitations de calcul sont :**

a) A l'E L U :

Nu=1382,32 KN

$Fu = \frac{1382,32}{15} = 92,15\ KN$

b) A l'E L S :

Nser=1011,59 KN

$Fser = \frac{1011,59}{15} = 67,44\ KN$

VI.5.2. Le Ferraillage

Étant donné que le béton tendu est néglige, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

❖ **à l'état limite ultime :**

Les armatures longitudinales sont données par:

$$Au = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

$Au = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{92,15 \times 10^3}{348} = 264,80 mm^2 = 2,65 cm^2.$

❖ Amin(RPA)=0,6% $(b \times h) = 5,40\ cm^2$.

- Amin(CBA)=0,1% (b× h) = 0,9 cm^2.

$$A_{choisi} = \mathbf{6HA14 = 9,23\ cm^2.}$$

☞ **Condition de non fragilité: (*CBA* 93)**

On doit respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$B \geq \frac{A.f_e}{f_{tj}}$$

B=b×h=30× 30 = 900cm^2 $\geq \frac{A.f_e}{f_{tj}} \geq \frac{923\times400}{1,2} = 307666,66\ mm^2$

= 3076,6666 cm^2 .

La condition de non fragilité est vérifiée.

☞ **Vérification des contraintes a l'état limite de service**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{N_{ser}}{15.A_{choisi}}$$

$$\sigma_s = \frac{67,44\times10^3}{923} = 73,06\ Mpa.$$

$$\overline{\sigma_s} = min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n.f_{tj}}\right] = 202\ Mpa.$$

Donc : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

☞ **Section *mini*male donnée par le RPA 99version 2003(Art 10.1.1.b)**

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

Amin=0,6% (b× h) = 0,6% (30 × 30) = 5,40 cm^2.

Alors on adopte **:** **Achoisi=6HA14=9,23 cm^2.**

VI.5.2.1. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucune rôle dans la résistance de la pièce, car les longrines travaillent en traction simple. Ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA99 version 2003**[Art 10.1.1.b]** qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φ1).

Section :

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_1}{3} = \frac{14}{3} = 4,66\ mm$.

On adopte: $\varphi_t = 8\ mm$.

At = 3HA8 = 1,51 cm².

Espacement:

$St \leq min[20\ cm\ ; 15\varphi_1] = min[20\ cm\ ; 21\ cm]$.

On adopte: St=15 cm.

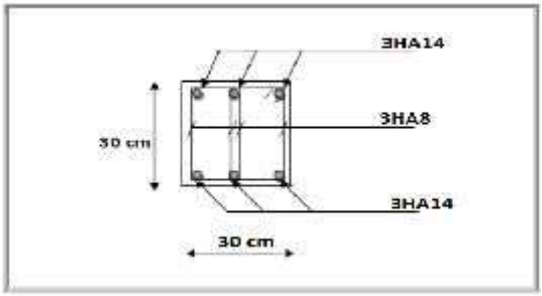


Figure VI. 4: Ferraillage des longrines

Conclusion générale

Selon l'étude effectuée et la note de calcul établie, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La disposition des voiles adoptée permet de se rapprocher au comportement des structures régulières en obtenant dans les deux premiers modes une translation pure suivant les deux axes principaux sans aucune rotation (0%), et dans le troisième mode une rotation pure sans aucune translation (0%).

- Vue la forme du bâtiment, il est bien attendu qu'on obtient une structure un peu rigide. Ce qui s'est manifesté par une période de 0,57s et un nombre des modes 09 modes, avant atteindre les 90% de la participation massique exigée par le règlement. Cependant, il faut signaler que les éléments secondaires modélisés, notamment les porte-à-faux et les escaliers, pouvaient êtres la cause principale de cette perturbation des modes.

- En ce qui concerne le ferraillage des poutres principales et secondaires, nous avons constaté que la section du béton (30x35 cm^2) est cohérente avec les diamètres adoptés (HA12 et HA14) et même acceptable sur le plan exécution.

- Par contre, l'effet de la forme et la zone sismique a été bien manifesté dans le ferraillage des poutres secondaires à cause de leur légèreté (poutres déchargées).

- Cependant, les poteaux étaient la partie la plus vulnérable à l'effet sismique. Ainsi, nous avons constaté la présence des sections entièrement tendues pratiquement dans tous les niveaux. Ce point révèle l'importance d'une conception architecturale parasismique et le sens des exigences réglementaires d'éviter les formes irrégulière même avec la présence des voiles de contreventement.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans le calcul réglementaire. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

- Finalement, en propose un joint sismique pour évité les problèmes a long durée.