République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Universitaire 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: Construction et Matérieau

Thème :

Etude d'un Hotel en béton armé en (R+6) contreventé par des voiles

Etudié par :

M^lle GACEM Rima

M^me ZEBICHE Chahrazad

Encadré par:

M^lle BOUKHELKHAL Dj

Juin 2017

REMERCIEMENT

Nos premiers remerciements vont pour mon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur : Mm: Boukhalkhal Qui a fait tout son possible pour nous aider.

Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de Médéa.

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner nôtres travail.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.



Dédicace

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail à :

Ceux qui m'a inséré le gout de la vie , les plus chères au monde , avec mon amour et tous mes respects …….merci ma .

0mère et merci mon père .

à mes sœur : (dahbia , mahdjouba , fatiha , meriem)

à mes frères (Ali , Rabah , Mohammed)

à mon marie Mohammed mabrek qui me donne le sens et le gout de la vie …..je lui souhaite une long vie plein d'amour et de joie;

à ma deuxième famille : ma belle mère Aicha , ma beaux père Said ;

à mes amis proches : Ghalia , Imane , Amel , chichi , Razika , Ciham ,Rima .

à tous les famille ZEBICHE et MABREK ;

à les petit Mohammed Hassane , Maroua , Haitham , adham , Aniss

Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie mon travail :

A mes parents : mon père et sur tout à ma mère qu'elle a beaucoup sacrifié pour mois depuis ma naissance jusqu'à maintenant et qu'elle n'a jamais cessé de m'encourager, que dieu les gardes

À tous mes frères

À toutes mes sœurs

A tous mes amis d'étude depuis l'école primaire jusqu'à l'université.

A tous la famille << GACEM> et << AKLI >

À la fin, je remercie mes amis et binôme Chahrazad qui est contribuée pour réaliser ce travail.

RIMA

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة ,(فندق) يتكون من ستة طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي
تقع هذه البناية في بني سليمان و هي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة أعمدة و عارضات
قياس الإبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر
.(CBA93 ,RPA99)

Résumé

Ce projet consiste en l'étude d'un Hôtel de (RDC + 6 étages) qui sera implanté à Beni slimen classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été fait conformément aux règlements algériens (CBA 93 et RPA 99 version 2003).

Abstract

The project aims to study a reinforced concrete building (hotel) consisting of six floors in addition to the ground floor

This building is located in Bani Suleiman and is classified within the quake zone IIa

The resistance of the building to all vertical and horizontal loads is achieved by columns and Models.Measure the displacement and the clearance of all the resistance elements were in accordance with the standards and laws.In force in Algeria.(CBA93 ,RPA99)

SOMMAIRE:

INTRODUCTION GENERALE : 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE : 2
I.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE : 2
I.2.1 -DIMENSION EN ELEVATION : 2
I.2.2 -DIMENSION EN PLAN : 2
I.2.3. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT : 2
I.3 DESCRIPTION DE LA STRUCTURE : 3
I.3.1PLANCHERS : 3
I.3.2MAÇONNERIE : 3
I.3.3REVETEMENT : 3
I.3.4LE PLAFOND : 3
I.3.5L'ACROTERE: 3
I.3.6L'INFRASTRUCTURE : 4
I.3.7LES ESCALIERS : 4
I.3.8TAUX DE TRAVAIL DU SOL : 4
I.4 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX : 4
I.4.1 BETON : 4
I.4.2 LES ARMATURES : 7

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.

II.1. INTRODUCTION : 10
II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES : 10
II.3.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :[3] 11
II.3.1.PLANCHER TERRASSE : 11
II.3.2.PLANCHER COURANT (CORPS CREUX) : 12
II.3.3.MAÇONNERIE : 13
II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT : 14
II.4.1. LES PORTIQUES : ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
II.4.2.LES VOILES : 24

Chapitre III : Calcules des éléments secondaires.

III.1. L'ACROTERE : 29
III-1-1 DEFINITION : 29
III.1.2. CHARGES ET SURCHARGES :..... 29
III .1.3.DETERMINATION DES EFFORTS :..... 29
III .1.4. CALCUL DU FERRAILLAGE :..... 30
III.1.5.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :..... 34
III.2.L'ESCALIER :.....36
III.2.1. Définition.....36
III.2.2. Dimensionnement.....37
III.2.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :..**ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**9
III.2.4. CALCUL DU FERRAILLAGE : 42
III.3. CALCUL DES POUTRELLES : 44
III.3.1. INTRODUCTION : 44
III.3.2.DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES : 45
III.3.3.FERRAILLAGE DES POUTRELLES : 58
III.3.4. FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION :SELON LECBA93►►ART [B 6.8.4.2.3.]◄◄ 62

Chapitre IV : Etude dynamique.

IV.1. INTRODUCTION : 65
IV.2. ETUDE DU BLOC A ET B:.....66
IV.2.1.1.CENTRE DE MASSE : 66
IV.2.1.2.CENTRE DE TORSION :.....66
IV.2. 1.3 EXCENTRICITE : 72
IV. 3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :.....74
IV. 3.1. INTRODUCTION : 74
IV.3.2. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :.....74
IV.4. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :.....81
IV.4.1.VERIFICATION DE COMPORTEMENT DES TROIS PREMIERS MODES : 81
IV.4.2.VERIFICATION DE PARTICIPATION MASSIQUE : SELON RPA VERSION 2003 ►► [ART *4.3.4. A]* ◄◄ [1] 84
IV.4.3.VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL : SELON RPA VERSION 2003 ►► [ART 4.2.6] ◄◄ [1].....85
IV.4.4. VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT : SELON RPA VERSION 2003 ►► [ART 4.4.1] ◄◄ [1] ...86
IV.4.5. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES :.....91
IV.4.6.VERIFICATION DES DEPLACEMENTS EN TETE : SELON CBA99 ►►ART 4.4.3◄◄[2].....92
IV.4.7.VERIFICATION DE CISAILLEMENT DES ELEMENTS : 93
IV.4.8.VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT A LA BASE : SELON RPA VERSION 2003►► [ART 7.1.3.3] ◄◄ [1]95

IV.4.9.VERIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P-Δ : SELON RPA VERSION 2003►► [ART 5.9] ◄◄[1] 96

IV.5.CONCLUSION :.....98

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants.

V.1. INTRODUCTION : 100

V.2.CALCUL DES POUTRES :.....100

V.2.1. INTRODUCTION : 100
V.2.2.RECOMMANDATION DES REGLEMENTS :.....101
V.2.3. FERRAILLAGE A L'ETAT LIMITE ULTIME :.....1033
V.2.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :.....104
V.2.5. VERIFICATION DES POUTRES SELON LES CONDITIONS RPA [1] ET CBA [2] :.....106
V.2.6.JUSTIFICATION DES POUTRES SOUS SOLLICITATION D'EFFORT TRANCHANT :.....108
V.2.7.CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES : 110
V.2.8.VERIFICATION DE LA FLECHE :.....113

V.3. CALCUL DES POTEAUX : 117

V.3.1. INTRODUCTION : 117
V.3.2.RECOMMANDATION DU REGLEMENT RPA99 VERSION 2003[1] :.....117
V.3.3. SOLLICITATIONS EXTREMES DE FERRAILLAGE : 118
V.3.4. ETAT LIMITE ULTIME DE STABILITE DE FORME : 118
V.3.5. DETERMINATION DES SECTIONS D'ACIER : 119
V.3.6. VERIFICATION A L'ETAT LIMITE SERVICE :.....121
V.3.7. JUSTIFICATION DES POTEAUX VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT :.....12424
V.3.8. ARMATURES TRANSVERSALES : SELON LE RPA99 ►►ART. 7.4.2.2◄◄ [1].....12526
V.3.9.VERIFICATION DE LA QUANTITE D'ARMATURES TRANSVERSALES MINIMALE (AT/ST.B) : 12828

V.4.FERRAILLAGE DES VOILES : 13031

V.4.1.INTRODUCTION : 13131
V.4.2. LES VOILES PLEINS : 13232
V.4.3.VOILES AVEC FILES D'OUVERTURES : 13232
V.4.4. METHODE DE CALCUL : 13232
V.4.5.FERRAILLAGE DES VOILES PLEINS : 13535
V.4.6.FERRAILLAGE DES VOILES AVEC OUVERTURE :..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**39

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.1. INTRODUCTION :.....145

VI.2. TYPE DE LA FONDATION :.....145

VI.3. CONNAISSANCE DU SITE ET DU SOL : 146

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION : 146

VI.4.1. CALCUL DES SEMELLES ISOLEES :.....149

VI.4.2. CALCUL DES SEMELLES FILANTES :.....153

VI.5. FERRAILLAGE LONGITUDINAL: 159

VI.5.1.DIMENSIONNEMENT :.....159
VI.5.2.CALCUL DES MOMENTS : 161

VI.6.FERRAILLAGE DES LONGRINES : SELON LE RPA 99 VERSION 2003 ►► [ART 10.1.1] ◄◄ [1]164

VI.6.1.RECOMMANDATION DES REGLEMENTS :.....165
VI.6.2. FERRAILLAGE A L'ETAT LIMITE ULTIME : 165
VI.6.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :.....166
VI.6.4.CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :.....166

LISTE DES FIGURES :

CHAPITRE I PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Fig. I.1 : Diagramme de contraints-Déformation du béton……..5

Fig I.2 : Diagramme contrainte déformation d'acier……7

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Fig. II.1 : Plancher a corps creux……. ……11

Fig. II.2 : Dimensions du corps creux……11

. **Fig. II.3 :** Composants d'un plancher terrasse. ……..12

Fig. II.4. Mur double cloison. ……..13

Fig.II.5. Mur simple cloison. ……..14

Fig II.6: Schéma de la poutre……14

Fig. II.7 : Section réduite du poteau**.** ……19

Fig. II.8 : surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité……20

Fig.II.9 : Zones nodales……24

Fig. II. 1**0 :** Coupes des voiles en plan……25

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Fig.III.1 : L'acrotère……29

Fig.III.2 : Ferraillage de l'acrotère……35

Fig. III.3: Coupe d'un escalier. ……37

Fig III.4 schéma statique à L'E.L.U……..40

Fig III.5 schéma statique à L'E.L.S……..45

Fig. III.6 : Dimensionnement de la poutrelle……45

Fig. III.7 : Poutrelle avant coulage……..46

Fig III.8: ferraillage des poutrelles……..62

Fig.III.9 : Schéma de la Table de compression…….63

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Fig.IV.1. Voile plein. ……68

Fig.IV.2. Voile avec une seule ouverture**.** ……..69

Fig.IV.3. Vue de la Structure en 3D……..70

Fig Fig.IV.5. Vue de la Structure en 3D……...70

.IV.4. Disposition des voiles. ……...71

Fig.IV.6. Disposition des voiles. ……71

Fig.IV.7. Spectre de réponse. ……75

Fig.IV.8. Spectre de réponse……75

Fig.IV.8. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X) ……82

Fig.IV.9.Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y) ……82

Fig.IV.10.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z) ……..82

Fig.IV.11. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X) ……83

Fig.IV.12. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant Y……..83

Fig. IV.13.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z) …….84

Fig. IV.14 Les forces agissent sur la stabilité au renversement. …….87

Fig.IV.15.Distribution des forces sismiques……88

Fig.IV.16. Concentration des forces sismiques aux étages……88

Fig.IV.17. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……..89

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Fig.V.1 : la section des poutres principales…….102

Fig.V.2 : la section des poutres secondaires……..102

Fig.V.3 : la section des poutres principales……102

Fig.V.4 : la section des poutres secondaires……103

Fig.V. 5: Ferraillage des poutres principales(30*45) intermédiaires du niveau……114

Fig.V. 6: Ferraillage des poutres principales (30*45) de rive du niveau terrasse. ……114

Fig.V. 7: Ferraillage des poutres principales (30*45) intermédiaires des étages. ……114

Fig.V.8: Ferraillage des poutres principales (30*45) de rive des étages. ……..115

Fig.V.9 :Ferraillage des poutres secondaires30*40 intermédiaires du niveau terrasse. ……115

Fig.V. 10: Ferraillage des poutres secondaires de rive du niveau terrasse**.** ……..115

Fig.V.11: Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires des étages. ……115

Fig.V. 12: Ferraillage des poutre secondaires de rive des étages……116

Fig.V.13: Ferraillage des poutres principales(30*40) intermédiaires du niveau terrasse**.** …116

Fig.V. 14: Ferraillage des poutres principales (30*40) de rive du niveau terrasse (Bloc B). ……116

Fig.V. 15: Ferraillage des secondaires de rive des étages**.** ……117

Fig.V. 16: Disposition des armatures dans les poteaux ……129

Fig.V.17 : Ferraillage des poteaux carré (50×50) ……129

Fig.V. 19: Ferraillage des poteaux carré (40×40) ……130

Fig.V. 20: Ferraillage des poteaux carré (45×45) ……130

Fig.V. 21: Ferraillage des poteaux carré (40*40) ……130

Fig.V. 22: Ferraillage des poteaux carré (35×35) ……131

Fig.V.23 : Disposition des armatures verticales dans les voiles**.** ……131

Fig.V.24: Les armatures transversales et les épingles des voiles……..139

Fig. V.25 : La zone de recouvrement des voiles……..…139

Fig.V. 26 Moments et efforts tranchants dans les linteaux……142

Fig.V. 27: Armatures du linteau selon le RPA 99…….143

CHAPITRE VI : CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

Fig.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS……147.

Fig.VI.2 : La proposition des semelles isoler. ……..147

Fig.VI.3 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. ……148

Fig.VI.4 : La proposition des semelles isoler. ……148

Fig VI.5 : Semelle isolée sous poteau. ……..…….149

Fig VI.6: Schéma d'une semelle filante sous poteaux……153

Fig VI.7: Schéma d'une semelle filante sous voile…….153

Fig Fig VI.9: La proposition finale des semelles. ……155

VI.8: La proposition finale des semelles……..155

Fig VI.10: Ferraillage des longrines…….167

Introduction generale

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

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

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

L'étude sera menée sur un Hôtel en R+6 implanté en zone de moyenne sismicité (zone IIa), l'Hôtel est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
- La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferraillages).

CHAPITRE I :
présentation de l'ouvrage

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Il s'agit d'un Bâtiment composé par deux blocs (A et B) en RDC+6 étages à usage d'un Hôtel, qui sera implanter à Beni -Slimen Willaya de Médéa. C'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa), selon le règlement parasismique Algérienne 99 version 2003. Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003" [1]
- Le règlement de Béton Armé "CBA93" [2]
- Le DTR.B.2.2 [3]

La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par un escalier,
Les planchers sont constitués de dalles en corps creux assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.

I.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.2.1. Dimension en élévation

- Hauteur du RDC :……...+4.08m
- Hauteur de l'étage courant :……+3.20m
- Hauteur total du Hôtel:…….....23.28m sans acrotère

I.2.2. Dimension en plan

- La longueur du Hôtel à la base :….....…….14.95m
- La largeur :……...37.6m

I.2.3. Système de contreventement

On adopte pour notre projet qui comporte une hauteur de 23.28m, un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile.

Ce système est préconisé par le règlement RPA99, 2003, l'article ►**Art [3.4.A]** ◄ **[1].**

I.3. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE

I.3.1. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte un seul type de planchers : planchers à corps creux ;

I.3.2. Maçonnerie

On a deux types :

1- Murs extérieurs : sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- Murs intérieurs : sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

I.3.3. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

I.3.4. Le plafond

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

I.3.5. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé, de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.6. 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. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol (σ_{sol}**=1.8 bar**).

Les fondations superficielles de type semelles isolées ou filantes, reliées par des longrines.

I.3.7. Les escaliers

On a le type d'escalier balancée, escalier en béton armé coulé sur place a paillasse adjacente les marches seront revêtues en carrelage.

I.3.8. Taux de travail du sol

Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage a une contrainte admissible de 1.8 bar = 0.18 MPa, et une profondeur d'ancrage de 2.00 m. le site est classé dans la catégorie S3, sol meuble selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

I.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les bétons et les aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA 93) et les règlements en vigueur en Algérie.

I.4.1 Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, …). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

a) Composition du béton

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- **350 kg/m²** de ciment de classe CPA 425.
- **400L** de sable de diamètre 0 à 5.
- **800L** de gravier de diamètre 15 à 25.
- **175L** d'eau de gâchage.

b) Caractéristiques mécaniques du Béton

b.1.) Résistance caractéristique à la compression : selon le CBA93►►Art [A.2.1.1.1] ◄◄ [2]

Dans le cas courant un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression a l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} =25 Mpa à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais. Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de ***200cm²*** ***(Ø = 16cm)*** et une hauteur de ***32cm.***

Le **C.B.A93** préconise pour j< 28 jours

- $f_{c28} \leq 40Mpa \Rightarrow f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83j}$
- $f_{c28} > 40Mpa \Rightarrow f_{cj} = \dfrac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95j}$

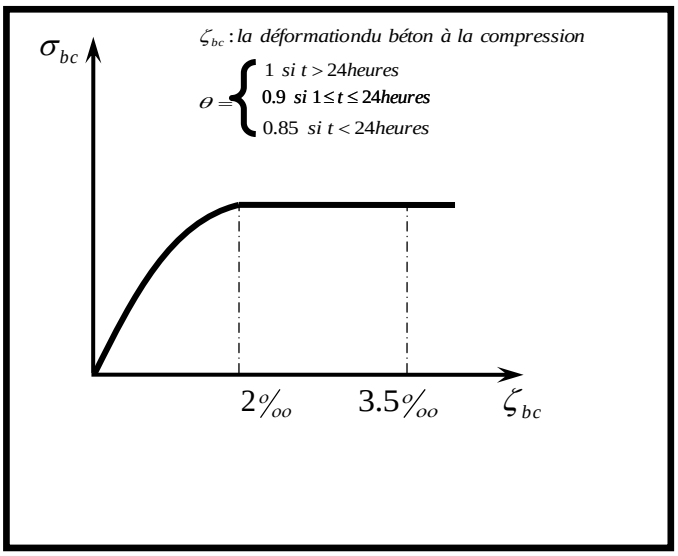


Fig. I.1 : Diagramme de contraints-Déformation du béton.

b.2) Résistance caractéristique à la traction : selon le CBA93►►Art [A.2.1.1.2] ◄◄ [2]

La résistance à la traction du béton ftj est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj}$$

Avec fcj et ftj en MPa

b.3) Module d'élasticité

b.3.1) Module de déformation longitudinale au béton

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

- Module instantané pour les charges d'une durée d'application <24 h

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 32164..195Mpa$$

- Module différé pour les charges de longue durée

$$E_i = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 10818..900Mpa$$

b.3.2) Module d'élasticité transversale

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+v)}$

Et en simplifiant $G=0,41.10^7$

c) Coefficient de poisson

$$\upsilon = \frac{\delta a/a}{\delta L/L} \rightarrow \begin{matrix} \upsilon = 0.2 \;\; E.LS \\ \upsilon = 0.0 \;\; E.L.U \end{matrix}$$

Avec :

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

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

d) La contrainte de calcul béton comprimé

d.1) Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R)

- La courbe est sous forme d'une parabole

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b\left(1-\frac{2-\zeta_{bc}}{2}\right)}$$

- La courbe est sous forme d'une droite constante

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

d.2) Etat Limite Service (E.L.S)

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15Mpa$$

I.4.2 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

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.

c.1) Etat Limite Ultime (E.L.U)

- f_e : limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400 Mpa$
- 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)

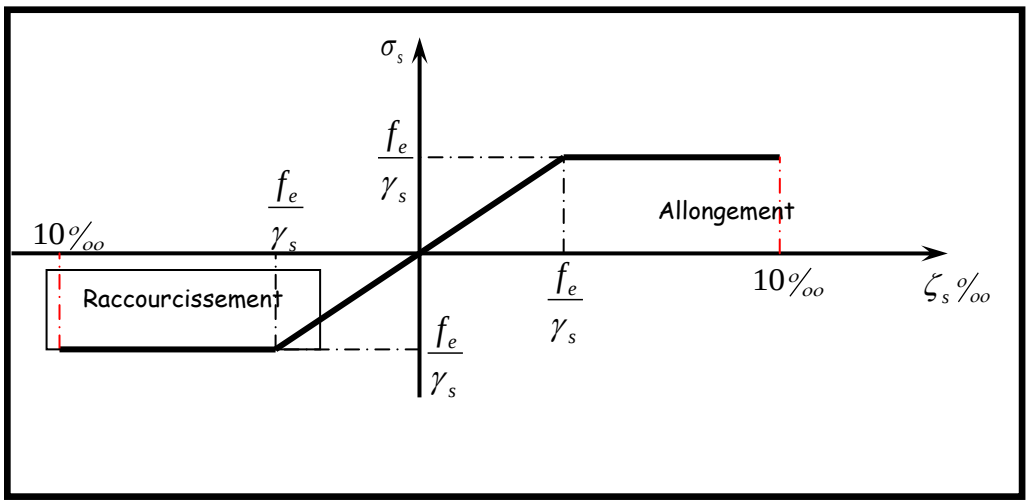


Fig I.2 : Diagramme contrainte déformation d'acier

c.2) 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 :

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

- Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ , \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Avec :

$\eta = 1.0$ ..... pour les aciers rends lisses (R.L).

$\eta = 1.6$ .....pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

d) Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n=\frac{Es}{Eb} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.

CHAPITRE II :
pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux

II.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est indispensable d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le ***« RPA99 version2003 »***, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Pour notre projet, on a un seul type de plancher, c'est un plancher à corps creux. L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

Ce plancher se compose de trois éléments essentiels :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.
- L'élément en corps creux.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \text{et} \quad h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

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

h_t : hauteur totale du plancher

L= 3.60 m d'où alors $14.4 \leq ht \leq 18$ on adopte h_t=20cm

Telle que : $h_t = (d + e)$

d=16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression, selon le **CBA93 (ART.B7.2.2).**

Donc : $\mathbf{h_t = 20cm}$

Conclusion

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composes d'un corps creux de16cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur

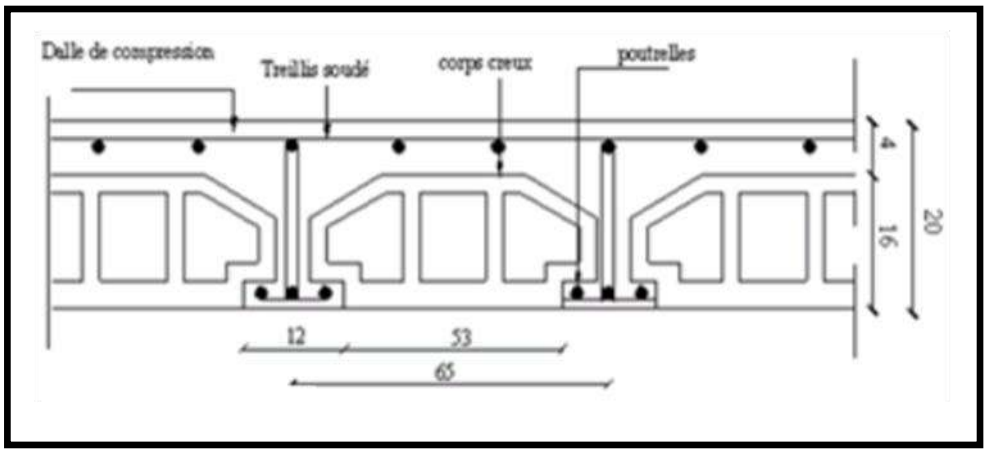


Fig. II.1 : Plancher a corps creux

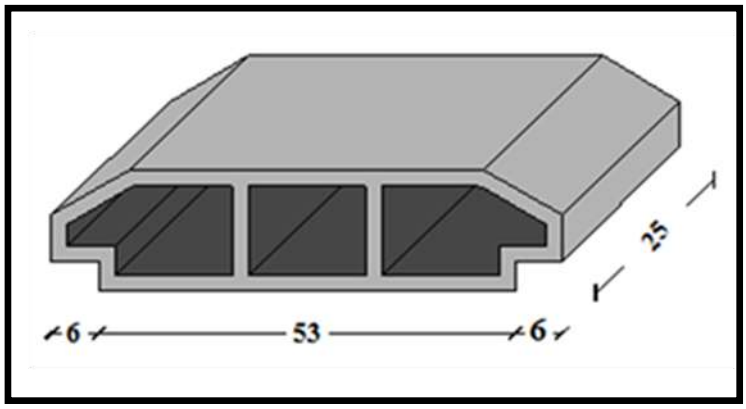


Fig. II.2 : Dimensions du corps creux.

❖ **Condition d'isolation acoustique**

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

$h_{min} \geq 16cm$, d'où on a 20cm >16cm (condition vérifie).

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.3.1. Plancher Terrasse

II.3.1.1. Charges permanentes

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

N⁰	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
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	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.50**

Surcharge d'exploitation Q=1kN/m² la terrasse est inaccessible

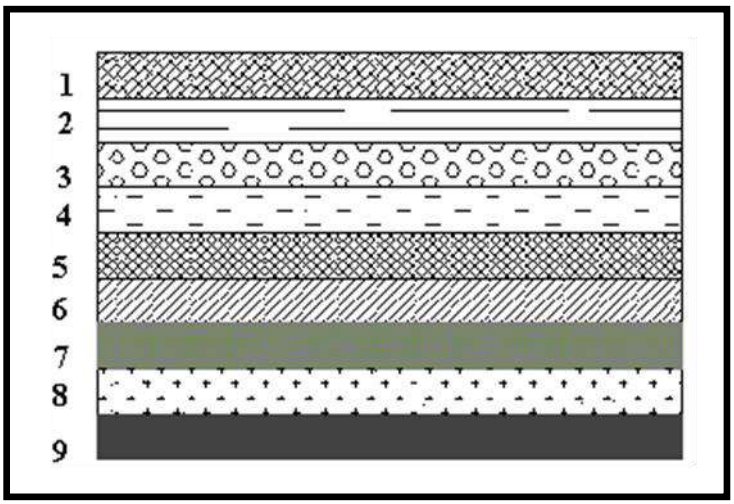


Fig. II.3 : Composants d'un plancher terrasse.

II.3.2.Plancher courant (corps creux)

II.3.2.1.Charges permanentes

Tableau II.2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N⁰	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
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**

Surcharge d'exploitation $Q = 1.5KN/m^2$

II.3.3. Maçonnerie

a. Murs extérieurs (doubles-cloisons)

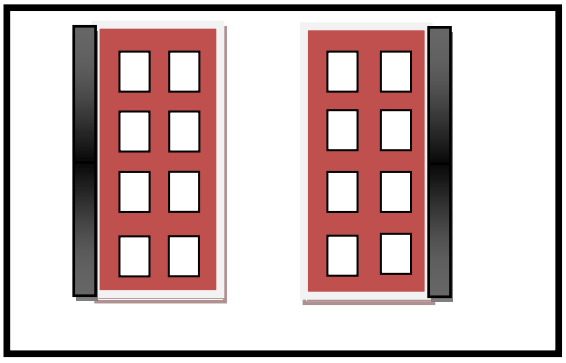


Fig. II.4. Mur double cloison.

Tableau II.3 : Charges permanentes du mur double cloison

N⁰	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	2×0.36
2	Brique creuse	0.10	-	2×0.9
3	Lame d'aire	0.10	-	-
Charge permanente G				2.52

b. Murs intérieurs (simples-cloisons)

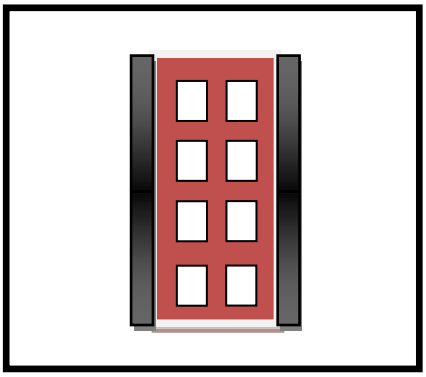


Fig. II.5. Mur simple cloison.

Tableau II.4 : Charges permanentes du mur simple cloison.

N^0	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				1.62

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les Poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1. Les poutres

Les poutres sont généralement de section rectangulaire ou en « T »

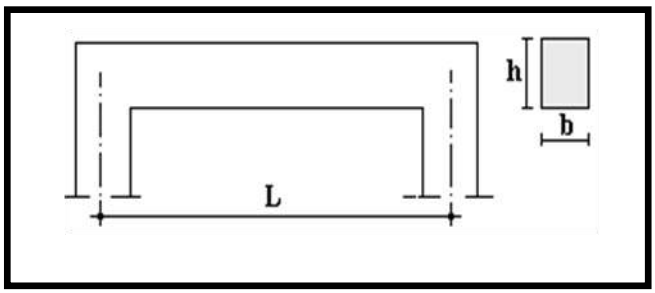


Fig II.6: Schéma de la poutre

A) Poutres principales (porteuses)

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

Détermination de la hauteur « h »

On a:L=5.83m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow$ 38.86cm ≤ h ≤ 58.3cm

On adopte: h=40cm

Détermination de la largeur « b »

$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow$ 12cm ≤ b ≤ 28cm

On adopte : b=30cm

Vérification selon le «RPA 99 version 2003 ►►Art [7.5.1] ◄◄ » : (Zone sismique IIa)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b \geq 20cm \longrightarrow$ b=30cm>20cm…….....Vérifier

$h \geq 30cm \longrightarrow$ h=40cm >30cm…….....……..Vérifier

$\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow$ $\frac{40}{30} = 1.33 < 4$ …….....……..Vérifier

$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1 \longrightarrow$ 30<1.5×40+30=90 cm ……..... Vérifier

-Condition de rigidité

On doit vérifier que : $\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$

$\frac{40}{583} = 0.068 > 0.062$……Vérifier

Remarque

Le calcul et la vérification de la flèche sera effectué ultérieurement.

B) Poutres secondaires (non porteuses)

- Détermination de la hauteur « h »

On a:L=3.60m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow$ 24cm ≤ h ≤ 36cm

On adopte: h=35cm

- Détermination de la largeur « b »

$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow$ 10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm

On adopte : b=30cm

Vérification selon le «RPA 99 version 2003►►Art [7.5.1] ◄◄ » : (Zone sismique IIa)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b \geq 20cm \longrightarrow$ b=30cm>20cm…….. Vérifier

$h \geq 30cm \longrightarrow$ h=35cm>30cm…… Vérifier

$\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{35}{30} = 1.17 < 4$…….. Vérifier

$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1 \longrightarrow$ 30<1.5×35+30=82.5cm……...……..Vérifier

-Condition de rigidité

On doit vérifier que : $\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$

$\frac{35}{360} = 0.097 > 0.062$……Vérifier

Remarque

Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

Conclusion

On adopte les sections :

✓ Poutres principales (Sens porteur) : (bxh) = (30x40) cm^2.

✓ Poutres secondaires (Sens non porteur) : (bxh) = (30x35) cm^2

II.4.2. 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 = π (D – 2)² / 4 → section circulaire.

A) Etapes de pré dimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité.

✓ Le pré dimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire aux conditions du RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄ [1] suivantes

- Min (b1, h1) ≥ 25 cm. (Zone I et IIa)
- Min (b1, h1) ≥ 30 cm. (Zone IIb et III)
- Min (b1, h1)$\geq \frac{he}{20}$.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$

✓ 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).**

✓ Vérifier $N_u \leq \alpha\left[\frac{B_r \cdot f_{c_{28}}}{0{,}9.\gamma_b} + \frac{A.f_e}{\gamma_s}\right]$ **(CBA93 [B.8.4.1])**

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

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

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

✓ γ_b: Coefficient de sécurité pour le béton

✓ γ_b*=1,50*…….. (Situation durable).

✓ γ_s: Coefficient de sécurité pour l'acier

✓ γ_s*=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 :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} \textbf{ pour } \boldsymbol{\lambda \leq 50} \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \boldsymbol{\lambda \leq 70} \end{cases}$$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$:c'est l'élancement mécanique. 1483156.2

L_f=0.7L_0 :cest la longueur de flambement.

i=$\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$:cest 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).

B) Décente des charges

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

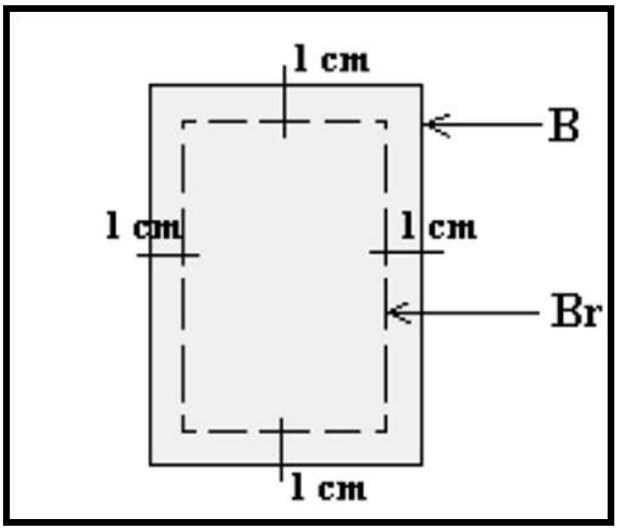


Fig. II.7 : Section réduite du poteau.

Tableau II.5 : Calcul de l'effort $\overline{N}$

Niveau	Dimension	Br (mm^2)	L_0	L_f	i	λ	α	$A_S(mm^2)$	$\overline{N}$ (KN)
6eme étage	30*30	78400	3.20	2.24	7.89	25.87	0.7663	90	1136.542
5eme étage	30*30	78400	3.20	2.24	7.89	25.87	0.7663	90	1136.542
4eme étage	30*30	78400	3.20	2.24	7.89	25.87	0.7663	90	1136.542
3eme étage	35*35	108900	3.20	2.24	7.89	22.17	0.7869	122.5	1620.354
2eme étage	35*35	108900	3.20	2.24	7.89	22.17	0.7869	122.5	1620.354
1er étage	40*40	144000	3.20	2.24	7.89	19.40	0.8008	160	2185.962
RDC	40*40	144400	4.08	2.856	7.89	24.73	0.7728	160	2109.567

a. Choix du poteau le plus sollicité

Après la comparaison entre tous les poteaux des deux bloc, le poteau le plus sollicité est fait partie du bloc A.

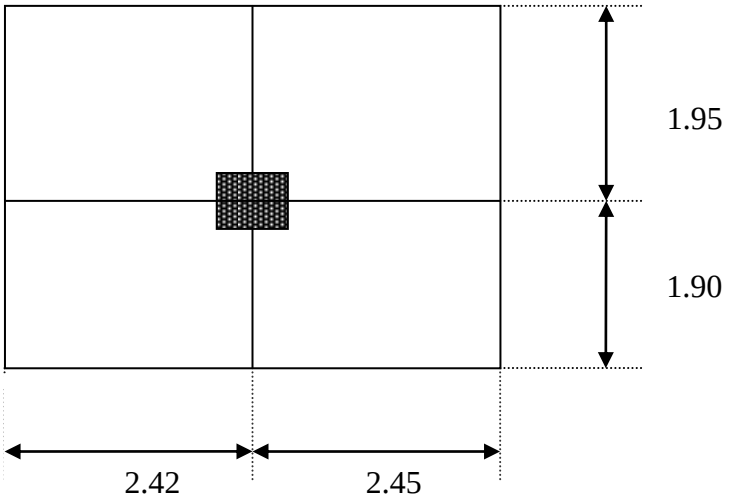


Fig. II.8 : surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

On a :

Etage	s_t	s_p
6	21.45	18.84
5	21.45	18.84
4	21.45	18.84
3	21.45	18.39
2	21.45	18.39
1	21.45	17.96
RDC	21.45	17.96

2 .b. Détermination des Charge permanente

$G_n = G_{\text{plancher t}} + G_{\text{poutre(p+s)}} + G_{\text{poteau.}}$

$G_{n1} = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{poutre(p+s)}} + G_{\text{poteau.}} + G_n$

RDC : $G_0 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{poutre(p+s)}} + G_{\text{poteau.}} + G_1$

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

$G_{(\text{poutre p ou s})}$ = b*h*L*poids volumique du béton armé

$G_{\text{poteau}} = b*h*h_e*$poids volumique du béton armé

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

Tableau. II.6. Détermination des charges permanentes

Niveau	H (m)	S_{poteau} (m^2)	$G_{plancher}$ (KN)	$G_{poutres}$ (KN)	$G_{poutres\ s}$ (KN)	Gp_{oteau} (KN)	G_{niveau} (KN)	$G_{cumules}$ (KN)
6^{eme}étage	3.20	0.09	122.460	23.670	9.29.25	7.2	153.2025	162.6225
5^{eme}étage	3.20	0.09	113.04	23.670	9.2925	7.2	153.2025	315.825
4^{eme}étage	3.20	0.09	113.04	23.670	9.2925	7.2	153.2025	469.0275
3^{eme}étage	3.20	0.122	113.04	23.670	9.2925	9.8	155.8025	624.83
2^{eme}étage	3.20	0.122	113.04	23.670	9.2925	9.8	155.8025	780.6325
1^{eme}étage	3.20	0.16	113.04	23.670	9.2925	12.8	158.8025	939.435
RDC	4.08	0.16	113.04	23.670	12.3375	16.32	156.3675	1104.8025

II.4.1.1. Détermination des sur charges d'exploitation : selon le DTR►►Art [B.C.2.2] ◄◄ [3]

Loi de dégression

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

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

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

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

Cette équation est donnée par **« DTR C.2.2 »**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.

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

Application numérique

Terrasse inaccessible……. Q = 1 KN/m^2

Etage courant……..Q = 1.5 KN/m^2

RDC…….Q =1.5 KN/m^2

Tableau II.7. Détermination des surcharges d'exploitation.

Etage	6	5	4	3	2	1	RDC
Q(KN)	21.45	32.175	32.175	32.175	32.175	32.175	85.8

II.4.1.1. L'effort normal a l'état limite ultime

L'effort normal doit être majore de (10%) pour le poteau le plus sollicité.

$N_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$

$N_u = 1.1N_{ultime}$

Tableau II.8. Calcul de N_{ultime} et Nu.

G(KN)	Q(KN)	N_{ultime}(KN)	$1.1N_{ultime}$(KN)	$\overline{N}$(KN)	$1.1N_{ultime} \leq \overline{N}$
162.623	21.45	251.71538	276.88691	1136.5421	Vérifiée
315.825	53.625	506.80125	557.48138	1136.5421	Vérifiée
469.028	82.5825	757.06088	832.76696	1136.5421	Vérifiée
624.830	108.3225	1006.0043	1106.6047	1620.3537	Vérifiée
780.633	130.845	1250.1214	1375.1335	1620.3537	Vérifiée
939.435	150.15	1493.4623	1642.8085	2185.9618	Vérifiée
1104.803	206.456	1801.1678	1981.2845	2109.5671	Vérifiée

Vérification selon le RPA9 (version 2003) ►► [Art 7.5.1] ◄◄

- RDC et 1er étage :

Les poteaux de section (40*40) cm^2

✓ Min (40, 40) > 30 cm ……..…**(c .v.)**

✓ Min (40, 40) $> \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4cm$ *et* $\frac{320}{20} = 16$… **(c .v.)**

✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$ ……..**(c .v.)**

- 2eme étage et 3eme étage:

Les poteaux de section (40x40) cm^2

✓ Min (35, 35) > 30 cm …….....…**(c .v.)**

✓ Min (35, 35) $> \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16$ cm .....… **(c .v.)**

✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = 35/35 = 1 < 4$ ……....**(c .v.)**

- 4eme étage et 5eme étage et 6eme étage

✓ Min (30, 30) > 30 cm …….....…**(c .v.)**

✓ Min (30, 30) $> \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16cm$…..... **(c .v.)**

✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4$ …….....….. **(c .v.)**

Résultat : Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003 [1].

Conclusion

On adopte la section des poteaux suivante :

- (bxh) = (30*30) cm^2 pour 4eme étage et 5eme étages et 6eme étages
- (bxh) = (35*35) cm^2 pour 2eme étage et 3eme étage**.**
- (bxh) = (40*40) cm^2 pour RDC et 1er étage .

Vérification des sollicitations normales : selon RPA99 version2003►► [Art 7.4.3.1] ◄◄

Et d'autre part ART 7.4.3.1 des RPA 99/V2003 outre les vérifications prescrites par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Avec :

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

$N_d = 1{,}1 \times N_u$, **(**$N_d = 1{,}1.\ (N_G + N_Q)$**)**

- B_c: l'air (section brute) de cette section de béton $B_c = b \times b$.
- fc28 = 25 MPa.

Tableau .II.9. Vérifications des sollicitations normales.

Etage	Section	N_d (N)	B_c(mm²)	υ	$\upsilon \leq 0{,}3$
5ème étage	35*35	220525	108900	0.081	C.V
4ème étage	35*35	444146	108900	0.163	C.V
3ème étage	40*40	667326	144400	0.184	C.V
2ème étage	40*40	886221	144400	0.245	C.V
1ème étage	45*45	1105241	184900	0.239	C.V
RDC	45*45	1319978	184900	0.285	C.V
S/Sol	50*50	1535409	230400	0.266	C.V

Vérification aux zones nodales : selon RPA99 version2003►► [Art 7.5.1] ◄◄

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1 + b_1$
- $d \leq \text{Max}\ (b_1/2; h_1/2)$

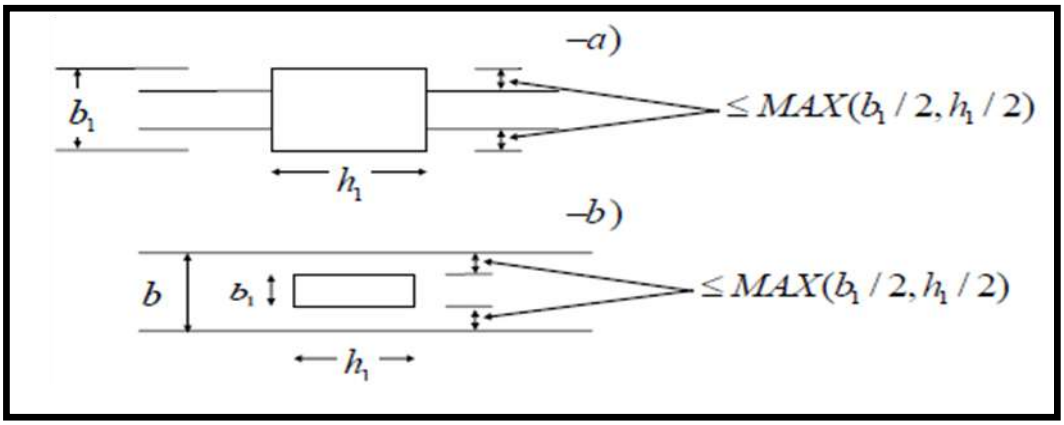


Fig.II.9 : Zones nodales

Tableau II.10. Vérification aux zones nodales

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1 + b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
6eme et 5eme et 4eme	30	30	30	C.V	2.5	15	C.V
3eme et 2eme	30	35	35	C.V	5	17.5	C.V
RDC et 1er	30	40	40	C.V	7.5	20	C.V

II.5. LES VOILES

Le Pré dimensionnement des voiles en béton armé sera justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 [1]. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

On considère comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étages h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

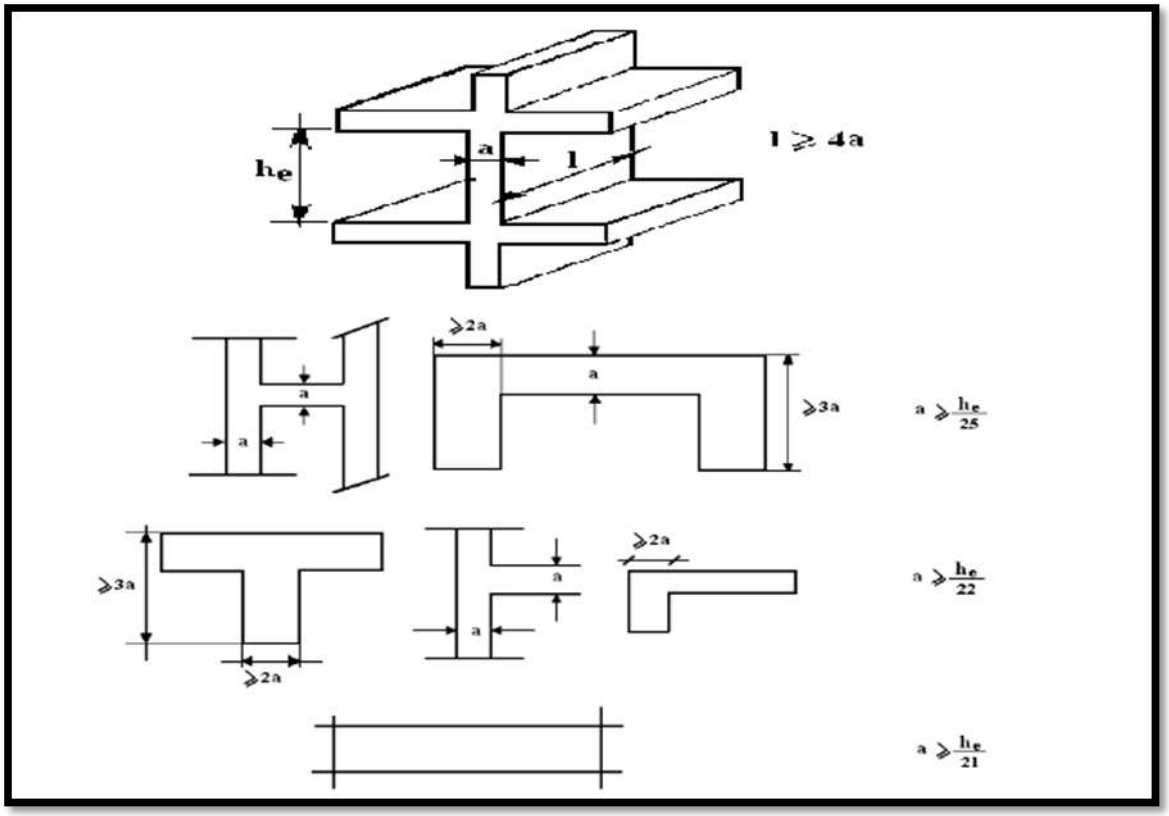


Fig. II.10 : Coupes des voiles en plan

Conclusion

L'épaisseur minimale est de 20 cm, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour Notre structure: $a \geq \max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20 ; 20cm)$.

CHAPITRE III :
Calcules des éléments secondaires

III.1. L'ACROTERE

III-1-1 Définition

L'acrotère est un élément structural secondaire contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1 kN/m due à la main courante.

Le calcul se fait par une bande de 1ml.

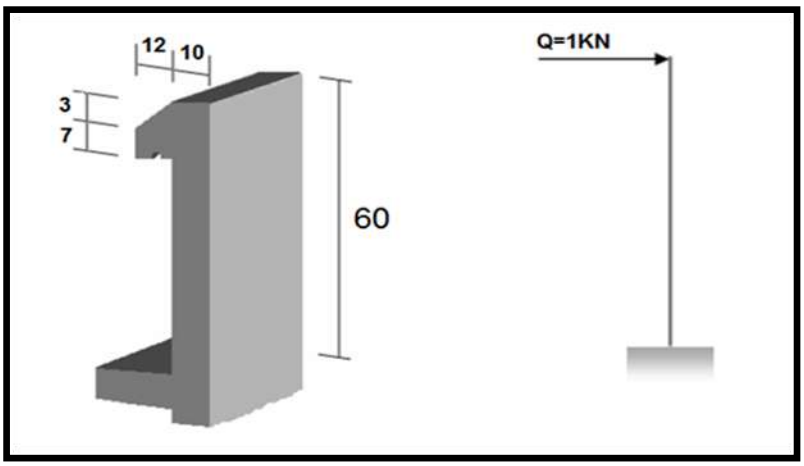


Fig.III.1 : L'acrotère.

III.1.2. Charges et surcharges

$G_{acrotère}$ = poids volumique de béton*la surface

$$G_{acrotère} = 25\times (0.1\times 0.60+\frac{0.03\times 0.12}{2}+0.07\times 0.12)=1.755KN/ml$$

Surcharges (main courante) : Q = 1KN/m

III.1.3. Détermination des efforts

Tableau III.1 : Détermination des efforts à l'EL**U et l'ELS.**

E.L.U	
L'effort normal :	N_u =1,35×G =1,35×1,755 =2,36KN
Moment d'encastrement :	M_u =1,5×Q× h = 1,5×1×0,6 =0,9KN.m
L'effort tranchant :	T_u=1,5×Q =1,5×1 =1,5KN
E.L.S	
L'effort normal :	N_s =G =1,755KN
Moment d'encastrement :	M_s =Q× h =1×0,6 =0,6KN.m
L'effort tranchant :	T_u=Q =1KN.m

III.1.4. Calcul du ferraillage

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

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	100	Cm	F_{c28}	25	M Pa
h	10	Cm	F_e	400	M Pa
c_1	2.5	Cm	σ_b	14.17	M Pa
c’	2.5	Cm	σ_s	348	M Pa
/	/	/	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/
Longueur de flambement			**Sollicitations**		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
L_0	0,6	M	N_u	2,369	KN
L_f	1,2	M	M_u	0,9	KN.m
/			N_s	1,755	KN
/			M_{ser}	0,6	KN.m

a) à l’état limite ultime

1. Calcul de l’excentricité

$\mathbf{e_0} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0{,}9 \times 10^2}{2.369} = 38{,}00\text{cm}$

Où l'enrobage est: $\mathbf{c = c_1} = 2{,}5$ cm

On a: $\mathbf{e_0 = 38{,}00cm} > \frac{h}{2} - \mathbf{c} = \frac{10}{2} - 2.5 = 2{,}5\text{cm}$

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

2. Calcul du moment de flexion

$\mathbf{e = e_0 + \frac{h}{2} - c}$

e: distance entre le point d’application de **N** et le centre des armatures tendues.

Donc : e = 0.405m

$M_u = N_u \times e = 0.96\text{KN.m}$

3. Calcul des armatures verticales

Le calcul se fait en flexion simple :

$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{0,96.10^3}{14,17.100.7,5^2} = 0.012 < \mu_l = 0.392$ (du tableau) $\longrightarrow$ $A_1' = 0$.

du tableau on a : $\beta = 0.994$ et $\alpha = 0.0151$; $\sigma_s = \overline{\sigma s} = 348$ M Pa

$A_1 = \frac{M_u}{\beta.d.\overline{\sigma_s}} = \frac{0,96.10^6}{0,994.75.348} = 37\ mm^2 = 0.37cm^2$

N : effort de compression, alors :

$A = A_1 - \frac{N}{\overline{\sigma_s}} = 37 - \frac{2,36.10^3}{348} = 30,19mm^2 = 0,30cm^2$

Et $A' = A'_1 \longrightarrow A' = 0$.

Donc :

$$\begin{cases} A = 0.3cm^2 \\ A' = 0 \end{cases}$$

Condition de non fragilité

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = \mathbf{1cm^2} > A = 0.30cm^2$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera: $A_1 = 5HA8 = 2.31\ cm^2$.

- **Armatures de répartition**

Ona : $\frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2} \longrightarrow$ $0.58 \leq A_r \leq 1.16$

Donc, on prendra : $A_r = 4\Phi 6 = 1.13\ cm^2$

- **Espacement**

$S_t = 20cm \leq S_{min} = \min [3h = 36cm; 33cm] = 33cm$

$S_{tr} = 15cm \leq S_{minr} = \min [4h = 48cm; 45cm] = 45cm$

b) Vérification des contraintes à l'état limite de service

- **Calcul de l'excentricité**

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.755} = 34.19\text{cm}$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,\text{cm} < e_0 = 34.19\,\text{cm}$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.h + 15\,(A + A') = 1034{,}65\ \text{cm}^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_s d)\right] = 5{,}084\ \text{cm}$.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 = 4{,}916\ \text{cm}$.

$$I = \frac{b}{3}\,(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A\,(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] = 8542.60\ \text{cm}^2.$$

Alors : $\frac{I_G}{B_0 \upsilon_2} = 1{,}680\ \text{cm}$.

Donc : $e_0 = 34{,}19\ \text{cm} \geq \frac{I_G}{B_0 \upsilon_2} = 1{,}680\ \text{cm} \Rightarrow$ Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases} \sigma b \leq \overline{\sigma} b \\ \sigma s \leq \overline{\sigma} s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

Détermination de y_1 :

Pour déterminer y il faut résoudre l'équation :

$y_2^3 + py_2 + q = 0$….."*"

Tel que : $p = -3c^2 - 90\frac{A'}{b} + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow p = -1791.84\ \text{cm}^2$

Et q = -2 c^3-90$\frac{A'}{b}$- $\frac{90A}{b}$ $(d - c)^2 \Rightarrow q = 21720.6\ cm^2$.

Où :

c : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression

Donc : "**c** = $\frac{h}{2}$ – **e** = - 29,18cm < 0".

D'où l'équation "*" devient : $\mathbf{y_2^3}$ **+ (-**1791.84) y_2+ 21720.6 =0

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

$\mathbf{y_1}$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -38{,}052 \times 10^7 \quad \alpha = 138.07^\circ \Rightarrow$

$$\begin{cases} \text{Cos } \alpha = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.744 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 48.88 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont :

$$\begin{cases} a\cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) = 33{,}94 \text{ cm} \\ y_2 = a\cos\left(\frac{\alpha}{3}+120\right) = -47{,}43 \text{cm} \\ a\cos\left(\frac{\alpha}{3}+240\right) = 13{,}49 \text{cm} \end{cases}$$

Finalement, on trouve :

$y_2' = 33{,}94$ cm

$y_2'' = -47{,}43$cm rejetée parce que $(y_2+c < 0)$

$y_2''' = 13{,}49$cm rejetée parce que $(y_2+c<0)$

D'où alors : $0<\mathbf{y_1} = 33{,}94 + (-29.18) = 4{,}76$ cm $< h = 10$ cm

Donc on prend :

$$\begin{cases} \mathbf{y_2} = 33{,}94 \text{ cm} \\ \mathbf{y_1} = \mathbf{y_2} + \mathbf{c} = 4{,}76 \text{ cm} \end{cases}$$

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s(y_1 - c') - A_s(d - y_1)]$. $\Rightarrow \mathbf{S_{xx}}=1037{,}939\ cm^3$

D'où alors : $k = 1755/1037939 \Rightarrow k=1{,}69 \times 10^{-3} N/mm^3$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (1{,}69 \times 10^{-3}) \times 21.5 \Rightarrow \mathbf{\sigma_b} = 0.08$ MPa

Et: $\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1) = (15 \times 1{,}69 \times 10^{-3}) \times (75 - 47{,}6) = 0{,}69$ MPa

$\sigma_s=15k\ (y_1-c) = (15 \times 39.78 \times 10^{-3}) \times (21.5-75)=$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0{,}08 MPa \leq \bar{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15$ MPa **(c.v).**

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

Avec η =1.6 (fissuration préjudiciable).

$\sigma_s=0{,}69 MPa \leq \overline{\sigma s}$ **(c.v)**

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant

La section d'armature tendue 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.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton**

On doit vérifier que :$\boldsymbol{\tau_u} \leq \bar{\tau}$ telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\,MPa$$

Et : $\bar{\tau}$= min [0,15$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 Mpa] = 2,5 Mpa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : τu =0,02 Mpa<τ_u =2,5Mpa

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

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA.99 version 2003 : **Art 6.2.3**)

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

F_p= 4.A.C_p.W_p

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 2, zone sismique IIa).

C_p = facteur de force horizontale.

W_p =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0.15

C_p = 0.3

W_p = 1,755 KN

F_p= 4.A.C_p.W_p= 4×0.15×0.3×1.755 =0.32 KN < 1.5Q =1.5 KN

Donc :

L'acrotère résiste à la force sismique.

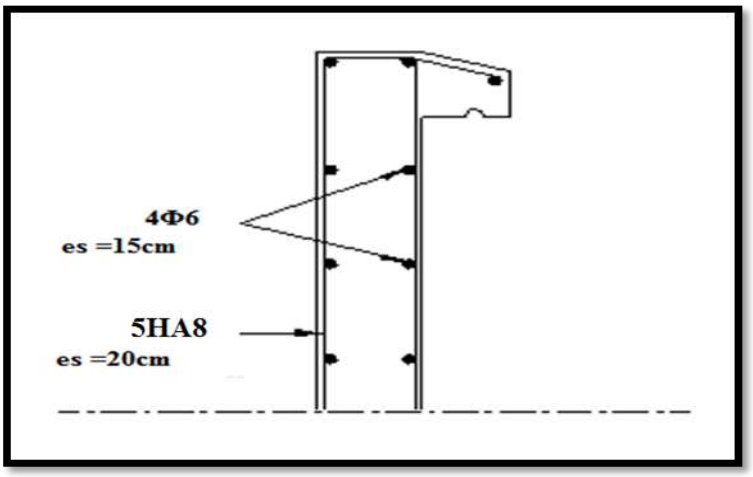


Fig.III.2 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. LES ESCALIERS

III.2.1. Définition

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- Il doit agréable à l'œil et fonctionnel.

Etre facile à gravir et sans fatigue. L'établissement d'un escalier nécessité le respect de certains facteurs:

- Il doit être agréable à l'œil et fonctionnel.
- Être facile à gravir et sans fatigue.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier: escalier balancé.

➢ **<u>Terminologie</u>**

- La paillasse: c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- Le jour: c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- La marche: c'est la surface horizontale délimitée par la foulée et l'emmarchement .
- le contre marche: c'est la partie verticale prenant place entre deux.
- l'emmarchement: c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier
- le collet: c'est la largeur de la marche du côté jour.
- la foulée: c'est la distance horizontale compris entre chaque contre marche.
- le giron: c'est la largeur de marche sur la ligne de foulée.

➢ **<u>Tracée de balancement (méthode de HERTZ)</u>**

<u>Principe de la méthode</u>:

- Tracée la ligne de foulée et divisé en fonction des nombres de marches
- Tracée l'axe de la cage(xx')
- Détermination le nombre de marché balancer, commencer en principe le balancement 3 marche avant la projection du centre de collet sur la ligne de foulée D.
- Tracée sur un axe horizontal le développement de la ligne de foulée A à À.
- Tracer sur un axe vertical le développement de la ligne de jour B à B'.
- Joindre les divisions du segment AA' au BB'.
- tracé à partir de B un arc de cercle de rayon(BB'), on obtient un point C .
- Les intersections des droits issue de B' avec l'oblique(BC) déterminent les largeurs des collets des différents marches.

- Reporter ces segments sur le linge de jour et joindre aux points correspondantes de la ligne de foulée.
- Procéder de la même façon pour exécuter l'autre partie du balancement.

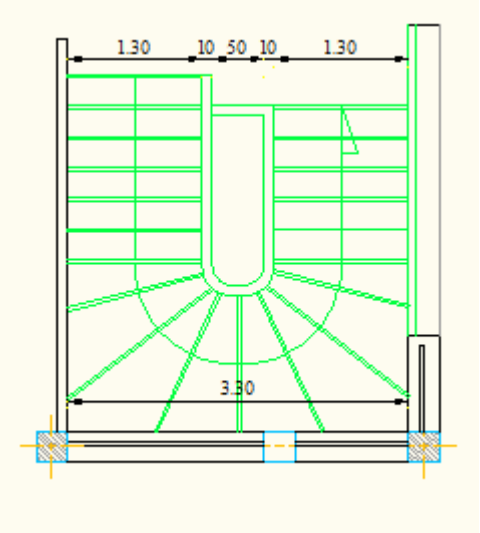


Fig. III.3: Coupe d'un escalier.

III.2.2. Dimensionnement

Le choix de dimension de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

La hauteur de l'étage : H=3.20m ;

La hauteur de la marche (h) : $14 \leq h \leq 20$

Largeur de la marche : $22 \leq g \leq 33$ cm ;

Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule de blondel » :

g+2h = m. avec : 60 cm ≤ m ≤64 cm

Dans notre cas nous avons : $14 \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20$ et $22 \leq g=30 \leq 33$ cm

Donc on adopte : h =17 cm

g= 30cm

Nombre de contre marche et de marche :

$N_{c.m} = \frac{H}{h} \Rightarrow N_{c.m} = \frac{3.20}{0.17}$ = 19 contre marches

$N_m = N_{c.m} - 1 = 18$marches

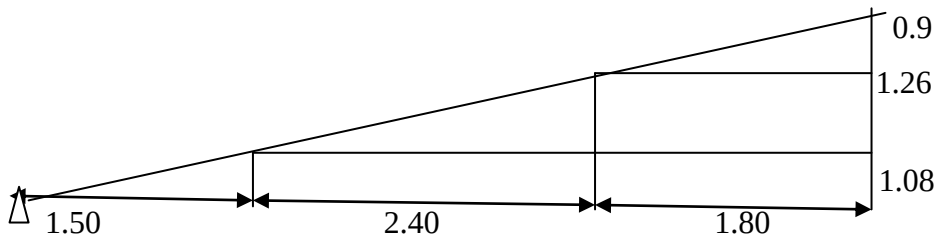
On a :

$L = (N_m - 1)\, g = 18*30 = 570$cm

$H = N_{c.m} * 17 = 320$ cm

60 cm ≤ 30 + 2 * 17 = 64 ≤ 64 cm ……..cv

- **La modélisation de l'escalier balancée**



tg α1 = tg α2 = tg α3 = $\frac{H}{L}$ =$\frac{3.20}{5.70}$ = 0.60

α = arc tg α = 30.96°

la longueur de la volée :

$\frac{H1}{1.5}$ = 0.6 ⟶ H1 = 0.6 × 1.5 =0.9 m

$\frac{H2}{2.4}$ = 0.6 ⟶ H2 = 0.6 × 2.4 =1.26 m

$\frac{H3}{1.8}$ = 0.6 ⟶ H3 = 0.6 ×1.8 =1.08 m

H1 + H2 +H3 = 5.70 m

- **La longueur de la paillasse**

$L_1 = \sqrt{(1.5)^2 + (0.9)^2}$ = 1.75m.

$L_2 = \sqrt{(2.4)^2 + (1.26)^2}$ = 2.71m

$L_3 = \sqrt{(1.8)^2 + (1.08)^2}$ = 2.08m

- **L'épaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par :

L_{total} / 35 ≤e_p ≤ L_{total} /3 ⟶ 16.29 ≤ e_p≤ 20

On prend e_p =20 cm

III.2.3 Evaluation des charges et surcharges

III.2.3.1 la volée (paillasse)

Tableau III.2 : Evaluation des charges et surcharges du paillasse

	Désignations	épaisseur (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	Poid propre du paillasse	0.20cos α	25	4.48
5	Poid propre de marche	0.17⁄2	25	2.12
6	enduit en ciment	0,02	18	0,36
7	Gardes corps			1
Charge permanente G				**9.34**
Surcharges d'exploitation Q				**2.50**

III.2.3.2. Marche balancée

Tableau III.3: Evaluation des charges et surcharges du palier **:**

	Désignations	épaisseur (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	Poid propre du palier	0.20	25	5
5	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**6.74**
Surcharges d'exploitation Q				**2.50**

III.2.3.3. Combinaison des charges

A L'E.L.U :$P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

A L'E.L.S : $p_{ser} = G + Q$

Tableau III.4 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	6.74	2.5	12.84	9.24
Paillasse	9.34	2.5	16.35	11.84

III.2.3.4. Détermination des efforts

Etat limite ultime E.L.U

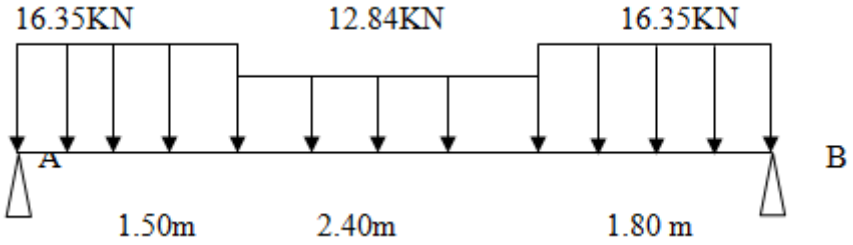


Fig III.4 schéma statique à L'E.L.U

a) les réactions d'appuis

$R_A = 42.17KN$

$R_B = 42.60KN$

b) effort tranchant et moment fléchissant

les résultats des effort tranchant es moment fléchissant à l'E.L.U sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 .1effort tranchant es moment fléchissant à l'E.L.U

Elément	Travée	Intervalle	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Paillasse 1	$0 \leq x \leq 1.5$	X = 0	42.17	0
		X = 1.5	18.07	45.50
Balancement	$1.5 \leq x \leq 3.9$	X = 1.5	–30.96	45.50
		X = 3.9	–13.38	18.35
Paillasse 2	$3.9 \leq x \leq 5.7$	X = 3.9	–5.06	18.35
		X = 5.7	–20.04	0

c) la position du moment fléchissant maximum

après avoir calculé le moment fléchissant dans chaque intervalle ; on a déduit que ce dernier se trouve dans le 2^{eme} intervalle.

pour T (x) = 0 $\Longrightarrow$ x = 1.40

donc :

$M_{max} = 45.5$ KN.m

$M_A = 0.5M_{max} = 22.75$ K.m

$M_B = 0.5M_{max} = 22.75$ K.m

$M_t = 0.85M_{max} = 38.67$ K.m

Etat limite service E.L.S

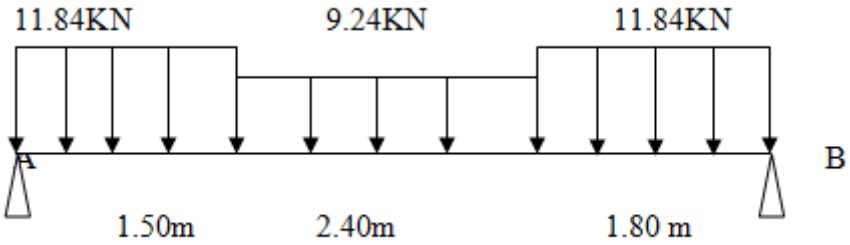


Fig III.5 schéma statique à L'E.L.S

a) les réactions d'appuis

R_A = 30.46KN

R_B = 30.79KN 3

b) effort tranchant et moment fléchissant :

les résultats des effort tranchant es moment fléchissant à l'E.L.S sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.6: effort tranchant et moment fléchissant à l'E.L.S:

Elément	Travée	Intervalle	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Paillasse 1	$0 \leq x \leq 1.5$	X = 0	30.46	0
		X = 1.5	12.70	34.12
Balancement	$1.5 \leq x \leq 3.9$	X = 1.5	–1.16	34.12
		X = 3.9	–23.33	11.62
Paillasse 2	$3.9 \leq x \leq 5.7$	X = 3.9	–56.04	11.62
		X = 5.7	–76.96	0

c) la position du moment fléchissant maximum

après avoir calculé le moment fléchissant dans chaque intervalle ; on a déduit que ce dernier se trouve dans le 2^{eme} intervalle.

pour T (x) = 0 $\Longrightarrow$ x = 1.40

Donc :

M_{max} =34.12 KN.m

$M_A = 0.5M_{max}$=17.06 K.m

$M_B = 0.5M_{max}$=17.06 K.m

$M_t = 0.85M_{max}$= 29.0 K.m

Récapitulation :

Tableau III.7 : Récapitulation des résultats.

	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	T(KN)
ELU	38.67	22.75	42.60
ELS	29.0	17.06	30.46

III.2.4. Calcul du ferraillage

Acier : FeE400 ; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_b = 14.2$ MPa

$\bar{\sigma}_{bc}$ =14.2Mpa ; b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; c=2 cm

Le moment en travée **:** M_t^{max}=38.67KN.m

Le moment max aux appuis **:** M_a^{max}= 22.75KN.m

Tableau III.8 : les résultats de la flexion simple.

	M_u(KN.m)	d (cm)	M	β	A_{cal} (cm^2/ml)	$A_{choisir}$(cm^2)
En travée	38.67	18	0.084	0.956	6.45	6HA12=6.78
Aux appuis	22.75	18	0.049	0.974	3.72	6HA10=4.71

Avec :

$\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma_b}}$; $A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

a) Condition de non fragilité

$A_{min} = b \times h/1000 = 2.00cm^2$

Donc : $A = 6.78 > A_{min} = 2.00\ cm^2$ ……cv

Le choix :

- ✓ En travée : A = 6HA12=2.26cm²
- ✓ Aux appuis **:** A =6HA10=2.26cm².

b) Armature de répartition : $A_r = A/4$

- ✓ En travée : A_r =4 HA10 = 3.14cm
- ✓ Aux appuis : A_r = 4HA10 = 1.17cm²

c) Condition d'espacement

Tableau III.9 : vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de repartitions
En travée	S_t =20cm ≤ Min[3h=45 ;33cm]=33cm	S_t =25cm ≤ Min[3h=45 ;33cm]=33cm
En appuis	S_t =20cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm	S_t =25cm ≤ Min[4h=60 ;45cm]=45cm

Donc :

- Pour Les armatures longitudinales :

  A=6HA12=5.65cm^2.

- Pour Les armatures de répartitions :

  Ar=4HA10=3.14cm^2.

d) Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{1.5}$

$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17$Mpa

$\tau_u = \frac{30.46 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.169$

$\tau_u = 0.169$Mpa $\leq \bar{\tau}_u = 1.17$Mpa **(c.v)**

e) Vérification à l'E.L.S

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

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$Mpa

- **En travées**

A = 6.78cm²

M_{ser}=29KN.m

$\sigma_b = \frac{M_{SER}}{I}.y$

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

On a :

$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 5.118$ cm

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A' (y-c')^2 + 15A (d-y)^2 \Rightarrow I = 221345.38$ cm^4

$\sigma_b = \frac{29 \times 10^6}{21345.38 \times 10^4} \times 51 = 6.95$Mpa

$\sigma_b = 6.95$Mpa $< \bar{\sigma}_b = 15$Mpa **(c.v)**

- **En appuis**

A=4.71cm²

M_{ser} =17.06KN.m

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

On a :

$\frac{b}{2}y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.39$ cm

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A' (y-c')^2 + 15A (d-y)^2 \Rightarrow 15906.79$ cm^4

$\sigma_b = \frac{1.06 \times 10^6}{15096.79 \times 10^4} \times 43.9 = 4.70$Mpa

$\sigma_b = 4.39$ Mpa$< \bar{\sigma}_b = 15$Mpa **(c.v)**

Acier : fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ aucun vérification à faire

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$; donc l'état limite de service est satisfait

III.2.4.1 Etat limite de déformation (CBA93 art B.7.5)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0{,}0026 \leq 0.005$ CV
- $\frac{h}{L} = 0{,}.035 \leq 0{,}042$ $C..V$

Puisque les conditions sont vérifiées, le calcul la flèche n'est pas nécessite.

III.3. CALCUL DES POUTRELLES

III.3.1. Introduction

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement

III.3.2.Dimensionnement des poutrelles

$B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

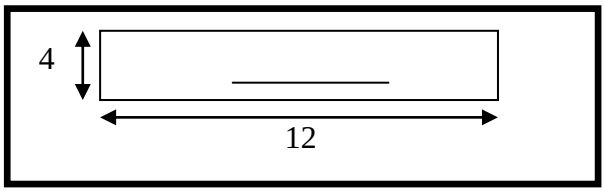
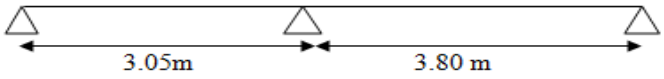


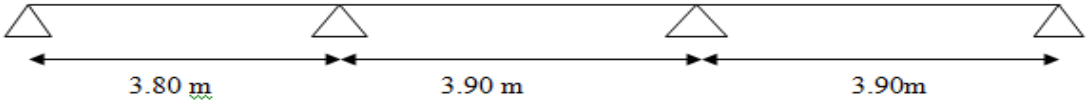
Fig. III.6 : Dimensionnement de la poutrelle

On a 4 types des poutrelles à étudier :

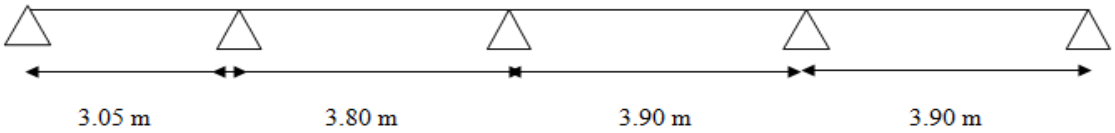
- Poutrelles à deux travées



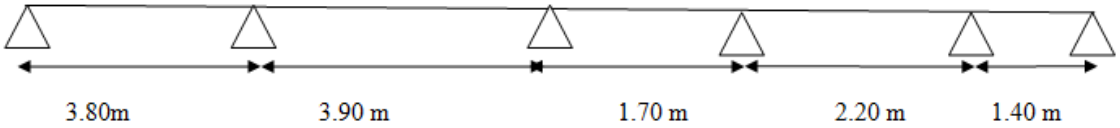
- Poutrelles à trois travées :



- Poutrelles à quatre travées :



- Poutrelles à cinq travées :



Le calcul se fait en deux étapes :

a) Première étape : Avant le coulage de la table de compression

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

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

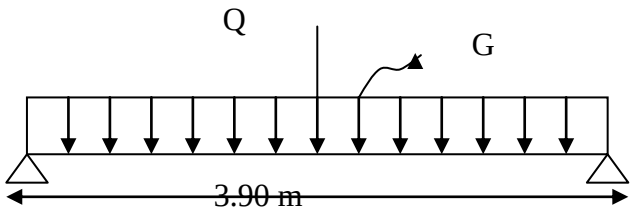


Fig. III.7 : Poutrelle avant coulage.

A. Charges et surcharges

- Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 kN/ml

- Poids du corps creux : 0.65×1 = 0.65 kN/ml

⇒**G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

-Surcharge d'exploitation : $Q = \text{Max}\begin{cases}1kN \\ 500\times 3.90 = 1.95kN\end{cases}$

⇒ Q = 1.95KN

Tableau III**.10.** calcul des moments

M_G (kn .m)	**M_Q (kn .m)**	**M_U (kn .m)**
$GL^2/8$=1.46	QL/4 =1.9	1.35M_G *+1.5* M_Q = 4.82

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 7.09 > \mu l = 0{,}392$$

Commentaire : il est nécessaire de prévoir un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

➢ **Calcul du nombre d´étaiement**

C´est à partir du calcul de la flèche qu´on pourra déterminer le nombre d´étaiement c'est à dire, on suppose qu´on dispose d´un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´à avoir une flèche inférieure à la flèche admissible

B. Evaluation des charges et surcharges

- **Charges permanentes**

La poutrelle est soumise à :

Son poids propre : G_1=25×0,12 × 0,04=0,12KN/ml

Poids du corps creux :G_2= 0,65 × 1 = 0,65 KN/ml

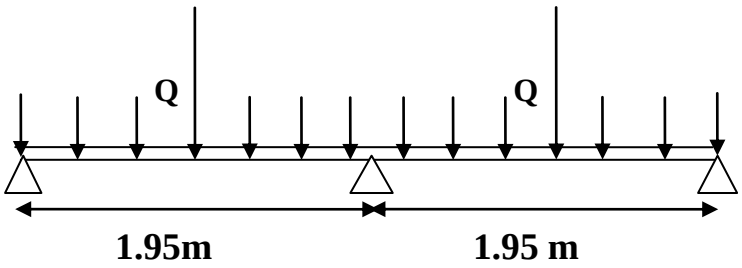
⇒**G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

- **Charges d'exploitation**

L'intensité du poids de l'ouvrier, le poids des matériaux et du coffrage est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$Q = \text{Max}\begin{cases}1kN \\ 500\times l(kN)\end{cases}$$

❖ **Pour un seul étai au milieu :**



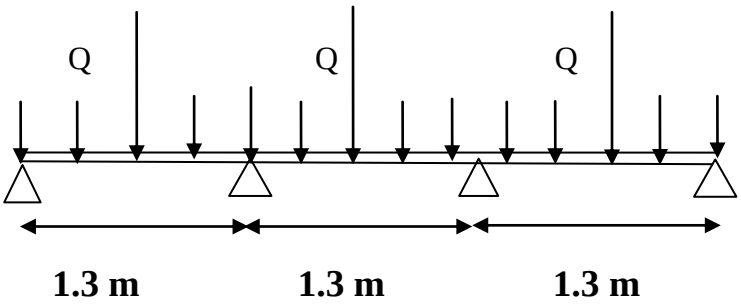
G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.94 KN] = 1KN

$M_G = 0.365\,\text{KNm};\ M_Q = 0.487\,\text{KNm};\ M_u = 1.225\,\text{KNm}$

$\mu = \dfrac{1.168\times10^3}{0.12\times14.2\times(30)^2} = 0.798 > \mu_1 = 0.372$ (C.N.V) $\Rightarrow$ On ajoute donc un autre étaiement.

❖ **Pour deux étais:**



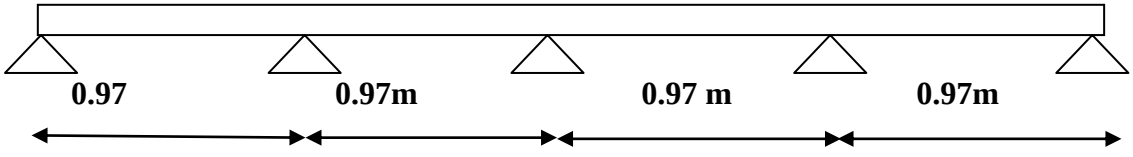
G = 0.77 KN/ ml

Q = 1 KN/ml.

$M_G = 0.162\,\text{KNm};\ M_Q = 0.325\text{KNm};\ M_u = 0.707\,\text{KN.m}$

$\mu = 0.461 > \mu_1 = 0.372$ (C.N.V) $\Rightarrow$ On ajoute un autre étaiement.

❖ **Pour trois étais:**



G = 0.77 KN/ ml

Q = 1 KN/ml.

$M_G = 0.091\,\text{KNm};\ M_Q = 0.243\,\text{KNm}$

$M_u = 0.489KNm$; $\mu = 0.318 < \mu_l = 0.372$ (C.V)

Resultats: il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 97 cm pour que la poutrelle supporte les

b) Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

Méthodes de calcul

1. **La méthode forfaitaire**

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5KN/m².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

✓ **Exposé de la méthode**

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2+0.3\alpha)}{2} M_0 \text{ Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis :

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique $= \frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Remarque

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

***2.* Méthode de Caquot**

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

A/ portée fictive

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \text{ pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

Où : $\gamma = \frac{k_w}{k_e}$ et $k_e = \frac{I_e}{l'_e}$ $k_w = \frac{I_w}{l'_w}$

Donc : $\gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$

- **Le moment aux appuis**

M_{app}=0,2M0……Appuis de rives

$M_{app} = \frac{q_w \, l'^{3}_w + q_e \, l'^{3}_e}{8.5 \, (l'_w + l'_e)}$ ……Appuis intermédiaires

- **Le moment en travée**

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée (x **=L/2**) comme moment maximum en travée :

$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

-Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression

Apres le coulage du béton, les poutrelles appuyées deviennent des poutres continues (hyperstatiques), le calcul des poutrelles sera fait à l'aide de la méthode forfaitaire après la vérification des conditions de la méthode.

a) Calcul des sollicitations

- **Plancher terrasse**

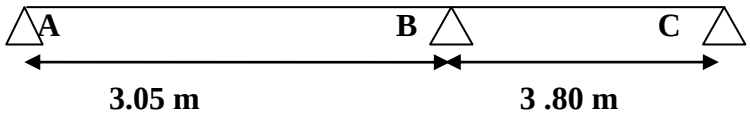
G = 6.50x0.65=4.23kN/ml,
Q = 1x0.65=0.65 kN/ml

P_u = (1.35G+1.5Q) = 6.70 kN/ml
P_s = (G+Q) = 4.88 kN/ml

- **Plancher courant :**

G = 6.00x0.65=3.90kN/ml,
Q = 1.5x0.65=0.975 kN/ml
P_u = (1.35G+1.5Q) = 6.73 kN/ml
P_s = (G+Q) = 4.88 kN/ml

❖ **Poutrelles à deux travées**



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=1.5×0.65=0.975KN/m≤Max (2G ; 5 KN)……C.V

I1=I2=I3= I4=I5=... In ……..……..C.V

0.8< Ln/ Ln+1<1.25…….....C..V

La fissuration est peu nuisible

Tous les conditions de la méthode forfaitaire sont applicables doc cette méthode est applicable .

a)Détermination des moments à l'état limite ultime

Tableau III.11. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées à l'ELU

travée	p_u KN/ml	L (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w (KN).	T_e (KN).
AB	6.72	3.05	7.822	5.1630	1.564	4.693	9.233	11.285
BC	6.72	3.80	12.143	8.014	4.963	2.43	14.06	11.504

b)Détermination des moments à l'état limite service

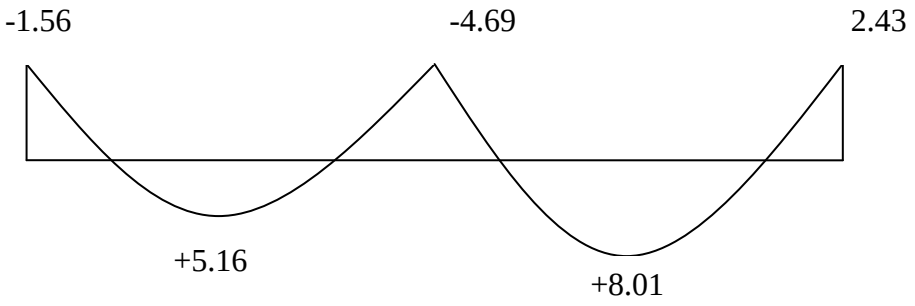
Tableau III.12. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées à l'ELS

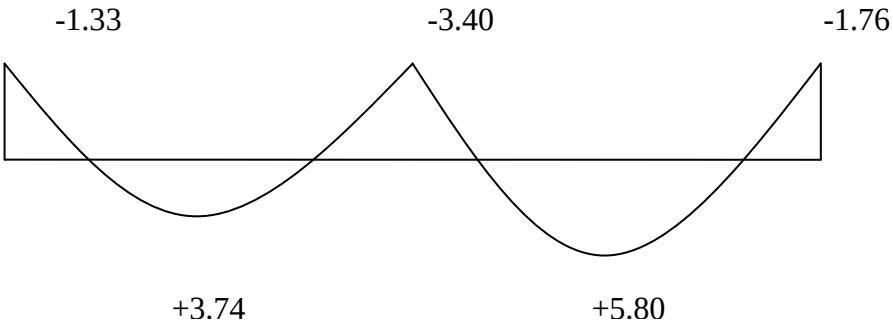
Travée	P_{Ser} KN/ml	L (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)
AB	4.875	3.05	5.67	3.741	1.133	3.40
BC	4.875	3.80	8.80	5.807	3.40	1.76

-Diagrammes des efforts internes

- Moment fléchissant

E.L.U

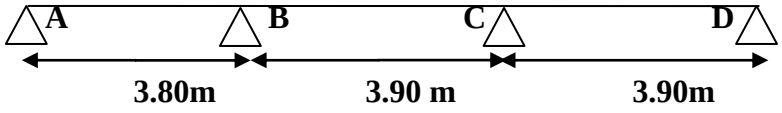




Effort tranchant :

E.L.S :

- **Poutrelles à trois travées**



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=1.5×0.65=0.975KN/m≤ Max (2G ; 5 KN)……..C.V

I1=I2=I3= I4=I5=... In ……..…….. C.V

0.8< Ln/ Ln+1<1.25…….....C..V

La fissuration est peu nuisible

Tous les conditions de la méthode forfaitaire sont applicables donc cette méthode est applicable .

a)Détermination des moments à l'état limite ultime

Tableau III.13. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées à l'ELU

travée	p_u KN/ml	L (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w (KN).	T_e (KN).
AB	6.72	3.80	12 .14	8.62	2.43	6.07	11.82	13.74
BC	6.72	3.90	12.79	7.16	6.07	6.39	13.11	13.12
CD	6.72	3.90	12.79	9.08	6.39	2.53	14.10	12.13

b)Détermination des moments à l'état limite service

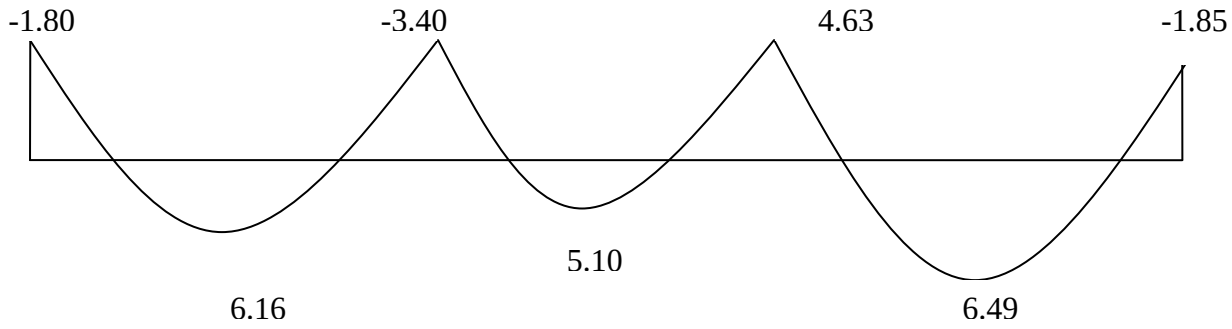
Tableau III.14. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées à l'ELS

travée	P_{Ser} KN/ml	L (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)
AB	4.87	3.80	8.80	6.16	1.76	4.40
BC	4.87	3.90	9.27	5.10	4.40	4.63
CD	4.87	3.90	9.27	6.49	4.63	1.85

Diagrammes des efforts internes :

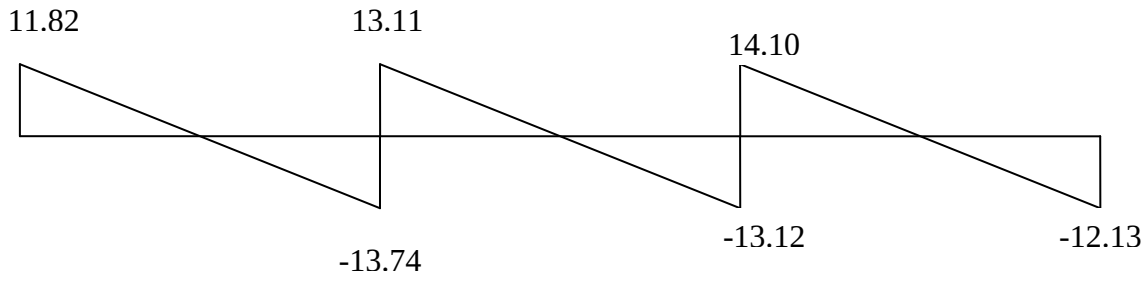
- Moment fléchissant :

E.L.U :

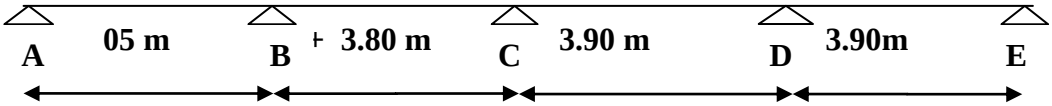


- Effort tranchant :

E.L.U :



Poutrelles à quatre travées



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=1.5×0.65=0.975KN/m≤ Max (2G ; 5 KN)……...C.V

I1=I2=I3= I4=I5=... In ……..…….. C.V

0.8< Ln/ Ln+1<1.25……..C..V

La fissuration est peu nuisible Tous les conditions de la méthode forfaitaire sont applicables donc cette méthode est applicable .

a)Détermination des moments à l'état limite ultime

Tableau III.15 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées à l'ELU.

travée	p_u KN/ml	L (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w (KN).	T_e (KN).
AB	6.72	3.05	7.82	5.55	1.56	3.91	9.48	11.02
BC	6.72	3.80	12.14	7.41	3.91	4.85	13.10	12.46
CD	6.72	3.90	12.79	7.80	4.85	6.39	12.79	13.45
DE	6.72	3.90	12.79	9.08	6.39	2.56	14.10	12.13

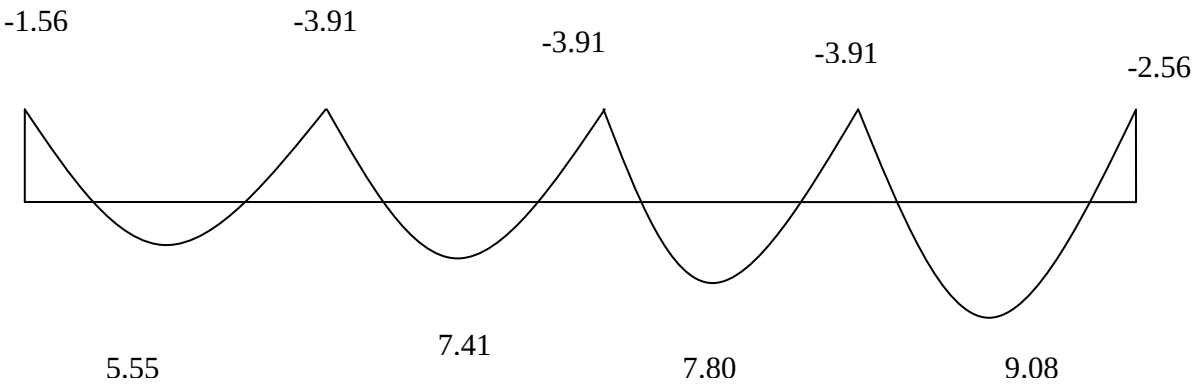
b)Détermination des moments à l'état limite service

Tableau III.16. Différentes sollicitations dans la poutrelle à quartes travées à l'ELS

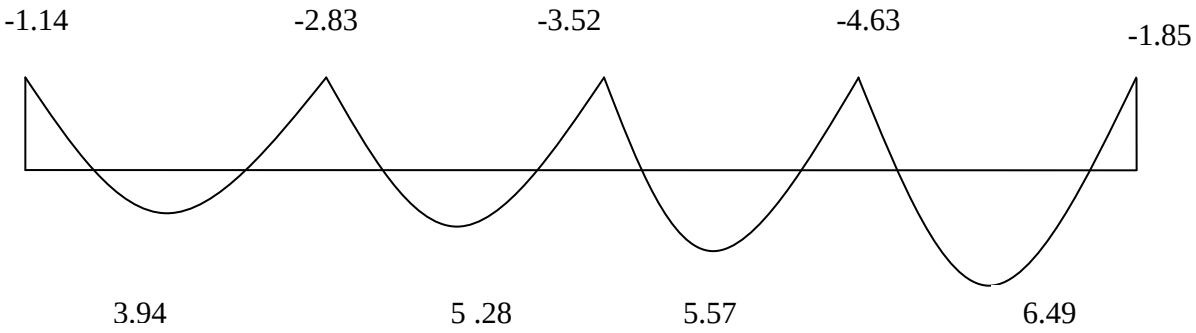
travée	P_{Ser} KN/ml	L (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)
AB	4.87	3.05	5.67	3.94	1.14	2.83
BC	4.87	3.80	8.80	5.28	2.83	3.52
CD	4.87	3.90	9.27	5.57	3.52	4.63
DE	4.87	3.90	9.27	6.49	4.63	1.85

Diagrammes des efforts internes :

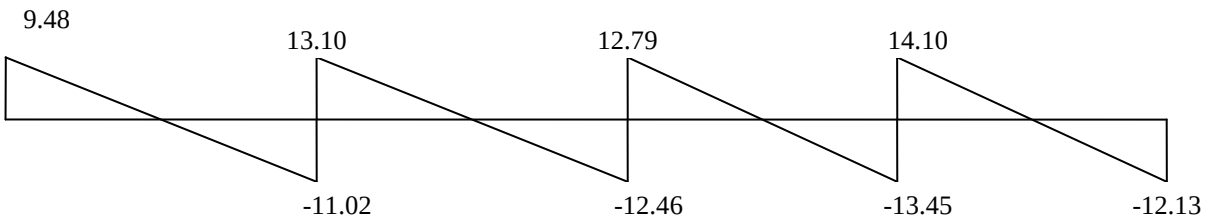
- Moment fléchissant :

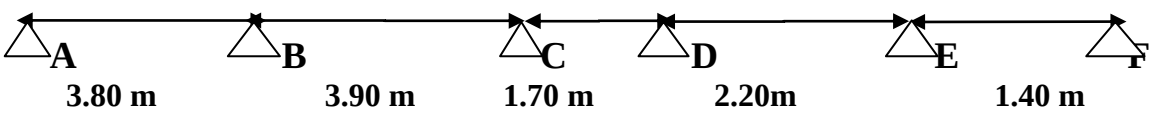


ELS :



- Effort tranchant :





Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Q=1.5×0.65=0.975KN/m ≤Max (2G ; 5 KN)……....C.V

I1=I2=I3= I4=I5=... In ……..……C.V

0.8< Ln/ Ln+1<1.25……....C.N.V

La fissuration est peu nuisible

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Détermination des moments à l'état limite ultime

Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées à l'ELU

travée	q_u (kn)	l(m)	L'(m)	M_0 (KN.m))	M_W (KN.m))	M_e (KN.m)	M_t $_t$(KN.m	T_w (kn)	T_e (kn)
AB	6.68	3.80	3.80	12.06	2.41	9.68	6.01	10.77	14.60
BC	6.68	3.90	3.12	12.70	9.68	5.77	4.98	14.03	12.03
CD	6.68	1.70	3.36	2.41	5.77	2.01	1.4	7.89	3.46
DE	6.68	2.20	3.76	4.04	2.01	2.04	2.02	7.33	7.36
EF	6.68	1.40	1.40	1.64	2.04	0.32	0.45	5.90	3.45

Détermination des moments à l'état limite service

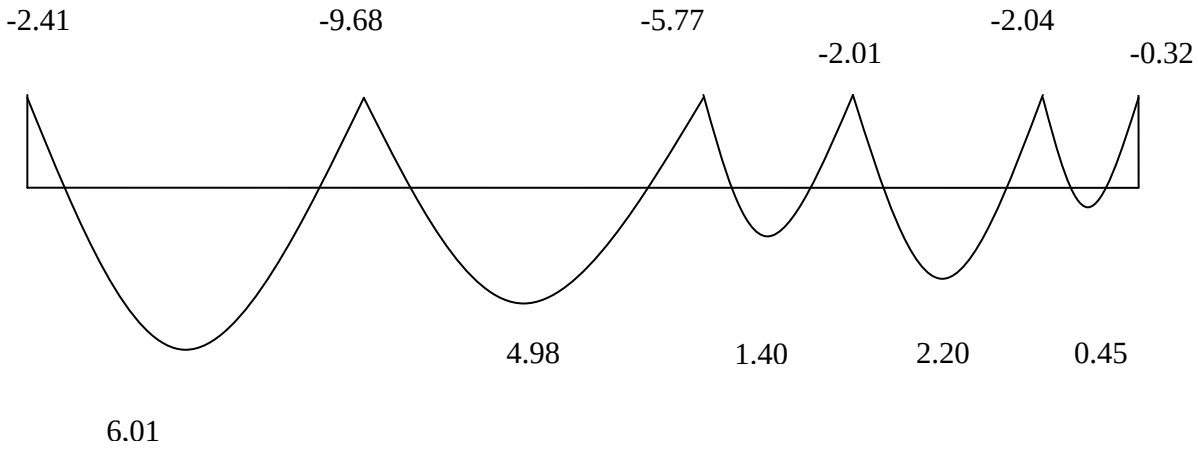
Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées à l'ELS

Travée	**q_u (kn)**	**l(m)**	**L'(m)**	**M_0 (KN.m))**	**M_W (KN.m))**	**M_e (KN.m)**	**M_t $_t$(KN.m**
AB	6.68	3.80	3.80	8.79	1.76	7.05	4.38
BC	6.68	3.90	3.12	9.25	7.05	4.21	3.63
CD	6.68	1.70	3.36	1.76	4.21	1.46	1.07
DE	6.68	2.20	3.76	2.95	1.46	1.49	1.47
EF	6.68	1.40	1.40	2.19	1.49	0.24	0.33

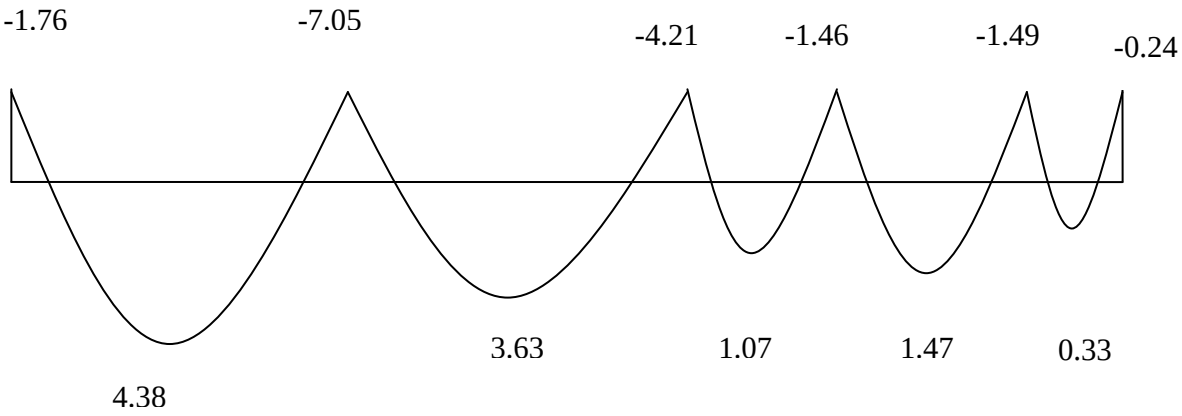
Diagrammes des efforts internes :

Moment fléchissant :

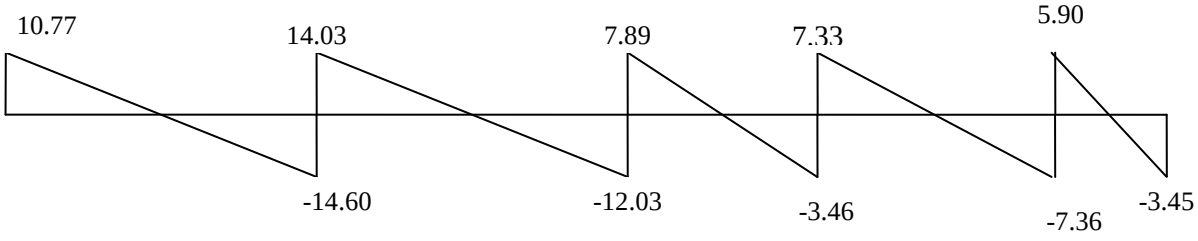
E.L.U



E.l.S

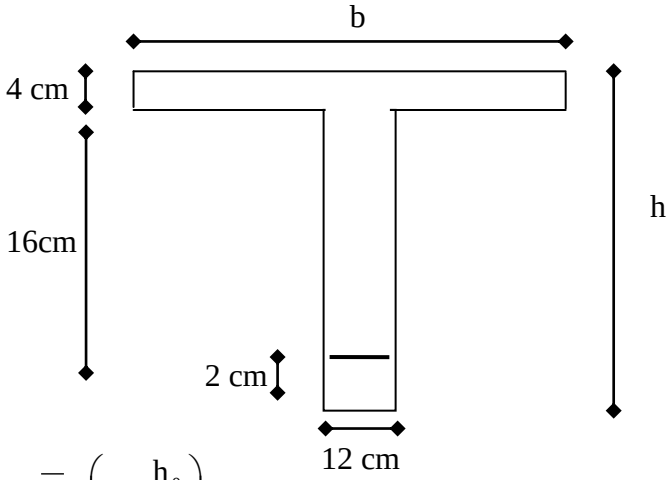


- Effort tranchant :



III.3.3.Ferraillage des poutrelles :

M_{tmax}= 9.08kN.m
M_{amax}= 9.68kN.m
T_{max}= 14.10kN



Position de l'axe neutre :

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

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ;h=20cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;b_0=12 cm ;c= 2 cm;

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

$M_0 > M_t$, 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 :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9.8 \cdot 10^6}{14.2 \cdot 650 \cdot 180^2} \Rightarrow \mu = 0.0304 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.813$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.7829 cm².

On adopte : **A=3HA10=2.35 cm²**

Conditions de non fragilité : selon le CBA93 [2]

$A = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30 \text{ cm}^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 2.26 cm².

✓ **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;
Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²
M_{app}=9.68kN.m
Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9.68 \cdot 10^6}{120 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0..0323 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

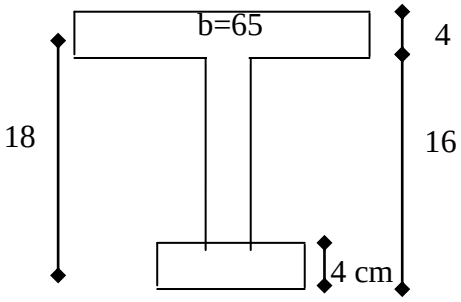


Tableau : ß=0.984.$\Rightarrow$ A= $\frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.57cm².

On adopte : A = **2HA10 = 1.57 cm²**

Conditions de non fragilité :

A=1.57cm² > $A_{min=}\frac{B}{1000}$ =0.24 cm²**(C.V)**

Armatures transversales :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Vu max=14.10kN (Effort tranchant max)

$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14.10x10^3}{120 \times 180} = 0.652\,\text{MPa}$;

La fissuration est peu nuisible :

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}$

Donc : τ_u =0.652 MPa<3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacement S_t :**

$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40\text{cm}\end{cases}$ = (16.2; 40 cm)

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales Φ_t :**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\}$ = {5.71 ; 12 ; 12} (mm)

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²

a_t : section d'une barre

n_t :nombre des barres

a_t=0.28 cm² et n_t=2 =>A_t=a_t n_t=0.56 cm².

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa}. \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24\,\text{MPa} \geq 0.4\,\text{MPa}$ **(C.V)**

$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow$ **0.0031 >0.0008(C.V)**

Avec : K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui :

Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60kN$$

Avec : a = Min [0.9 d ; (C-e-2)] =Min [16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a=16.2 cm

V_u=3.76kN< 129.60kN**(C.V)**

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire :

$V_u+(M_u/0.9d)=3.76+[(-14.10)/(0.9x0.18)]= -45.65< 0$

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$\sigma_{bmoy}=V_u/ab_0 \leq \overline{\sigma}=1.3f_{c28}/\gamma_b$ avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}| = 33.26kN$

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σ_{bmoy}4.51MPa< $\overline{\sigma}_b$=21.66 MPa **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

2°/ Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

M_{ser}=6,49kN.m

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

On a: b=65 cm; b_0 =12 cm; d=18 cm; h_0=4 cm; A=2.26 cm². A'=0

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4}{2} - 15 \cdot 2.26 \cdot (18 - 4) = -344.6 < 0$$

Donc :

l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante:

$y_1^2 + Dy_1 - E = 0$ avec : $0 < y_1 \leq d$

$$D = \frac{2(b - b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65-12)4 + 30(2.26)}{12} \Rightarrow D=40.98$$

$$E = \frac{2(b - b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65-12)4^2 + 30 \cdot 2.26 \cdot 18}{12} \Rightarrow E=243.03$$

$\Rightarrow$ y_1=5.26 cm.

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3\right) + 15A(d - y_1)^2 \Rightarrow I=8616.67cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{6.49 \cdot 10^6 \cdot 52.6}{8616.67x10^4} \Rightarrow \sigma_b=3.96 \text{ MPa.}$$

$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$ **(C.V)**

Tableau III.19 : Vérification à l'E.L.S En travée.

M_{ser} kN.m	A_u cm^2	y_1 cm	I cm^4	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
6.49	2.26	5.26	8616.67	3.96	15.00	**(CV)**

- **Aux appuis:**

Tableau III.20 : Vérification à l'E.L.S aux appuis

M_{ser} kN.m	A_u cm^2	y_1 cm	I cm^4	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
	1.57	6.24	13406.66	3 .28	15.00	**(CV)**

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

3°/ Etat limite de déformation :[2]

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{390} = 0.0512 < 0.0625 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.0512 > 0.046 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.0072 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 & \textbf{(C.V)} \end{cases}$$

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 6.82cm$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 18578.44\ cm^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad \Rightarrow \quad I_{fi} = 4526.81cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 8494.53cm^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2MPa$; $E_v = 1/3\ E_i = 10721.40MPa$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{7.85 \times 10^6 \times (4.85 \times 10^3)^2}{10.(32164.2x7439.836 \times 10^4)} \quad \Rightarrow \quad f_i = 6.80mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{7.85 \times 10^6 \times (4.85 \times 10^3)^2}{10.(10819x13170.213 \times 10^4)} \quad \Rightarrow \quad f_v = 10.84mm.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \quad \Rightarrow \quad \Delta f_t = 10.84 - 6.80 = 4.04$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec : $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4850}{500} = 7.80$mm.

Donc : $\Delta f_t = 4.04$ mm $< f_{Limite} = 7.80$ mm

Avec :

L : longueur de travée.

I_0:le moment d'inertie de la section rendue homogène.

f_{t28}:la résistance caractéristique du béton à la traction.

σs: la contrainte de traction effective de l'armature.

ρ: Le pourcentage d'armature égal à: A/b0d.

M_{ser}: moment de service maximum dans la travée.

fi: les déformations instantanées.

fv: les déformations de longue durée.

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux

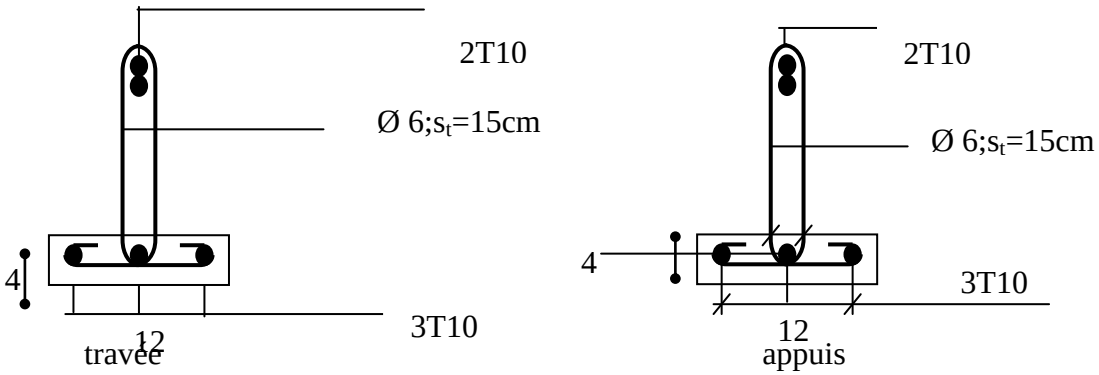


Fig III.8: ferraillage des poutrelles

III.3.4. Ferraillage de la table de compression :selon leCBA93►►Art [B 6.8.4.2.3.]◄◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage an quadrillage.
D'après l'article [B.6.8.4.2.3]; le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**20×20**) **cm^2**

Armatures :

$A_t \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$ $\quad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : **TLE520 ; fe=520 MPa**

$A_t = 0.50\ cm^2$

on prnd : ; $5\phi 6 = 1.41mm \longrightarrow S_t = 20\ cm$

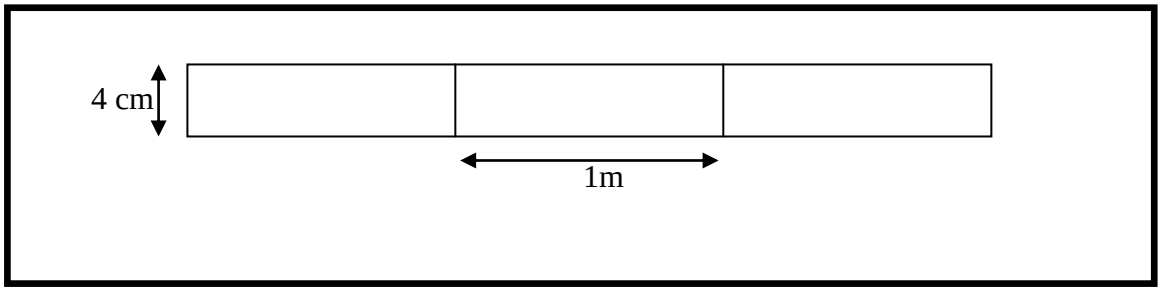


Fig.III.9 : Schéma de la Table de compression

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle, qui a le plus d'effet sur les structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre, Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

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

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

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

Pour assurer une stabilité satisfaisante pour les deux blocs de la structure, la conception a été faite par plusieurs dispositions des voiles et la disposition la plus convenable a été fixée pour la suite de l'étude. Il est à signaler aussi que pour assurer une bonne conception de la structure étudiée, les dimensions des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) ont été ajustées et les sections fixées sont prises dans le reste de l'étude.

IV.2. ETUDE DU BLOC A et B

IV.2.1. Caractéristiques géométriques de la structure

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

- ✓ Le centre de Masse
- ✓ Le centre de Torsion

IV.2.1.1.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 choisi, il est défini par la formule suivante :

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

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.2.1.2. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- ✓ Une force passant par ce point provoquant 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 provoquant 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 :

$X_T=\frac{\sum I_{yi}\times X_i}{\sum I_{yi}}$ et $Y_T=\frac{\sum I_{xi}\times Y_i}{\sum I_{xi}}$

Avec :

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

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

-XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

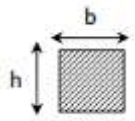
Il est rappelé que :

✓ Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

✓ Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.

✓ Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux : $I_x=\frac{bh^3}{12}$; $I_y=\frac{hb^3}{12}$



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

$I_x=\frac{Le^3}{12}$; $I_y=\frac{eL^3}{12}$



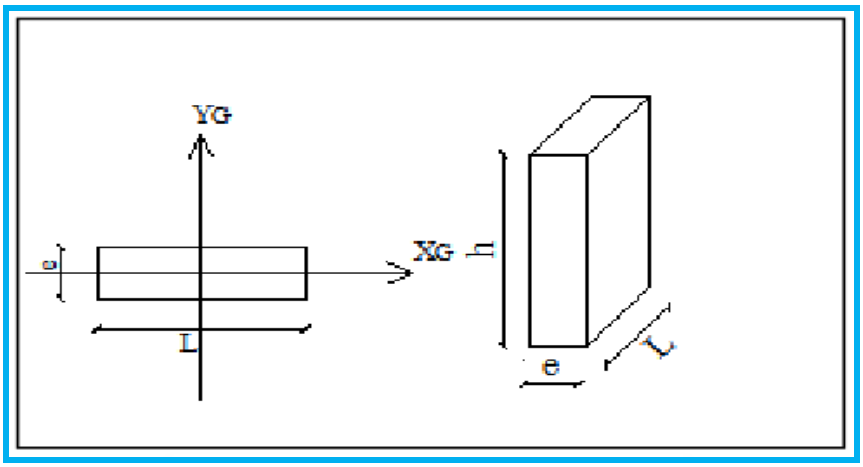


Fig.IV.1. Voile plein.

- Voiles avec ouvertures **:**

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

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

$B_1=e.b_1$; $B_2=e.b_2$ $I_1=\frac{eL_1^3}{12}$; $I_2=\frac{eL_2^3}{12}$

$I_0=I_1+I_2$

$I=I_0+B_1$

I : inertie totale du refend.

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

m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

$M=\frac{2c}{\frac{I\ \ I}{B_1+B_2}}$

I: moment d'inertie des trumeaux.

Bi : aire des éléments du voile.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi portée de l'ouverture.

$\alpha = W.\ H_0$(Coefficient de monolithisme des voiles).

H_0 : hauteur totale du voile.

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

H : hauteur d'étage.

A0(ξ,α): est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$A_0(\xi,\alpha)=\frac{2}{3}+\frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}\cdot\frac{sh\alpha}{ch\alpha}\frac{2}{\alpha^2 ch\alpha}$ si $\xi = 0$

Avec : $\xi=\frac{X}{H}$ si $0<\xi<1$

$$\mathbf{A}\ (\xi,\alpha)=\frac{1}{3}(2-3\xi+\xi^3)+\frac{2}{\alpha^2}\xi+\frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\alpha}.sh\alpha(1-\xi)-\frac{2-ch\alpha.\xi}{\alpha^2 ch\alpha}$$

Remarque

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

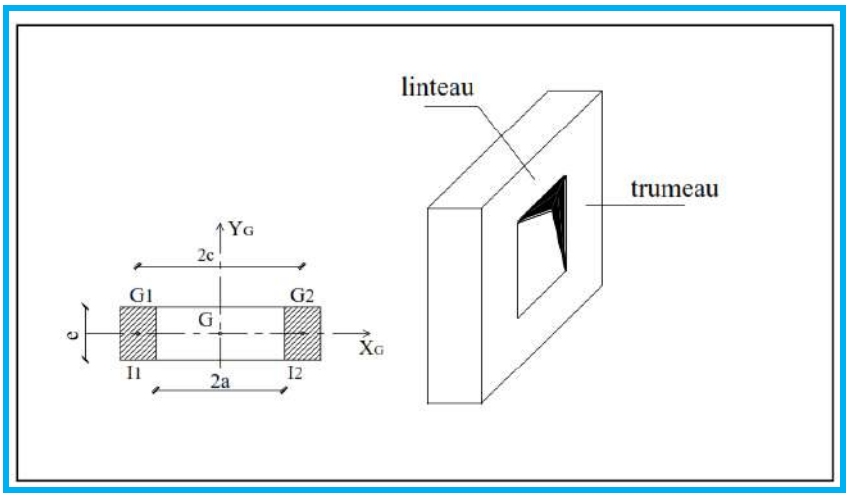


Fig.IV.2. Voile avec une seule ouverture**.**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

BLOC A

- **Vue de la Structure en 3D**

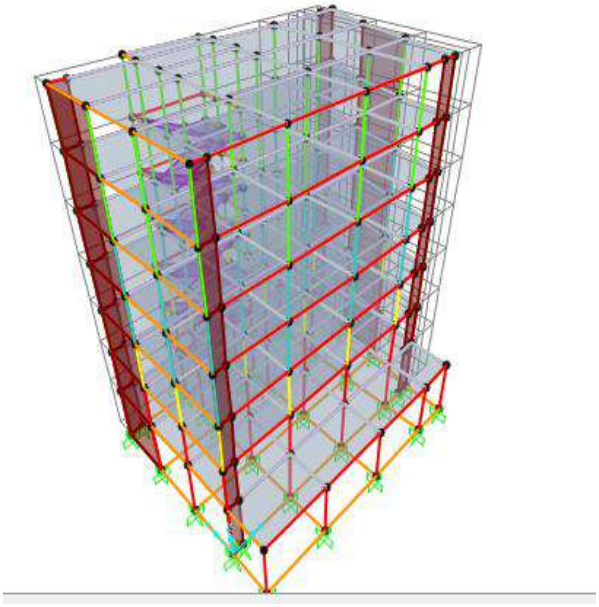


Fig.IV.3. Vue de la Structure en 3D

- **Disposition des voiles :**

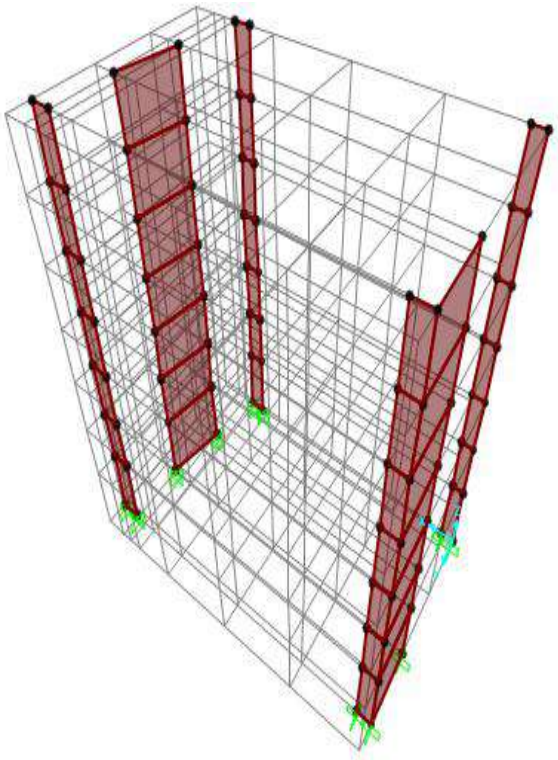


Fig.IV.4. Disposition des voiles.

Tableau. IV.1 : Calcul du centre de masse et de torsion(bloc A).

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme	**Niveau**	**Poids**	**XG**	**YG**	**XR (m)**	**YR (m)**	**∑ Ix**	**∑ Iy**
G_ DIAPH_	4.08	2990.571	9.4447	4.7684	8.879E+05	8.715E+05	11.6829	5.7573
F_ DIAPH_	7.28	2366.897	9.4719	6.1404	3.154E+05	4.149E+05	7.1737	6.2658
E_ DIAPH_	10.48	2287.465	9.4751	6.1325	1.757E+05	2.523E+05	6.8626	6.3933
D_ DIAPH_	13.68	2249.955	9.4766	6.1285	1.151E+05	1.720E+05	6.8587	6.5147
C_ DIAPH_	16.88	2216.858	9.4781	6.1249	6.828E+04	1.106E+05	7.5923	6.5040
B_ DIAPH_	20.08	2160.945	9.5451	6.0806	4.222E+04	6.832E+04	7.0217	6.3786
A_ DIAPH_	23.28	2177.900	9.4758	6.2662	1.772E+04	1.881E+04	9.2847	6.3991

BLOC B

- **Vue de la Structure en 3D**

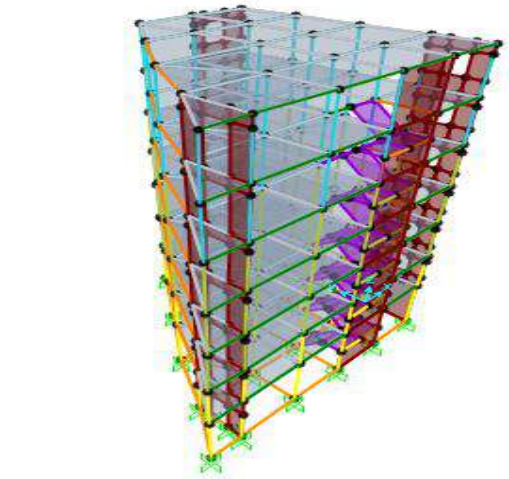


Fig.IV.5. Vue de la Structure en 3D

- **Disposition des voiles :**

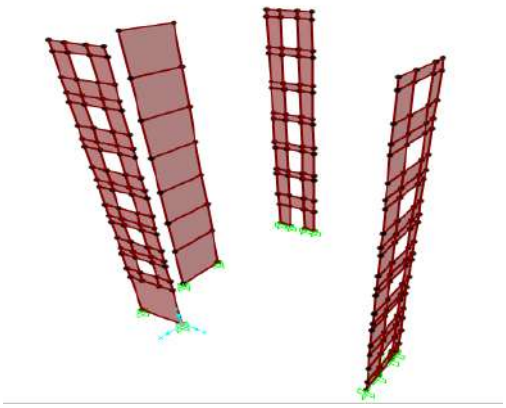


Fig.IV.6. Disposition des voiles.

Tableau. IV.2 : Calcul du centre de masse et de torsion (bloc b).

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie	
Diaphragme	**Niveau**	**Poids**	**XG (m)**	**YG (m)**	**XR (m)**	**YR (m)**
DIAPH1	23.28	1671.958	-6.4476	3.1539	-6.4448	4.1309
DIAPH2	20.08	1685.060	-6.5071	3.1943	-6.4806	4.1567
DIAPH3	16.88	1720.221	-6.5136	3.1839	-6.5169	4.1992
DIAPH4	13.68	1747.789	-6.5244	3.1755	-6.5517	4.2421
DIAPH5	10.48	1747.789	-6.5244	3.1755	-6.5744	4.2861
DIAPH6	7.28	1774.671	-6.5302	3.1759	-6.5488	4.3322
DIAPH7	4.08	1906.230	-6.4247	3.0751	-6.3367	4.3609

IV.2.1.3. Excentricité

IV.2. 1.A. Excentricité théorique

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

$E_x = |X_T - X_G|$ et $E_y = |Y_T - Y_G|$

IV.2. 1.B. Excentricité accidentelle selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.7] ◄◄ :

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

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

✓ Excentricité théorique résultant des plans.

$E_x = 0{,}05 . L_x$

Avec : $L_x = 20.65m$

$L_y = 16.05$

$E_y = 0{,}05 . L_y$

IV.2. 1.C. Excentricité admissible selon RPA version 2003►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

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

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.10 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.41 m

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

BLOC A:

Tableau. IV.3 : Evaluation de l'excentricité de chaque niveau

	Largeur (m)		**Excentricité Théorique (m)**		**Excentricité Accidentelle (m)**		**Excentricité Admissible (m)**		**vérification**
Niveau	L_x	L_y	E_x	E_y	E_x	E_y	E_x	E_y	
4.08	20.65	16.05	2.238	0.989	1.0325	0.8025	3.10	2.41	ok
7.28	20.65	16.05	2.298	0.125	1.0325	0.8025	3.10	2.41	ok
10.48	20.65	16.05	2.613	0.261	1.0325	0.8025	3.10	2.41	ok
13.86	20.65	16.05	2.618	0.386	1.0325	0.8025	3.10	2.41	ok
16.88	20.65	16.05	1.886	0.379	1.0325	0.8025	3.10	2.41	ok
20.08	20.65	16.05	2.523	0.298	1.0325	0.8025	3.10	2.41	ok
23.28	20.65	16.05	0.191	0.133	1.0325	0.8025	3.10	2.41	ok

BLOC B:

Tableau. IV.4 : Evaluation de l'excentricité de chaque niveau

	Largeur (m)		**Excentricité Théorique (m)**		**Excentricité Accidentelle (m)**		**Excentricité Admissible (m)**		**vérification**
Niveau	**L_x**	**L_y**	**E_x**	**E_y**	**E_x**	**E_y**	**E_x**	**E_y**	
4.08	16.85	14.65	0.003	0.977	0.8425	0.7325	2.53	2.20	ok
7.28	16.85	14.65	0.027	0.962	0.8425	0.7325	2.53	2.20	ok
10.48	16.85	14.65	0.003	1.015	0.8425	0.7325	2.53	2.20	ok
13.86	16.85	14.65	0.027	1.067	0.8425	0.7325	2.53	2.20	ok
16.88	16.85	14.65	0.050	1111	0.8425	0.7325	2.53	2.20	ok
20.08	16.85	14.65	0.019	1.156	0.8425	0.7325	2.53	2.20	ok
23.28	16.85	14.65	0.088	1.286	0.8425	0.7325	2.53	2.20	ok

IV. 3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

V.3.1.Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers.

Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

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

Pour notre structure étudié présente une configuration irrégulière et la hauteur dépassant les 17 m, donc selon le RPA99 version 2003 ►► [Art 4.1.2.b] ◄◄ [1], la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, en utilise le logiciel d'analyse 'SAP2000'.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe

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

IV.3.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000'est le nœud maître, 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.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

BLOC A:

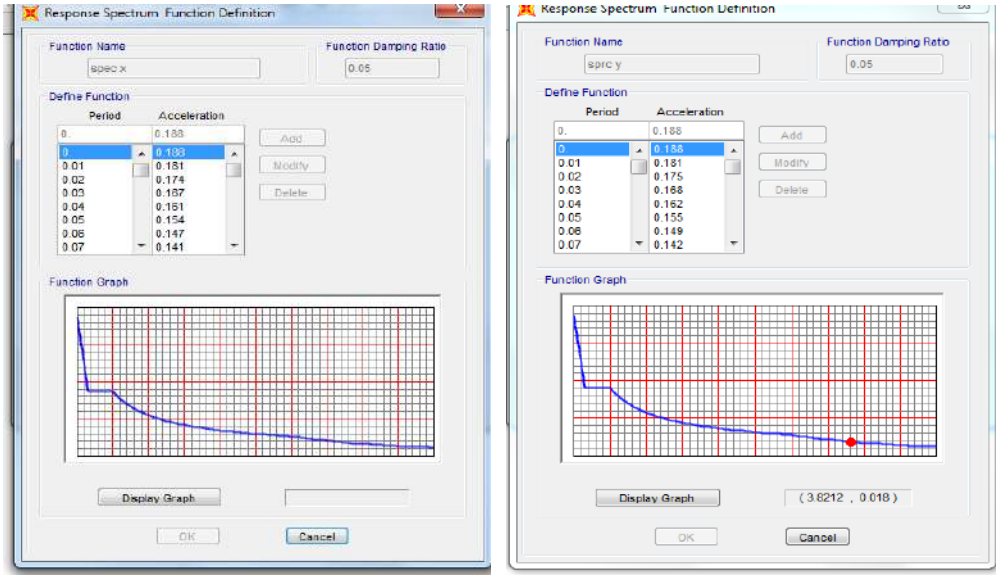


Fig. IV.7. Spectre de réponse.

BLOC B

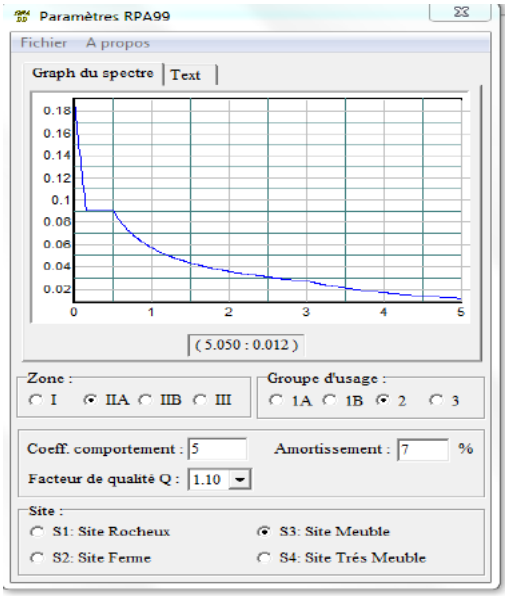


Fig. IV.8. Spectre de réponse.

***Coefficient d'accélération A : selon RPA99 version 2003 ►► [Tab.4.1] ◄◄** [1]

Tableau IV.5. Coefficient d'accélération de zone A bloc A et B

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
IIa	0.25	0.20	0.15	0.10

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique *(ξ=7%)*.

*** coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 ►► [**Art**.3.4.A.4.b] ◄◄ [1]**

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 5.

Justification du coefficient de comportement R selon RPA version2003►►[Art 3.5]◄◄[1]:

BLOC A

Suivant X :

Tableau. IV.6 : Justification du coefficient de comportement R suivant X bloc A

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids Nz**	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**	**Effort tranchant**	**Tx /Poteaux**	**Tx /Voiles**
A_ DIAPH_	2394.873	2026.952	367.921	353.621	258.327	95.294
B_ DIAPH_	4745.163	4092.683	652.480	482.801	311.569	171.232
C_ DIAPH_	7302.678	6359.491	943.187	690.850	513.007	177.843
D_ DIAPH_	9822.087	8577.485	1244.602	858.907	562.821	296.086
E_ DIAPH_	12477.026	11047.547	1429.479	1016.173	705.450	310.723
F_ DIAPH_	15238.952	13680.410	1558.542	1151.512	893.892	257.620
G_ DIAPH_	18610.868	16663.369	1947.499	1337.801	599.221	738.580

Valeur en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids Nz**	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**	**Effort tranchant**	**Tx /Poteaux**	**Tx /Voiles**
A_ DIAPH_	100	84.637	15.363	100	73.052	26.948
B_ DIAPH_	100	86.250	13.750	100	64.534	35.466
C_ DIAPH_	100	87.084	12.916	100	74.257	25.743
D_ DIAPH_	100	87.329	12.671	100	65.528	34.472
E_ DIAPH_	100	88.543	11.457	100	69.422	30.578
F_ DIAPH_	100	89.773	10.227	100	77.628	22.372
G_ DIAPH_	100	89.536	10.464	100	44.791	55.209

Suivant Y :

Tableau. IV.7 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y bloc A

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	**Poids Nz**	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**	**Effort tranchant**	**Tx /Poteaux**	**Tx /Voiles**
A_ DIAPH_	2344.712	2026.952	317.760	505.629	265.414	240.215
B_ DIAPH_	4751.993	4092.683	659.310	702.165	258.434	443.731
C_ DIAPH_	7259.147	6359.491	899.656	944.958	379.886	565.072
D_ DIAPH_	9779.628	8577.485	1202.143	1152.219	341.317	810.902
E_ DIAPH_	12430.487	11047.547	1382.940	1314.062	397.070	916.992
F_ DIAPH_	15207.319	13680.410	1526.909	1454.684	414.156	1040.528
G_ DIAPH_	17659.093	16663.369	995.724	1076.846	275.278	801.568

Valeur en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_DIAPH_	100	86.448	13.552	100	52.492	47.508
B_DIAPH_	100	86.126	13.874	100	36.805	63.195
C_DIAPH_	100	87.607	12.393	100	40.201	59.799
D_DIAPH_	100	87.708	12.292	100	29.623	70.377
E_DIAPH_	100	88.875	11.125	100	30.217	69.783
F_ DIAPH_	100	89.959	10.041	100	28.471	71.529
G_DIAPH_	100	94.361	5.639	100	25.563	74.437

BLOC B

Suivant X :

Tableau. IV.8 : Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
DIAPH1	1851.666	1586.074	265.592	236.929	166.315	70.614
DIAPH2	3722.918	3143.164	579.754	319.910	151.506	168.404
DIAPH3	5751.536	4969.282	782.254	436.947	235.497	201.450
DIAPH4	7731.730	6686.918	1044.812	529.305	227.714	301.591
DIAPH5	9727.173	8449.257	1277.916	605.018	208.582	396.436
DIAPH6	11967.822	10540.342	1427.480	670.638	252.273	418.365
DIAPH7	14315.026	12318.861	1996.165	532.569	146.979	385.590

Valeur en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids Nz	Nz	Nz /Voiles	Effort	Tx	Tx /Voiles
DIAPH1	100	85.657	14.343	100	70.196	29.804
DIAPH2	100	84.427	15.573	100	47.359	52.641
DIAPH3	100	86.399	13.601	100	53.896	46.104
DIAPH4	100	86.487	13.513	100	43.021	56.979
DIAPH5	100	86.862	13.138	100	34.475	65.525
DIAPH6	100	88.072	11.928	100	37.617	62.383
DIAPH7	100	86.055	13.945	100	27.598	72.402

Suivant Y :

Tableau. IV.9 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	**Poids Nz**	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**	**Effort tranchant**	**Tx /Poteaux**	**Tx /Voiles**
DIAPH1	1785.927	1586.074	199.853	269.270	197.081	72.189
DIAPH2	3528.168	3143.164	385.004	329.673	178.700	150.973
DIAPH3	5492.403	4969.282	523.121	448.842	273.858	174.984
DIAPH4	7385.353	6686.918	698.435	556.402	267.163	289.239
DIAPH5	9309.268	8449.257	860.011	637.291	246.142	391.149
DIAPH6	11392.881	10540.342	852.539	707.046	292.780	414.266
DIAPH7	12958.213	12318.861	639.352	524.274	133.553	390.721

Valeur en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	**Poids Nz**	**Nz /Poteaux**	**Nz /Voiles**	**Effort tranchant Tx**	**Tx /Poteaux**	**Tx /Voiles**
DIAPH1	100	88.810	11.190	100	73.191	26.809
DIAPH2	100	89.088	10.912	100	54.205	45.795
DIAPH3	100	90.476	9.524	100	61.014	38.986
DIAPH4	100	90.543	9.457	100	48.016	51.984
DIAPH5	100	90.762	9.238	100	38.623	61.377
DIAPH6	100	92.517	7.483	100	41.409	58.591
DIAPH7	100	95.066	4.934	100	25.474	74.526

*** facteur de qualité Q : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.4] ◄◄ [1]**

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 :

$$(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q).$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

BLOC A

Tableau. IV.10 : Valeurs des pénalités P_q.

	P_q			
Critère "q"	**Observé**	**N/Observé**	**Q_x**	**Q_y**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0	0
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1.05	**1.10**

En récapitulant les résultats on trouve :

Q_x= 1+0.05=1.05

Q_y =1+0.05+0.05=1.10

BLOC B

Tableau. IV.11 : Valeurs des pénalités P_q.

	P_q			
Critère "q"	**Observé**	**N/Observé**	**Q_x**	**Q_y**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0	0
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1.10	**1.10**

En récapitulant les résultats on trouve :

Q_x= 1+0.05+0.05=1.10

Q_y =1+0.05+0.05=1.10

*** périodes caractéristiques bloc A et B : selon le RPA 2003 ►► [Tab.4.7] ◄◄ [1]**

T_1 =0.15s
T_2 =0.50s
} Site S3

IV.4. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

Stabilité de la structure

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

Résistance des éléments

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes

BLOC A

Tableau. IV.12 : Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode1	Mode2	Mode3
translation pur suivant l'axe Y, avec : T_1= 0.7116 s	translation pur suivant l'axe X, avec : T_2 = 0.4924 s	rotation autour de l'axe Z, avec : T_3 =0.3974 s

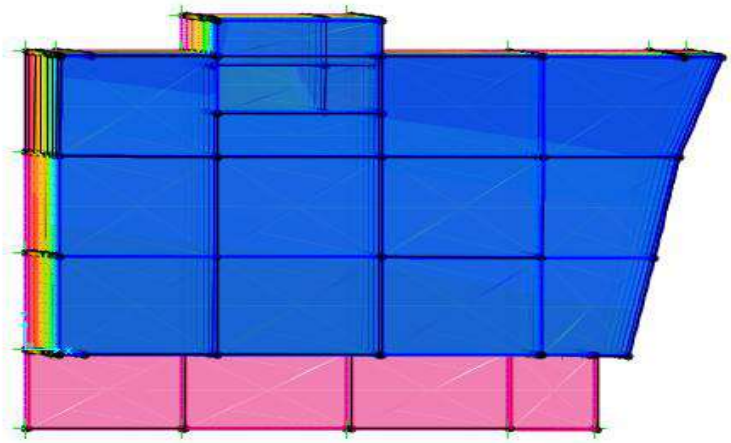


Fig. IV.8. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)

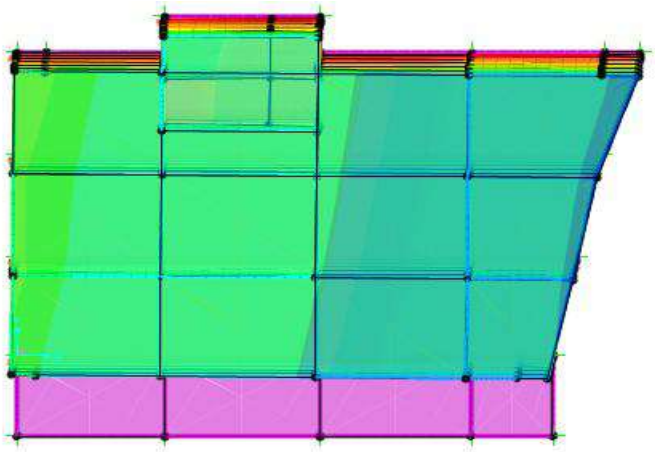


Fig. IV.9. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y)

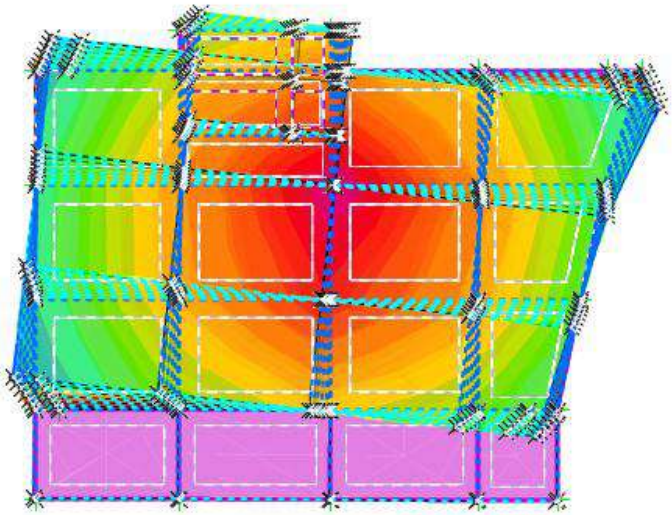


Fig. IV.10.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)

BLOC B

Tableau. IV.13 : Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode1	Mode2	Mode3
translation pur suivant l'axe Y, avec : T_1= 0.552 s	translation pur suivant l'axe X, avec : T_2 = 0.462 s	rotation autour de l'axe Z, avec : T_3 =0.381 s

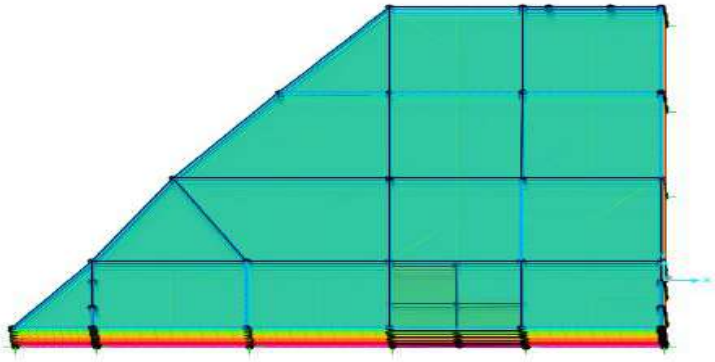


Fig. IV.11. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe Y)

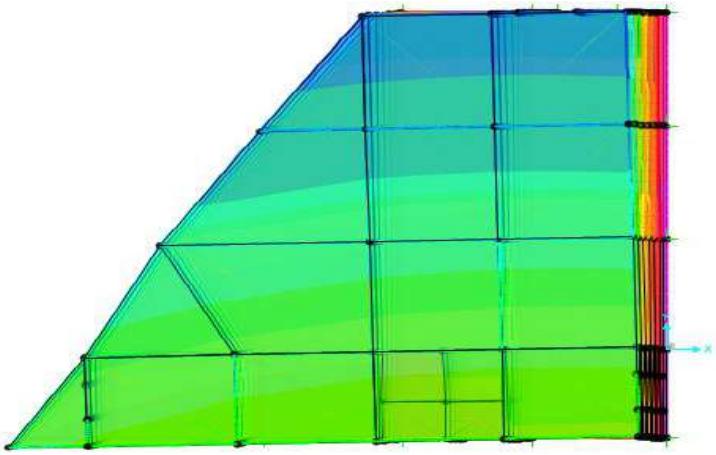


Fig. IV.12. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant X

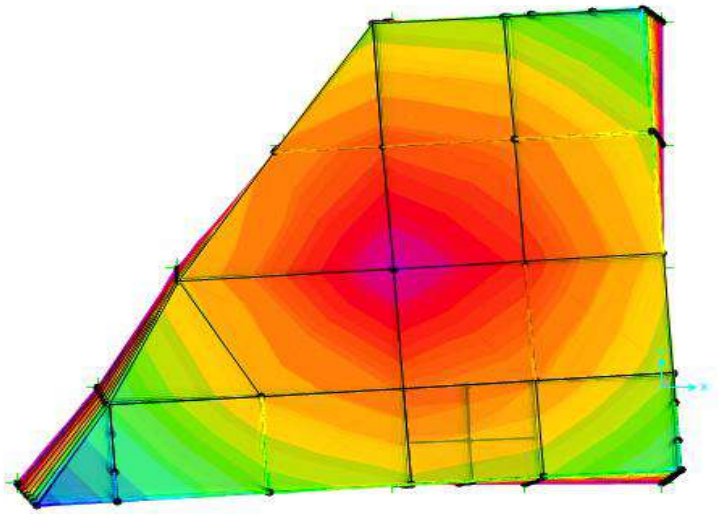


Fig. IV.13.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)

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.

BLOC A

Tableau .IV.14: vérification de participation massique

Mode (i)	Période (s)	U_x (%)	U_y (%)	Cumilé de U_x (%)	Cumilé de U_y (%)
1	0.7116	74.7400	2.1500	74.7400	2.1500
2	0.4924	2.1800	66.3900	76.9300	68.5400
3	0.3974	0.0100	0.3800	76.9400	68.5200
4	0.2391	12.1200	0.4000	89.0600	69.5200
5	0.1295	3.1500	12.7000	92.2100	82.0200
6	0.1291	2.3500	7.4300	94.5600	89.4400

BLOC B

Tableau. IV.15 : vérification de participation massique

Mode (i)	Période (s)	U_x (%)	U_y (%)	Cumilé de U_x (%)	Cumilé de U_y (%)
1	0.552	0.75	71.19	0.75	71.19
2	0.462	69.31	0.78	70.06	71.97
3	0.380	2.16	0.03	72.21	72.00
4	0.155	0.09	17.02	72.30	89.02
5	0.128	17.78	0.07	90.08	89.09
6	0.099	0.08	0.00	90.17	89.09
7	0.075	0.02	5.82	90.18	94.91

Constatation

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 6eme mode pour le bloc A. -

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 7eme mode pour le bloc B.

IV.4.3.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 E_d 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 : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

BLOC A

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

V_x = 1659.730 KN

V_y= 1738.772 KN

Tableau. IV.16 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V(kn)	V_t(kn)	V_t/V	$V_t/V \geq 0.8$
X	1659.730	1339.776	0.81	ok
Y	1738.772	1636.332	0.94	ok

Remarque:

la 1er fois n'est pas vérifier si pour ça on utilise le scale factor

BLOC B

V_x =V_y=1014.58 KN

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

	V(kn)	E_d(kn)	E_d/V	$V_t/V \geq 0.8$
X	1014.58	792.712	0.78	Ok
Y	1014.58	789.727	0.78	Ok

IV.4.4. 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 :

- Fix , Fiy: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité 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
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

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

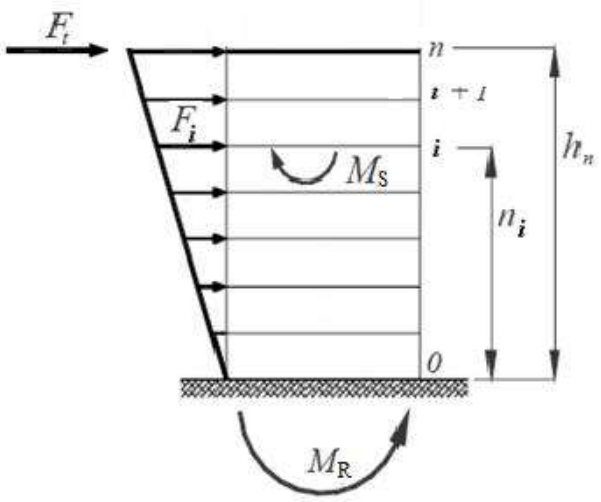


Fig. IV.14 Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.4.4.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 F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07\ TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t 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 $(V – F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

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

Ou 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**

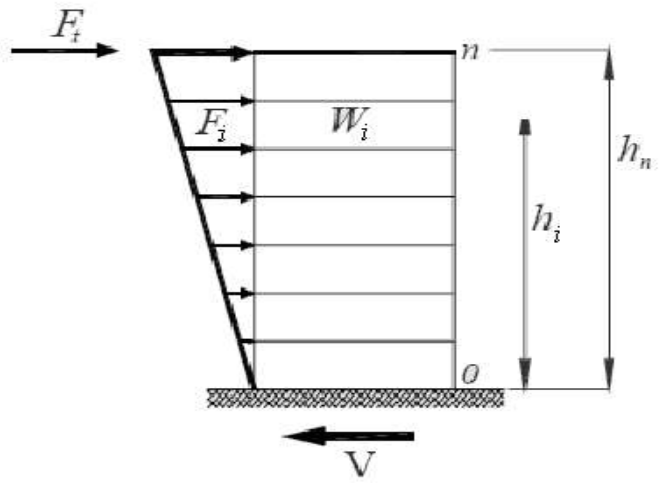


Fig.IV.15.Distribution des forces sismiques

BLOC A

Tableau. IV.18 : les forces sismiques de chaque niveau

Niveau (m)	W_i (kN)	Wihi	Fix	Fiy
4.08	2990.57	12201.52	76.38	93.29
7.28	2366.89	17231.01	107.87	131.74
10.48	2287.46	23972.63	150.07	183.29
13.68	2249.95	30779.38	192.68	235.34
16.88	2116.85	35732.56	223.69	273.21
20.08	2160.94	43391.77	271.64	331.77
23.28	2177.90	50701.51	317.40	387.66
	16350.591	**214010.38**		

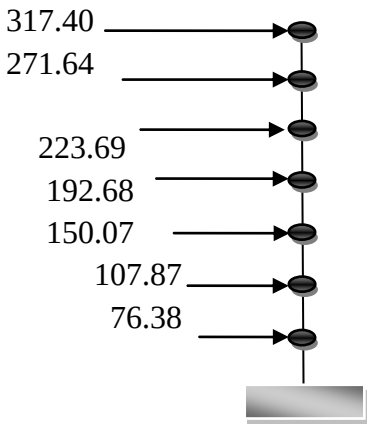


Fig. IV.16. Concentration des forces sismiques aux étages

BLOC B

Tableau. IV.19 : les forces sismiques de chaque niveau

Niveau (m)	W_i (kN)	Wihi	Fix	Fiy
23.28	1671.958	38923.182	187.31	186.61
20.08	1685.060	33836.004	162.83	162.22
16.88	1720.221	29037.330	139.74	139.21
13.68	1747.789	23909.753	115.06	114.63
10.48	1747.789	18316.828	88.14	87.81
7.28	1774.671	12919.604	62.17	61.94
4.08	1906.230	507777.418	37.42	37.28
	12253.718	**164720.119**		

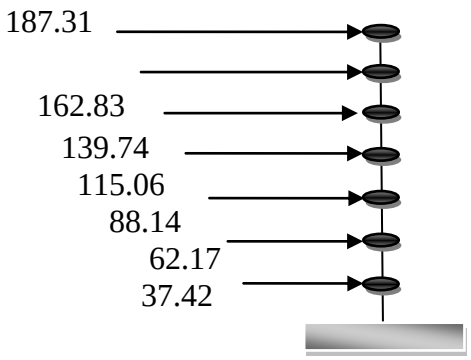


Fig.IV.17. Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

IV.4.4.b. Moment de renversement

BLOC A

Tableau. IV.20 : calcul du moment de renversement

Niveau (m)	Fix(KN)	Fiy(KN)	M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)
4.08	76.38	93.29	311.63	380.62
7.28	107.87	131.74	785.29	959.06
10.48	150.07	183.29	1572.73	1920.87
13.68	192.68	235.34	2635.86	3219.45
16.88	223.63	273.21	3774.87	4611.78
20.08	271.64	331.77	5454.53	6661.94
23.28	317.40	387.66	7389.07	9024.72
		$\sum M_R$	21923.98	26778.44

BLOC B

Tableau. IV.21 : calcul du moment de renversement

Niveau (m)	Fix(KN)	Fiy(KN)	M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)
23.28	187.31	186.61	4360.57	4344.28
20.08	162.83	162.22	3269.62	3257.37
16.88	139.74	139.21	2358.81	2349.86
13.68	115.06	114.63	1574.02	1568.13
10.48	88.14	87.81	923.70	920.24
7.28	62.17	61.94	452.59	450.92
4.08	37.42	37.28	152.67	152.10
		$\sum M_R$	13091.98	13042.9

IV.4.4.c. Moment stabilisant :

BLOC A

Tableau. IV.22 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (KN)	X_g(m)	Y_g(m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)
4.08	2990.571	9.444	4.768	14259.04	28242.95
7.28	2366.897	9.471	6.140	14532.74	22416.88
10.48	2287.465	9.475	6.132	14026.73	21673.73
13.68	2249.955	9.476	6.128	13787.72	21620.57
16.88	2116.858	9.478	6.124	12963.63	20063.58
20.08	2160.945	9.545	6.080	13138.54	20626.22
23.28	2177.900	9.475	6.266	13646.72	20635.60
			$\sum M_R$	96355.12	155279.53

BLOC B

Tableau .IV.23 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (KN)	X_g(m)	Y_g(m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)
23.28	1671.958	-6.447	3.153	5271.68	10779.11
20.08	1685.060	-6.507	3.194	5382.08	10964.68
16.88	1720.221	-6.513	3.183	5475.46	11203.79
13.68	1747.789	-6.524	3.175	5549.23	11402.57
10.48	1747.789	-6.524	3.175	5549.23	11402.57
7.28	1774.671	-6.530	3.175	5634.58	11588.60
4.08	1906.230	-6.424	3.075	5861.65	12245.62
			$\sum M_R$	38723.91	79586.94

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

BLOC A

Tableau. IV.24 : Vérification de stabilisation

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mrx	Msy/Mry	Vérification
21923.98	26778.44	96355.12	155279.53	4.39	5.79	Vérifier

BLOC B

Tableau. IV.25 : Vérification de stabilisation

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
13091.98	13042.9	38723.91	79586.94	2.95	6.10	Vérifier

Commentaire :

Les deux blocs A et B sont vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.4.5. Vérification des déplacements 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◄◄] [1]**

- δek: 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◄◄] [1]**

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

BLOC A

Tableau. IV.26 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_{ekx} (cm)	δ_{kx} = δek*R (cm)	Δkx Cm	he/100 cm	Vérification ΔU1 ≤ he/100
23.28	1.77	8.85	0.90	3.20	VRAI
20.08	1.59	7.95	1.10	3.20	VRAI
16.88	1.37	6.85	1.25	3.20	VRAI
13.68	1.12	5.60	1.50	3.20	VRAI
10.48	0.82	4.10	1.55	3.20	VRAI
7.28	0.51	2.55	1.45	3.20	VRAI
4.08	0.22	1.10	1.10	4.08	VRAI

Tableau. IV.27 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_{eky} (cm)	$\delta_{ky} = \delta ek*R$ (cm)	Δky Cm	he/100 cm	Vérification ΔU1 ≤ he/100
23.28	1.43	7.15	1.20	3.20	VRAI
20.08	1.19	5.95	1.25	3.20	VRAI
16.88	0.94	4.70	1.20	3.20	VRAI
13.68	0.70	3.50	1.15	3.20	VRAI
10.48	0.47	2.35	1.05	3.20	VRAI
7.28	0.26	1.30	0.75	3.20	VRAI
4.08	0.11	0.55	0.55	4.08	VRAI

BLOC B

Tableau. IV.28 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ_{ekx} (cm)	$\delta_{kx} = \delta ek*R$ (cm)	Δkx cm	he/100 cm	Vérification ΔU1 ≤ he/100
23.28	0.7	3.5	0.55	3.2	VRAI
20.08	0.59	2.95	0.55	3.2	VRAI
16.88	0.48	2.4	0.6	3.2	VRAI
13.68	0.36	1.8	0.55	3.2	VRAI
10.48	0.25	1.25	0.55	3.2	VRAI
7.28	0.14	0.7	0.4	3.2	VRAI
4.08	0.06	0.3	0.3	4.08	VRAI

Tableau. IV.29: Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_{eky} (cm)	$\delta_{ky} = \delta ek*R$ (cm)	Δky cm	he/100 cm	Vérification ΔU1 ≤ he/100
23.28	0.87	4.35	0.7	3.20	VRAI
20.08	0.73	3.65	0.7	3.20	VRAI
16.88	0.59	2.95	0.7	3.20	VRAI
13.68	0.45	2.25	0.7	3.20	VRAI
10.48	0.31	1.55	0.65	3.20	VRAI
7.28	0.18	0.9	0.55	3.20	VRAI
4.08	0.07	0.35	0.35	4.08	VRAI

IV.4.6.Vérification des déplacements en tête : selon CBA99 ►►Art 4.4.3◄◄[2]

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.

BLOC A

Tableau. IV.30 : Vérification des déplacements en tête

	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = \delta ek * R$ (cm)	$\bar{\delta}$ =H/250 (cm)	Vérification $\delta_k \leq \bar{\delta}$
Suivant X	1.77	8.85	9.31	Vérifier
Suivant Y	1.43	7.15	9.31	Vérifier

BLOC B

Tableau. IV.31 : Vérification des déplacements en tête

	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = \delta ek * R$ (cm)	$\bar{\delta}$ =H/250 (cm)	Vérification $\delta_k \leq \bar{\delta}$
Suivant X	0.7	3.5	9.31	Vérifier
Suivant Y	0.87	4.35	9.31	Vérifier

Commentaire

Les déplacements (en tête et inter étage) bloc A et B sont inférieure aux déformations admissibles

IV.4.7.Vérification de cisaillement des éléments

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

- **les poutres : Selon *CBA93* ►► [Art A.5.1] ◄◄ [2]**

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau}$ =Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

BLOC A

Tableau. IV.32: Vérification de cisaillement des poutres

	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP30*45	198.444	1.556	ACC	4.35	Vérifier
PS30*40	98.188	0.873	ACC	4.35	Vérifier
Ppalier	32.775	0.336	ACC	4.35	Vérifier
Long30*30	6.926	0.084	ELU	3.33	Vérifier

BLOC B

Tableau. IV.33 : Vérification de cisaillement des poutres

	T(KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP30*40	110.705	0.984	ELU	3.33	Vérifier
PS30*35	29.51	0.303	ELU	2.50	Vérifier
P palier	18.914	0.194	ACC	3.26	Vérifier
Long30*30	7.67	0.093	ELU	3.33	Vérifier

- **les poteaux : Selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄ [1]**

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$ et f_{c28}= 25Mpa

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

BLOC A

Tableau. IV.34 : Vérification de cisaillement des poteaux sens X

	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 50*50	38.387	0.16	$G+Q+E_{dx}$	1	Vérifier
Poteaux 45*45	37.871	0.19	$G+Q+E_{dx}$	1	Vérifier
Poteaux 40*40	37.707	0.25	$G+Q+E_{dx}$	1	Vérifier
Poteaux 35*35	31.512	0.32	$G+Q+E_{dx}$	1	Vérifier

Tableau. IV.35 : Vérification de cisaillement des poteaux sens Y

	T_y (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 50*50	63.316	0.26	$G+Q+E_{dy}$	1	Vérifier
Poteaux 45*45	60.246	0.31	$G+Q+E_{dy}$	1	Vérifier
Poteaux 40*40	56.199	0.37	$G+Q+E_{dy}$	1	Vérifier
Poteaux 35*35	43.962	0.38	$G+Q+E_{dy}$	1	Vérifier

BLOC B

Tableau. IV.36 : Vérification de cisaillement des poteaux sens X

	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 45*45	16.754	0.0876	G+Q+E_{dx}	1	Vérifier
Poteaux 40*40	14.111	0.0940	G+Q+E_{dx}	1	Vérifier
Poteaux 35*35	13.268	0.1166	G+Q+E_{dx}	1	Vérifier

Tableau. IV.37 : Vérification de cisaillement des poteaux sens **Y**

	T_y (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 45*45	37.736	0.129	G+Q+E_{dy}	1	Vérifier
Poteaux 40*40	32.734	0.218	G+Q+E_{dy}	1	Vérifier
Poteaux 35*35	24.758	0.217	G+Q+E_{dy}	1	Vérifier

Commentaire :

Les poteaux sont soulagé sous l'effet des combinaisons G+Q+E

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [1]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

Bc est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : est la résistance caractéristique du béton

BLOC A

Tableau. IV.38 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

	N_d (KN)	υ	Sous la combinaison	Vérification $\upsilon \leq 0{,}3$
Poteaux 50*50	1282.843	0.223	G+Q+E_{dx}	Vérifier
Poteaux 50*50	1286.368	0.223	G+Q+E_{dy}	Vérifier

BLOC B

Tableau. IV.39 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

	N_d (KN)	υ	Sous la combinaison	Vérification $\upsilon \leq 0,3$
Poteaux 45*45	1121.193	0.243	$G+Q+E_{dx}$	Vérifier
Poteaux 40*40	1112.835	0.241	$G+Q+E_{dy}$	Vérifier

IV.4.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003►► [Art 5.9] ◄◄[1]

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 :

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

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

- Vk: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- **Δ**k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk: 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.

BLOC A

Tableau. IV.40 : Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau (m)	Hk	W_i (kN)	Fix	Δkx cm	Θkx	Vérification θkx ≤ 0.1
4.08	4.08	2990.570	76.38	1.10	0.1120	VRAI
7.28	3.20	2366.900	107.87	1.45	0.1055	VRAI
10.48	3.20	2287.460	150.07	1.55	0.0783	VRAI
13.68	3.20	2249.950	192.68	1.50	0.0581	VRAI
16.88	3.20	2216.860	223.69	1.25	0.0392	VRAI
20.08	3.20	2160.940	271.64	1.10	0.0293	VRAI
23.28	3.20	2177.902	317.40	0.90	0.205	VRAI

Tableau. IV.41 : Vérification l'effet P-Δsens Y

Niveau (m)	Hk	W_i (kN)	Fiy	Δky cm	θky	Vérification θky ≤ 0.1
4.08	4.08	2990.570	93.29	0.55	0.0458	VRAI
7.28	3.20	2366.900	131.74	0.75	0.0447	VRAI
10.48	3.20	2287.460	183.29	1.05	0.0434	VRAI
13.68	3.20	2249.950	235.34	1.15	0.0364	VRAI
16.88	3.20	2216.860	273.21	1.20	0.0308	VRAI
20.08	3.20	2160.940	331.77	1.25	0.0278	VRAI
23.28	3.20	2177.902	387.66	1.20	0.0233	VRAI

BLOC B

Tableau. IV.42: Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau (m)	Hk	W_i (kN)	Fix	Δkx cm	θkx	Vérification θkx ≤ 0.1
23.28	3.20	1671.958	187.31	0.55	0.015	VRAI
20.08	3.20	1685.060	162.83	0.55	0.0174	VRAI
16.88	3.20	1720.221	139.74	0.6	0.0226	VRAI
13.68	3.20	1747.789	115.06	0.55	0.0256	VRAI
10.48	3.20	1747.789	88.14	0.55	0.0334	VRAI
7.28	3.20	1774.671	62.17	0.4	0.035	VRAI
4.08	4.08	1906.230	37.42	0.3	0.0367	VRAI

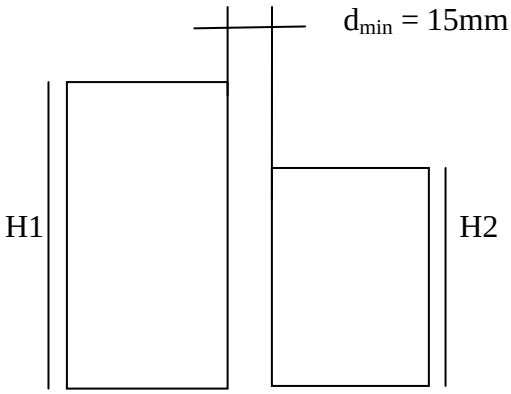
Tableau. IV.43 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

Niveau (m)	Hk	W_i (kN)	Fiy	Δky cm	θky	Vérification θky ≤ 0.1
23.28	3.20	1671.96	186.61	0.7	0.019	VRAI
20.08	3.20	1685.06	162.22	0.7	0.0221	VRAI
16.88	3.20	1720.22	139.21	0.7	0.0262	VRAI
13.68	3.20	1747.79	114.63	0.7	0.0324	VRAI
10.48	3.20	1747.79	87.81	0.65	0.0393	VRAI
7.28	3.20	1774.67	61.94	0.55	0.0478	VRAI
4.08	4.08	1906.23	37.28	0.35	0.0426	VRAI

- **JUSTIFICATION DE LA LARGEURE DES JOINTS SISMIQUES**

Deux blocs doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante : $d_{min} = 15mm + (\delta 1 + \delta 2)mm \geq 40mm$

δ1 et δ2: déplacements maximaux des deux bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et Eventuellement celles dues –à la rotation des fondation.



D'après les résultat des déplacements obtenus on peut évaluer le joint comme suit :

$\delta 1$(mm)	$\delta 2$(mm)	d_{min}	$d_{min} \geq 40mm$	$d_{adopté}$(mm)
17.7	7.30	40	C.V	50

IV.5.CONCLUSION

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

CHAPITRE V :
Ferraillage des éléments résistants

V.1. INTRODUCTION

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.
Cette étape est nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées par les moments fléchissant et les efforts tranchants, Le ferraillage sera déterminé en calculant les poutres en flexion simple.
Nous prendrons pour chacun des deux types de poutres (principales et secondaires) une poutre intermédiaire et une poutre de rive.

➢ **Les combinaisons des charges**

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

❖ D'après le CBA 93[2] (situation durable)

- E.L.U : 1.35G + 1.5Q (Art.A.3.3.2) [2]
- E.L.S : G + Q (Art.A.3.3.3) [2]

❖ D'après l'article 5.2 du RPA99 [1] (situation accidentelle)

- G+Q ± E
- 0.8G ± E

G : charge permanente.
Q : charge d'exploitation.
E : charge sismique.

➢ **Les matériaux**

- Situation durable :

- Béton : σbc= 14.2 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5
- Acier: FeE 400; σs= 348 MPa; FeE 400; γs = 1.15

- Situation accidentelle :

- Béton : σbc= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5

- Acier :FeE 400 ; σs= 400 MPa; γs = 1

V.2.2.Recommandation des règlements

❖ **Selon le RPA99 version 2003►► [Art7.5.2] ◄◄ [1] :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante

✓ 6 % en zone recouvrement

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques 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 :

40Φen zone IIa

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera Fait pour une situation durable et accidentelle (le cas le plus défavorable)

❖ **Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]:**

La section des armatures longitudinales (A.7.1.2) est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- St≤ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e (cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec K=1, α=90^0

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$

. Bloc A

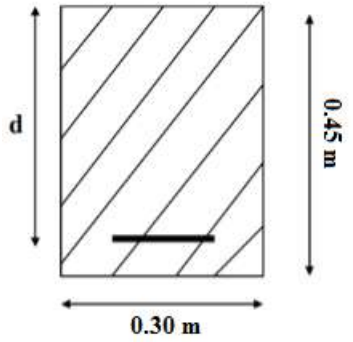


Fig. V.1 : la section des poutres principales

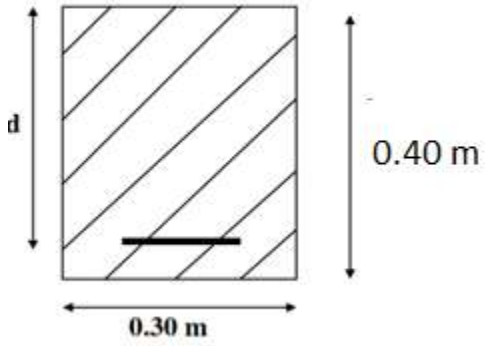


Fig. V.2 : la section des poutres secondaires

bloc B

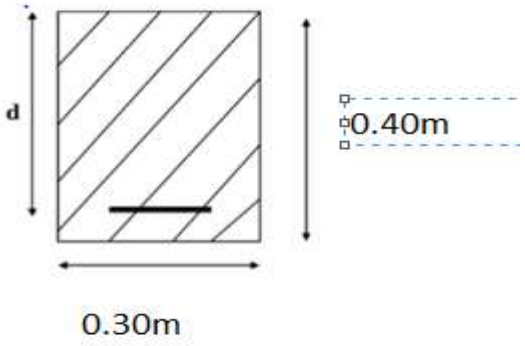


Fig. V.3 : la section des poutres principales

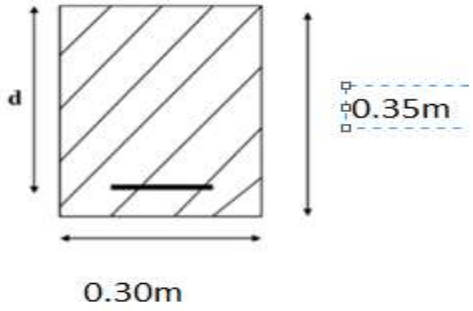


Fig. V.4 : la section des poutres secondaires

V.2.3. FERRAILLAGE A L'ETAT LIMITE ULTIME

- **Armatures longitudinales :**

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

bloc A

Tableau .V.1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)
Terrasse	30*45	inter	Travée	61.18	ELU	4.90	3HA14+1HA12=5.75
			Appui	-80.77	ELU	6.60	3HA14+2HA12=6.88
		Rive	Travée	42.57	$G+Q+E_{dy}$	4.50	3HA14 = 4.62
			Appui	-62.49	$G+Q+E_{dx}$	5.90	3HA14+2HA12 = 6.88
Etage courant	30*45	inter	Travée	55.14	ELU	4.40	3HA14=4.62
			Appui	-83.98	ELU	6.80	3HA14+2HA12 = 6.88
		Rive	Travée	102.83	$G+Q+E_{dx}$	7.30	4HA14+1HA12=7.28
			Appui	-95.77	$G+Q+E_{dx}$	6.70	3HA14+2HA12 = 6.88

Tableau .V.2: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	30*40	inter	Travée	37.00	ELU	3.37	3HA14=4.62
			Appui	-47.34	ELU	4.40	3HA14=4.62
		rive	Travée	22.55	$G+Q+E_{dy}$	3.50	3HA14=4.62
			Appui	-41.33	$G+Q+E_{dy}$	3.80	3HA14=4.62
Etage courant	30*40	inter	Travée	44.60	$G+Q+E_{dy}$	4.10	3HA14=4.62
			Appui	-52.58	$G+Q+E_{dy}$	4.90	3HA14=4.62
		Rive	Travée	39.43	$G+Q+E_{dy}$	3.60	3HA14=4.62
			Appui	-54.92	$G+Q+E_{dy}$	4.40	3HA14=4.62

bloc A

Tableau .V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2) 0.5%	$A_{choisie}(cm^2)$
Terrasse	30*40	Inter	Travée	62.08	ELU	5.00	6.00	3HA14+2HA12 = 6.88
			Appui	-78.15	ELU	6.30	6.00	3HA14+2HA12 = 6.88
		Rive	Travée	16.33	$G+Q+E_{dx}$	4.00	6.00	3HA14+2HA12 = 6.88
			Appui	-34.74	$G+Q+E_{dx}$	4.00	6.00	3HA14+2HA12 = 6.88
Etage courant	30*40	Inter	Travée	59.48	ELU	3.90	6.00	3HA14+2HA12 = 6.88
			Appui	-79.15	ELU	6.40	6.00	3HA14+2HA12 = 6.88
		Rive	Travée	17.60	$G+Q+E_{dx}$	4.00	6.00	3HA14+2HA12 = 6.88
			Appui	-38.76	$G+Q+E_{dx}$	4.00	6.00	3HA14+2HA12 = 6.88

Tableau .V.4: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2) 0.5%	$A_{choisie}$(cm^2)
Terrasse	30*35	Inter	Travée	6.86	$G+Q+E_{dy}$	3.40	5.25	5HA12=5.65
			Appui	-13.83	$G+Q+E_{dy}$	3.50	5.25	5HA12=5.65
		Rive	Travée	13.30	$0.8G+E_{dy}$	3.50	5.25	5HA12=5.65
			Appui	-18.44	$0.8G+E_{dy}$	3.50	5.25	5HA12=5.65
Etage courant	30*35	Inter	Travée	16.48	$G+Q+E_{dy}$	3.50	5.25	5HA12=5.65
			Appui	-23.18	$G+Q+E_{dy}$	3.50	5.25	5HA12=5.65
		Rive	Travée	18.98	$0.8G+E_{dy}$	3.50	5.25	5HA12=5.65
			Appui	-23.58	$G+Q+E_{dy}$	3.50	5.25	5HA12=5.65

V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

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

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

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

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

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

bloc A

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

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*45	inter	Travée	44.71	5.65	7.30	15	-	-	CV
			Appui	-59.02	6.88	8.90		-		
		Rive	Travée	31.13	4.62	5.4	15	196.50	201.63	
			Appui	-40.44	6.79	6.20		176.90		
Etage courant	30*45	inter	Travée	40.03	4.40	6.80	15	-	-	CV
			Appui	-63.73	6.88	9.20		-		
		Rive	Travée	25.80	8.01	4.50	15	201.6	201.63	
			Appui	-47.90	6.88	7.20		201.6		

Tableau .V.6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*40	inter	Travée	23.20	4.62	5.10	15	-	-	CV
			Appui	-34.43	4.62	7.60		-		
		rive	Travée	11.56	4.62	1.70	15	19.4	201.63	
			Appui	-20.46	4.62	4.50		149.70		
Etage courant	30*40	inter	Travée	30.07	5.65	6.20	15	-	-	CV
			Appui	-34.62	5.65	7.10		-		
		rive	Travée	15.57	4.62	5.10	15	170.60	201.63	
			Appui	-23.32	4.62	4.10		166.50		

bloc B

Tableau .V.7: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*40	Inter	Travée	45.38	6.90	7.40	15	-	-	CV
			Appui	-57.15	6.88	8.70		-		
		Rive	Travée	11.82	6.88	1.30	15	15.50	201.63	
			Appui	-18.11	6.88	2.70		78.00		
Etage courant	30*40	Inter	Travée	43.19	6.88	6.50	15	-	-	CV
			Appui	-57.48	6.88	8.70		-		
		Rive	Travée	11.03	6.88	1.20	15	14.20	201.63	
			Appui	-19.01	6.88	2.90		82.10		

Tableau .V.8 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*35	inter	Travée	23.20	5.65	4.90	15	-	-	CV
			Appui	-8.78	5.65	1.10		-		
		rive	Travée	8.78	5.65	1.30	15	15.50	201.63	
			Appui	-16.44	5.65	3.60		106.50		
Etage courant	30*35	inter	Travée	8.62	5.65	1.30	15	-	-	CV
			Appui	-12.10	5.65	1.60		-		
		rive	Travée	7.98	5.65	1.20	15	13.70	201.63	
			Appui	-16.60	5.65	3.70		109.10		

V.2.5. Vérification des poutres selon les conditions RPA [1] et CBA [2] :

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA

- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

bloc A

Tableau .V.9 : vérification des poutres principales selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$ 0.5%	$A_{max}(cm^2)$ 4%	Vérification
Terrasse	30*45	inter	Travée	5HA12 = 5.56	6.75	54	Vérifier
			Appui	3HA14+2HA12 = 6.88		81	Vérifier
		Rive	Travée	3HA14 = 4.62	6.75	54	Vérifier
			Appui	6HA12 = 6.79		81	Vérifier
Etage courant	30*45	inter	Travée	4HA12 = 4.52	6.75	54	Vérifier
			Appui	3HA14+2HA12 = 6.88		81	Vérifier
		Rive	Travée	3HA14+3HA12=8.01	6.75	54	Vérifier
			Appui	3HA14+2HA12 = 6.88		81	Vérifier

Tableau .V.10 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*45	inter	Travée	5HA12 = 5.56	1.20	Vérifier
			Appui	3HA14+2HA12 = 6.88		
		rive	Travée	3HA14 = 4.62	1.20	Vérifier
			Appui	6HA12 = 6.79		
Etage courant	30*45	inter	Travée	4HA12 = 4.52	1.20	Vérifier
			Appui	3HA14+2HA12 = 6.88		
		rive	Travée	3HA14+3HA12=8.01	1.20	Vérifier
			Appui	3HA14+2HA12 = 6.88		

Tableau .V.11 : vérification des poutres secondaires selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*40	inter	Travée	3HA14=4.62	5.25	42	Vérifier
			Appui	3HA14=4.62		63	Vérifier
		rive	Travée	3HA14=4.62	5.25	42	Vérifier
			Appui	3HA14=4.62		63	Vérifier
Etage courant	30*40	inter	Travée	5HA12=5.65	5.25	42	Vérifier
			Appui	5HA12=5.65		63	Vérifier
		rive	Travée	3HA14=4.62	5.25	42	Vérifier
			Appui	3HA14=4.62		63	Vérifier

Tableau .V.12 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*40	inter	Travée	3HA14=4.62	1.05	Vérifier
			Appui	3HA14=4.62		
		rive	Travée	3HA14=4.62	1.05	Vérifier
			Appui	3HA14=4.62		
Etage courant	30*40	inter	Travée	5HA12=5.65	1.05	Vérifier
			Appui	5HA12=5.65		
		rive	Travée	3HA14=4.62	1.05	Vérifier
			Appui	3HA14=4.62		

bloc B

Tableau .V.13 : vérification des poutres principales selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{Min} (cm^2) 0.5%	A_{max} (cm^2) 4%	Vérification
Terrasse	30*40	Inter	Travée	3HA14 + 2HA12 = 6.88	6.00	54	Vérifier
			Appui	3HA14 + 2HA12 = 6.88		81	Vérifier
		Rive	Travée	3HA14 + 2HA12 = 6.88	6.00	54	Vérifier
			Appui	3HA14 + 2HA12 = 6.88		81	Vérifier
Etage courant	30*40	Inter	Travée	3HA14 + 2HA12 = 6.88	6.00	54	Vérifier
			Appui	3HA14 + 2HA12 = 6.88		81	Vérifier
		Rive	Travée	3HA14 + 2HA12 = 6.88	6.00	54	Vérifier
			Appui	3HA14 + 2HA12 = 6.88		81	Vérifier

Tableau .V.14 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*40	Inter	Travée	3HA14 + 2HA12 = 6.88	1.20	Vérifier
			Appui	3HA14 + 2HA12 = 6.88		
		Rive	Travée	3HA14 + 2HA12 = 6.88	1.20	Vérifier
			Appui	3HA14 + 2HA12 = 6.88		
Etage courant	30*40	Inter	Travée	3HA14 + 2HA12 = 6.88	1.20	Vérifier
			Appui	3HA14 + 2HA12 = 6.88		
		Rive	Travée	3HA14 + 2HA12 = 6.88	1.20	Vérifier
			Appui	3HA14 + 2HA12 = 6.88		

Tableau .V.15 : vérification des poutres secondaires selon la condition RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*35	Inter	Travée	5HA11=5.65	5.25	42	Vérifier
			Appui	5HA11=5.65		63	Vérifier
		Rive	Travée	5HA11=5.65	5.25	42	Vérifier
			Appui	5HA11=5.65		63	Vérifier
Etage courant	30*35	Inter	Travée	5HA11=5.65	5.25	42	Vérifier
			Appui	5HA11=5.65		63	Vérifier
		Rive	Travée	5HA11=5.65	5.25	42	Vérifier
			Appui	5HA11=5.65		63	Vérifier

Tableau .V.16 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	$A_{Min}(cm^2)$	Vérification
Terrasse	30*35	Inter	Travée	5HA11=5.65	1.05	Vérifier
			Appui	5HA11=5.65		
		Rive	Travée	5HA11=5.65	1.05	Vérifier
			Appui	5HA11=5.65		
Etage courant	30*35	Inter	Travée	5HA11=5.65	1.05	Vérifier
			Appui	5HA11=5.65		
		Rive	Travée	5HA11=5.65	1.05	Vérifier
			Appui	5HA11=5.65		

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

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) [2] :

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

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

	poutres de rive	**poutres intermédiaires**
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}$	Min [0.15 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]

bloc A

Tableau .V.17 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	T_u (KN.m)	combinaison	τ_u(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	30*45	inter	Appui	108.22	ELU	1.002	3.33	Vérifier
		rive	Appui	61.25	ELU	0.567	2.50	Vérifier
Etage courant	30*45	inter	Appui	81.79	ELU	0.757	3.33	Vérifier
		rive	Appui	109.35	ELU	1.012	2.50	Vérifier

Tableau .V.18 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	T_u (KN.m)	combinaison	τ_u (Mpa)	τ_{adm} $\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	30*40	inter	Appui	58.59	ELU	0.620	3.33	Vérifier
		rive	Appui	29.75	$G+Q+E_{dy}$	0.314	3.26	Vérifier
Etage courant	30*40	inter	Appui	81.79	ELU	0.865	3.33	Vérifier
		rive	Appui	42.13	$G+Q+E_{dy}$	0.445	3.26	Vérifier

bloc b

Tableau .V.19 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	T_u (KN.m)	combinaison	τ_u(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	30*40	Inter	Appui	110.70	ELU	1.03	3.33	Vérifier
		Rive	Appui	82.02	$G+Q+E_{dx}$	0.76	2.50	Vérifier
Etage courant	30*40	Inter	Appui	110.27	ELU	1.03	3.33	Vérifier
		Rive	Appui	43.60	$G+Q+E_{dx}$	0.40	2.50	Vérifier

Tableau .V.20: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	T_u (KN.m)	combinaison	τ_u (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	30*35	Inter	Appui	11.21	ELU	0.12	3.33	Vérifier
		Rive	Appui	29.51	ELU	0.314	3.26	Vérifier
Etage courant	30*35	Inter	Appui	81.79	ELU	0.865	3.33	Vérifier
		Rive	Appui	42.13	$G+Q+E_{dy}$	0.445	3.26	Vérifier

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 :

$\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] Selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [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] ◄◄ [1] :

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 …….. [Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

□ □ Selon le CBA93►► [art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- S_t = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

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

bloc A

Tableau .V.21 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

			CBA 93		RPA 99			$St_{adopté}$ (cm)		
Niveau	**B (cm^2)**	**τ_u(Mpa)**	**S_t (cm)**	**A_t(cm^2)**	**$S_{t(nodale)}$ (cm)**	**$S_{t(courant)}$ (cm)**	**A_t(cm^2)**	**S_t (nodale) (cm)**	**S_t (courant) (cm)**	**A_t choisie (cm^2)**
Tous les Niveau	30*45	1.012	32.4	0.972	10	20	0.9	10	15	4Ø8 =2.01

Tableau .V.22 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

			CBA 93		RPA 99			$St_{adopté}$ (cm)		
Niveau	**B (cm^2)**	**τ_u(Mpa)**	**S_t (cm)**	**A_t(cm^2)**	**$S_{t(nodale)}$ (cm)**	**$S_{t(courant)}$ (cm)**	**A_t(cm^2)**	**S_t (nodale) (cm)**	**S_t (courant) (cm)**	**A_t choisie (cm^2)**
Tous les Niveau	30*40	0.865	28.35	0.992	8.75	17.5	0.9185	10	15	4Ø8 =2.01

bloc B

Tableau .V.23 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

			CBA 93		RPA 99			$St_{adopté}$ (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u(Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les Niveau	30*40	1.03	32.4	1.10	10	20	0.9	10	15	4Ø8 =2.01

Tableau .V.24 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

			CBA 93		RPA 99			$St_{adopté}$ (cm)		
Niveau	**B (cm^2)**	**τ_u(Mpa)**	**S_t (cm)**	**A_t(cm^2)**	**$S_{t(nodale)}$ (cm)**	**$S_{t(courant)}$ (cm)**	**A_t(cm^2)**	**S_t (nodale) (cm)**	**S_t (courant) (cm)**	**A_t choisie (cm^2)**
Tous les Niveau	30*35	0.865	28.35	1.68	8.75	17.5	0.9185	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 :

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

bloc A

Tableau .V.25 : Vérification de la flèche des poutres

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tout les niveaux	30*45	0.077	0.062	C.V	0.077	0.299	C.V	0.007	0.010	C.V
	30*40	0.089	0.062	C.V	0.089	0.279	C.V	0.0059	0.010	C.V

bloc b

Tableau .V.26 : Vérification de la flèche des poutres

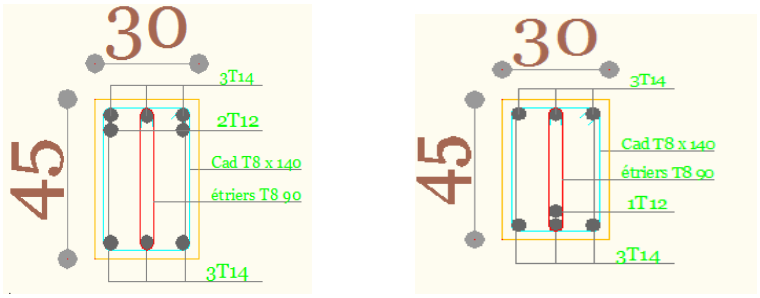
		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tout les niveaux	30*40	0.071	0.062	C.V	0.071	0.299	C.V	0.0063	0.010	C.V
	30*35	0.073	0.062	C.V	0.073	0.279	C.V	0.0054	0.010	C.V

Commentaire :

Les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions (porteuse et non porteuse) dans les deux bloc A et B donc il n'y a pas de vérification de la flèche

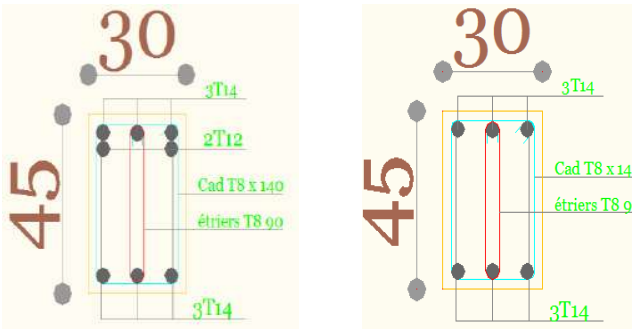
bloc A

Fig.V. 5: Ferraillage des poutres principales(30*45) intermédiaires du niveau



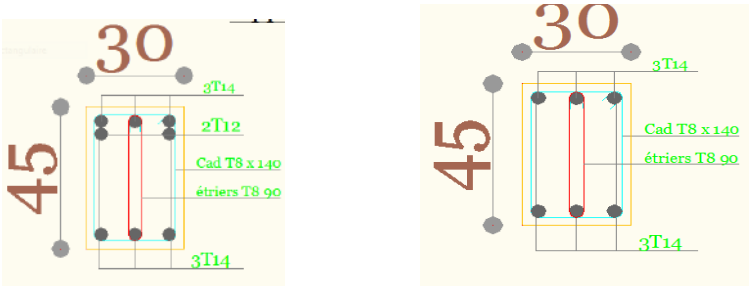
appuis **travée**

Fig.V. 6: Ferraillage des poutres principales (30*45) de rive du niveau terrasse.



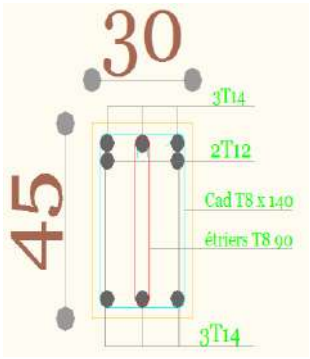
appuis travée

Fig.V. 7: Ferraillage des poutres principales (30*45) intermédiaires des étages.



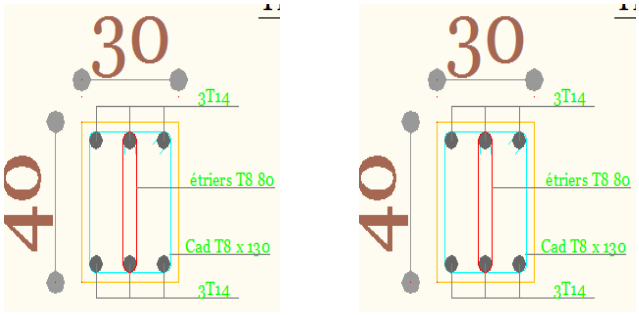
appuis travée

Fig. V.8: Ferraillage des poutres principales (30*45) de rive des étages.



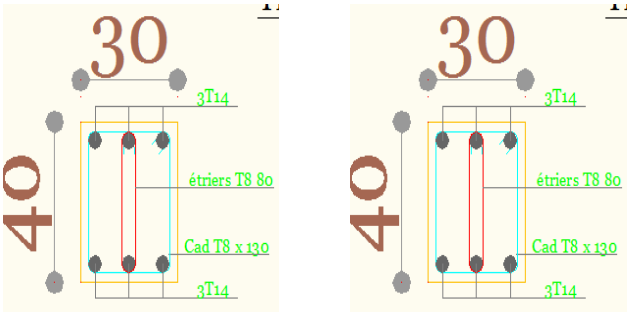
appuis

Fig. V.9 :Ferraillage des poutres secondaires30*40 intermédiaires du niveau terrasse.



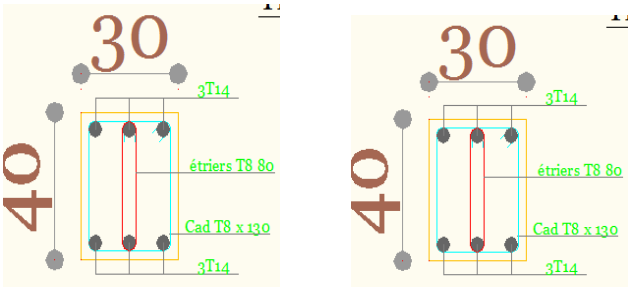
appuis **travée**

Fig. V. 10: Ferraillage des poutres secondaires de rive du niveau terrasse**.**



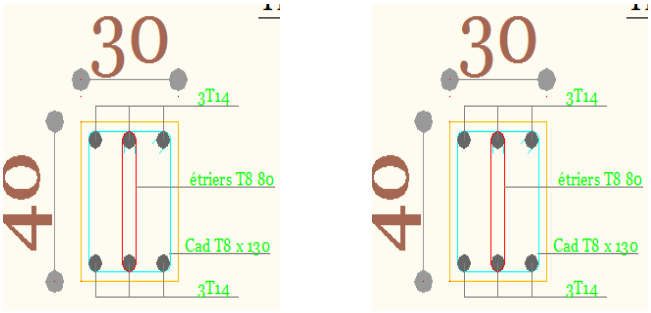
Appuis travée

Fig. V.11: Ferraillage des poutres secondaires intermédiaires des étages.



appuis travée

Fig. V. 12: Ferraillage des poutre secondaires de rive des étages**.**



appuis travée

bloc B

Fig. V.13: Ferraillage des poutres principales(30*40) intermédiaires du niveau terrasse**.**

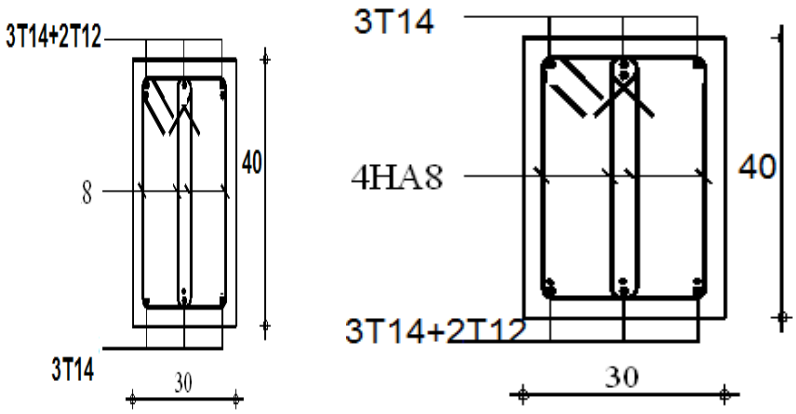


Fig. V. 14: Ferraillage des poutres principales (30*40) de rive du niveau terrasse (Bloc B).

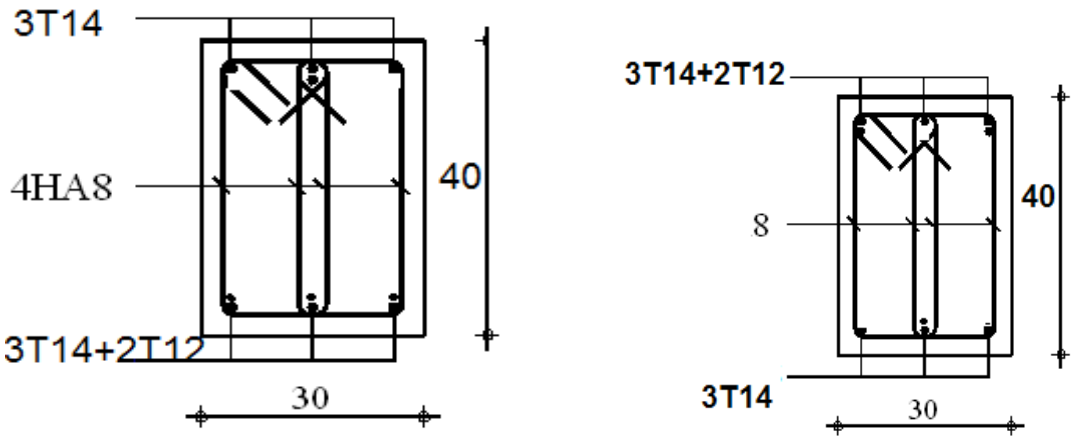
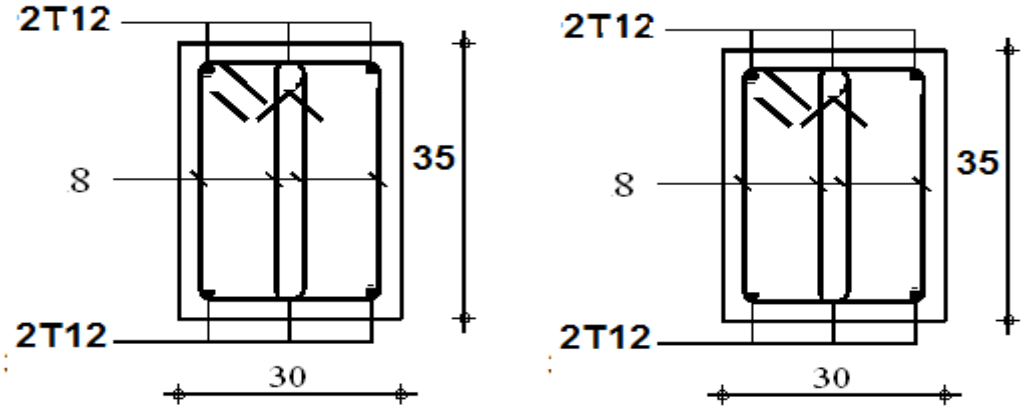


Fig. V. 15: Ferraillage des secondaires de rive des étages**.**



V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.3.1. Introduction

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

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

✓ **Situation durable**

- Béton :γb = 1.5 ; fc28 = 25 MPa ; σbc = 14.2 MPa.
- Acier :γs = 1.15 ; FeE 400 ; σs = 348 MPa.

✓ **Situation accidentelle**

- Béton :γb = 1.5 ; fc28 = 25 MPa ; σbc = 14.2 MPa.
- Acier :γs = 1 ; FeE 400 ; σs = 400 MPa.

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

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

V.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003[1] :

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

- leur pourcentage **minimal** sera de : 0,8% en zone III

- 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 40 Φ en zone IIa

- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

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

V.3.3. Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes 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 Mmax et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son Ncorres.

2eme cas : Influence de l'effort normal

Dans le cas de l'effort normal maximum Nmax, 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 Mcorres pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant Nmax et son Mcorres.

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 pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour Nmin et son Mcorres.

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 :

$e=e_1+e_2$

$e_1=\frac{M}{N+e_a}$

$e_2=\frac{3L_{f^2}(2+\alpha.\varphi)}{10^4.h}$

Avec :e_a=max (2cm ;$\frac{L}{250}$)

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

e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris L'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales·

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

L_f: Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

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

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

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

V.3.5. Détermination des sections d'acier :

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

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

bloc A

Tableau .V.27: Les Armatures longitudinaux des poteaux

Niveau (m)		Cas	Combinaison	N (KN)	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
35*35	**6 eme Etage**	Nmin Mcorr	0,8.G+Ed_x	-43,362	5,0576	2.80	9.8	12HA12 =13.57
		Mmax Ncorr	G+Q+Edy	169,928	43,1155	2.80	9.8	
		Nmax Mcorr	1,35.G+1,5.Q	480,342	6,0007	2.80	9.8	
	5 eme Etage	Nmin Mcorr	0,8.G+Edy	-43,362	5,0576	2.80	9.8	
		Mmax	G+Q+Edy	169,928	43,1155	2.80	9.8	

		Ncorr						
		Nmax Mcorr	1,35.G+1,5.Q	480,342	6,0007	2.80	9.8	
40*40	**4 eme Etage**	Nmin Mcorr	0,8.G+Edx	-187,723	6,3867	3.20	12.8	12HA12 =13.57
		Mmax Ncorr	G+Q+Edx	229,832	57,4182	3.20	12.8	
		Nmax Mcorr	1,35.G+1,5.Q	968,171	3,9626	3.20	12.8	
	3 eme Etage	Nmax Mcorr	1,35.G+1,5.Q	968,171	3,9626	3.20	12.8	
		Mmax Ncorr	G+Q+Edx	229,832	57,4182	3.20	12.8	
		Nmin Mcorr	G+Q+Edy	-187,723	6,3867	3.20	12.8	
45*45	**2 eme Etage**	Nmin Mcorr	G+Q+Edy	-386,416	7,3535	5.29	16.2	12HA14 =18.47
		Mmax Ncorr	G+Q+Edy	273,466	54,3691	3.60	16.2	
		Nmax Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1220,16	3,88	3.60	16.2	
50*50	**1 er Etage**	Nmin Mcorr	G+Q+Edy	1045,181	5,2755	13.37	20	12HA16 =24.13
		Mmax Ncorr	G+Q+Edy	355,668	56,1376	4	20	
		Nmax Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1752,072	3.87	4	20	
	RDC	Nmin Mcorr	0,8.G+EdY	1045,181	5,2755	13.37	20	
		Mmax Mcorr	0.8G+Edy	355,668	56,1376	4	20	
		Nmax	1,35.G+1,5.Q	1752,072	3.87	4	20	

bloc B

Tableau .V.28: Les Armatures longitudinaux des poteaux

Niveau (m)		Cas	Combinaison	N (KN)	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
35*35	6 eme Etage	Nmin Mcorr	G+Q+EdY	10.71	5.68	12.20	8HA14=12.32	11.025	8HA14 =12.32
		Mmax Ncorr	G+Q+EdX	98.18	53.64	12.20	8HA14=12.32	11.025	
		Nmax Mcorr	1,35.G+1,5.Q	211.08	14.70	5.60	8HA14=12.32	11.025	
	5 eme Etage	Nmin Mcorr	G+Q+EdY	5.33	2.61	12.20	8HA14=12.32	11.025	
		Mmax Ncorr	G+Q+EdX	174.80	41.19	12.20	8HA14=12.32	11.025	
		Nmax Mcorr	1,35.G+1,5.Q	411.37	11.50	5.60	6HA12 =6.79	11.025	
40*40	4 eme Etage	Nmin Mcorr	G+Q+EdY	5.33	2.62	12.20	8HA14=12.32	14.40	8HA16 =16.08
		Mmax Ncorr	G+Q+EdX	194.80	41.19	12.20	8HA14=12.32	14.40	
		Nmax Mcorr	1,35.G+1,5.Q	411.37	11.50	5.60	6HA12 =6.79	14.40	
	3 eme Etage	Nmax Mcorr	1,35.G+1,5.Q	817.80	17.50	6.40	6HA12 =6.79	14.40	
		Mmax	G+Q+EdX	468.85	53.23	16.00	8HA16=16.08	14.40	

		Ncorr							
		Nmin Mcorr	G+Q+EdX	7.39	4.60	16.00	8HA16=16.08	14.40	
	2 eme Etage	Nmin Mcorr	G+Q+EdX	63.25	3.38	16.00	8HA16=16.08	14.40	
		Mmax Ncorr	G+Q+EdX	506.43	47.30	16.00	8HA16=16.08	14.40	
		Nmax Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1028.11	15.92	6.40	6HA12=6.79	14.40	
45*45	**1 er Etage**	Nmin Mcorr	G+Q+EdY	158.88	3.95	16.00	8HA16=16.08	18.22	4HA20+4HA16=20.61
		Mmax Ncorr	G+Q+EdX	719.55	59.30	16.00	8HA16=16.08	18.22	
		Nmax Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1246.83	26.50	6.40	6HA12=6.79	18.22	
	RDC	Nmin Mcorr	1,35.G+1,5.Q	330.38	4.00	16.00	8HA16=16	18.22	
		Mmax Mcorr	G+Q+EdX	742.70	28.68	16.00	8HA16=16	18.22	
		Nmax	1,35.G+1,5.Q	1478.91	7.51	6.40	6HA12=6.79	18.22	

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 (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles CBA93 [2] ; concernant la flexion composée.

bloc A

Tableau .V.29 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Niveau (m)		N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A_s	бs (MPa)	Б$_b$ (MPa	Verif
35*35	6 eme Etage	350.73	4.34	13.57	36.74	2.5	Ok
	5 eme Etage	350.73	4.34	13.57	36.74	2.5	Ok
40*40	4 eme Etage	705.93	4.94	13.57	56.59	3.81	Ok
	3 eme Etage	705.93	4.94	13.57	56.59	3.81	Ok
45*45	2 eme Etage	889.46	5.43	18.47	54.62	3.67	Ok
50*50	1 er Etage	1277.10	2.80	24.13	60.49	4.04	Ok
	RDC	1277.10	2.80	24.13	60.49	4.04	Ok

bloc B

Tableau .V.30 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Niveau (m)		N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б'$_s$ (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
35*35	6 eme Etage	104.73	32.74	5.20	105.20	67.10	15.00	201.63
	5 eme Etage	204.10	26.88	4.60	30.10	62.70	15.00	201.63

40*40	**4 eme Etage**	314.39	37.99	4.30	9.60	60.80	15.00	201.63
	3 eme Etage	441.50	32.74	4.70	0	66.30	15	201.63
	2 eme Etage	542.96	29.69	5.00	0	71.80	15.00	201.63
45*45	**1 er Etage**	673.72	38.48	4.70	0.00	68.70	15.00	201.63
	RDC	796.08	19.95	4.40	0.00	64.50	15.00	201.63

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

La fissuration est considérée :

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

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 :

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

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

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τu : 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 [2] :**

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ ……Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ ……Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

❖ **Selon le RPA 99 (version2003) [1] :**

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

P_d = 0,075…….si l'élancement λ≥5

P_d = 0,040…….si l'élancement λ<5 Avec :

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.

Lf : 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 :

bloc A

Tableau .V.31: Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau	Section (cm²)	T_u max (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_b}$	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
V & VI étage	35*35	43.96	0.195	6.4	0.075	1.875	2.5	C.V
III & IV étage	40*40	56.199	0.249	5.6	0.075	1.875	2.5	C.V
II étage	45*45	60.24	0.267	4.97	0.040	1	2.5	C.V
R RDC et II é I étage	50*50	63.31	0.281	5.71	0.075	1.875	2.5	C.V

bloc B

Tableau .V.32 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau	Section (cm²)	T_u max (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_b}$	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
V & VI étage	35*35	31.66	0.287	23.80	0.075	1.875	2.5	C.V
II , III & IV étage	40*40	33.05	0.23	17.48	0.075	1.875	2.5	C.V
RDC , I étage	45*45	36.24	0.20	19.12	0.075	1.875	2.5	C.V

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►►Art. 7.4.2.2◄◄ [1]

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

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

Tu : l'effort tranchant de calcul.

hI: hauteur totale de la section brute.

St : espacement des armatures transversales

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

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

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

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

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99 Version 2003[1] est donnée par :**

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

$\lambda_g = l_f / D$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

On a Φl_{min}= 1.4 cm

❖ **<u>Selon CBA 93:</u>**

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

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.33 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

Section	T_u(kN)	A_t(mm^2)	λ_g	ρ_a	Zone	St_{finale}	Choix
35*35	43.96	0.012	6.4	2.5	courante	15	4Φ8
					nodale	10	
40*40	56.199	0.016	5.6	2.5	courante	15	4Φ8
					nodale	10	
45*45	60.24	0.026	4.97	3.75	courante	15	4Φ8
					nodale	10	
50*50	63.31	0.014	5.71	2.5	courante	15	4Φ8
					nodale	10	

bloc B

Tableau .V.34 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

Section	T_u(kN)	A_t(mm^2)	λ_g	ρ_a	St_{cal}(cm)	Zone	St_{finale}	Choix
35*35	31.66	201.06	23.80	2.5	33.57	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
40*40	33.05	201.06	5.60	2.50	29.37	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
45*45	36.24	201.06	6.35	2.50	26.11	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
						nodale	10	

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

bloc A

Tableau .V.35 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t.b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
35*35	Courante	0.22	6.4	oui	-	Oui
	Nodale	0.34		oui	-	Oui
40*40	Courante	0.26	5.6	oui	-	Oui
	Nodale	4		oui	-	Oui
45*45	Courante	0.38	4.97	oui	-	Oui
	Nodale	0.57		oui	-	Oui
50*50	Courante	0.18	5.71	oui	_	Oui
	Nodale	0.28		oui	_	Oui

bloc B

Tableau .V.36 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t.b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
35*35	courante	0.38	23.80	Oui	-	Oui
	nodale	0.57		Oui	-	Oui
40*40	courante	0.33	5.60	Oui	-	Oui
	nodale	0.50		Oui	-	Oui
45*45	courante	0.30	6.35	Oui	-	Oui
	nodale	0.44		Oui	-	Oui

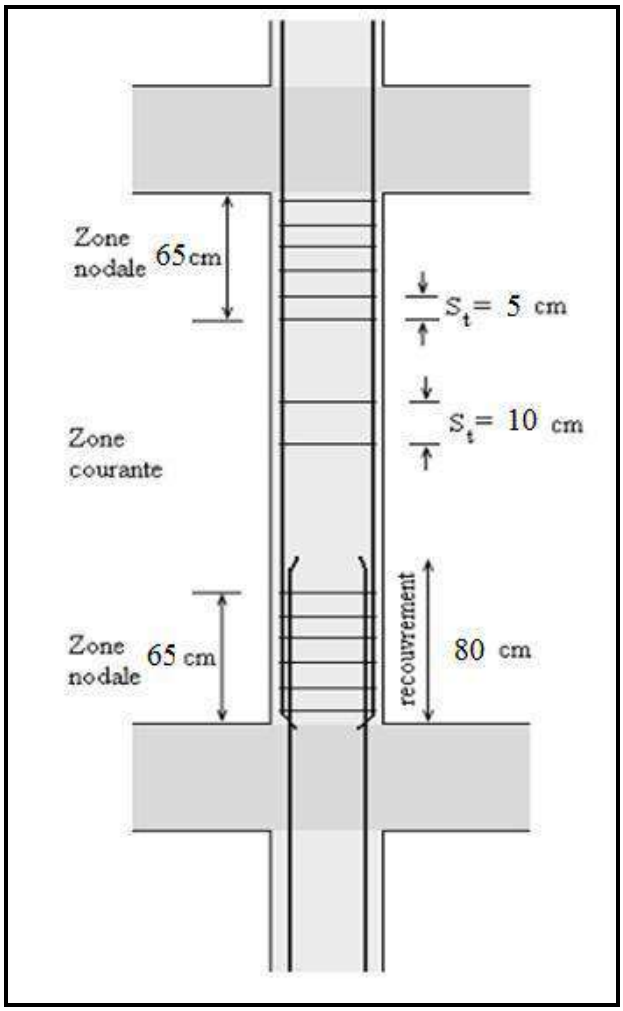


Fig.V. 16: Disposition des armatures dans les poteaux

bloc A

Fig.V.17 : Ferraillage des poteaux carré (50×50)

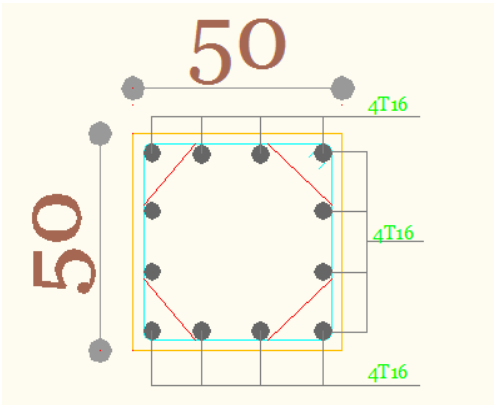
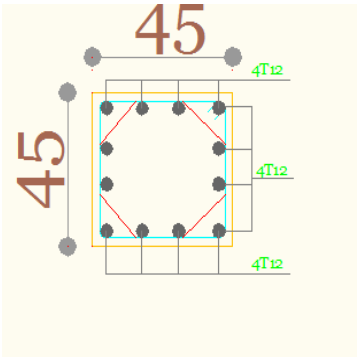


Fig.V. 18: Ferraillage des poteaux carré (45×45)



bloc B

Fig.V. 20: Ferraillage des poteaux carré (45×45)

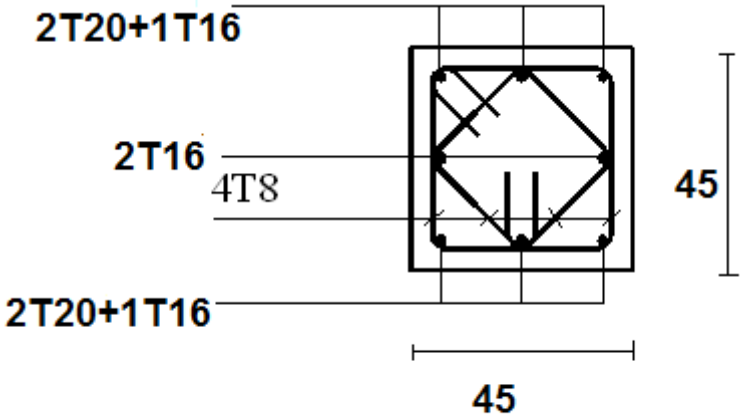


Fig.V. 21: Ferraillage des poteaux carré (40*40)

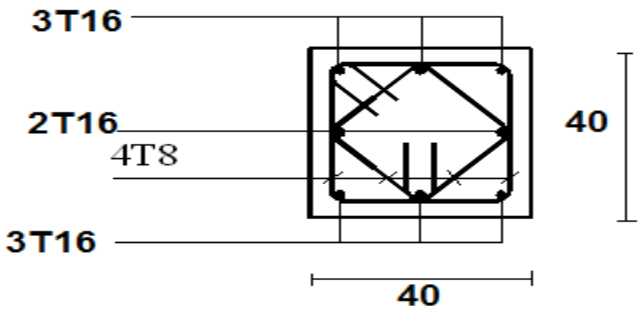
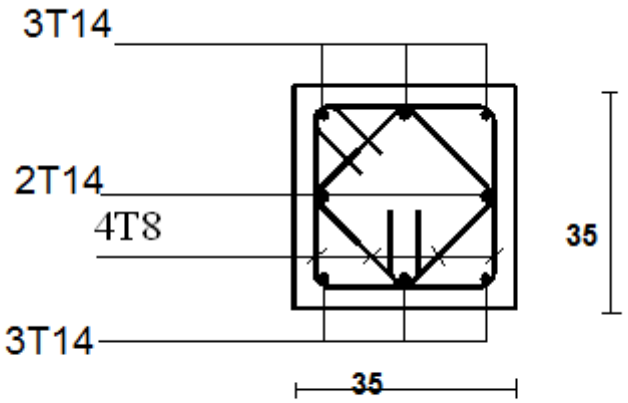


Fig.V. 22: Ferraillage des poteaux carré (35×35)



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 etformer un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, cesystème 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 ; ondevra 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.4.3.Voiles avec files d'ouvertures

V.4.3.1. Les trumeaux

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

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

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

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

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

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 simple et composé

V.4.4.1. Recommandations des règlements

A. <u>Armatures verticales</u>

❖ **Selon le CBA 93[2]**

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

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

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ [1] :**

$A_v = 0.2\%B_t$ 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.

B. <u>Armatures horizontales</u>

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

❖ **Selon le CBA 93[2]:**

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
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3f_{c28})}$

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.
- ✓ A_h : section d'armatures horizontales.

✓ d = 0.9 h : hauteur utile.

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

$\varphi_h \leq \frac{1}{10} . a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

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

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 [1] et CBA 93[2])

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.

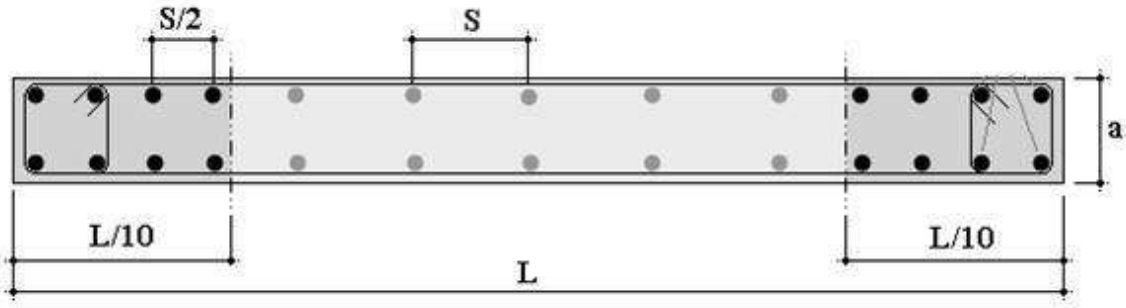


Fig.V.23 : Disposition des armatures verticales dans les voiles**.**

V.4.5. FERRAILLAGE DES VOILES PLEINS

V.4.5.1.Armatures verticales

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance

Tableau .V.37 : 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 à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

bloc A

Tableau .V.38 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	**S (cm^2)**	**N (KN)**	**M (KN.m)**	**situation**	**$A_{calculée}$(cm^2)**	**S_t (cm)**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**
RDC	20×120	400.46	125.36	ACC	12.30	15	2× (10HA14=15.40)
1ère étage	20×120	398.12	118.95	ACC	12.56	15	2× (10HA14 =15.40)
2eme étage	20×120	372.18	115.92	ACC	10.78	15	2× (10HA12 =11.30)
3ème étage	20×120	341.45	92.90	ACC	10.12	15	2× (10HA12 =11.30)
4 eme étage	20×120	264.74	87.18	ACC	9.20	15	2× (10HA12 =11.30)
5ème étage	20×120	166.15	80.10	ACC	8.35	15	2× (10HA12 =11.30)
6ème étage	20×120	67.32	52.05	ACC	8.07	15	2× (10HA12 =11.30)

bloc B

Tableau .V.39: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	$A_{calculée}(cm^2)$	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	17×345	904.64	139.40	ACC	15.82	15	2× (11HA14=16.93)
1ère étage	17×345	719.65	120.15	ACC	14.55	15	2× (11HA14=16.93)
2eme étage	17×345	717.31	105.94	ACC	11.43	15	2× (11HA12 =12.44)
3ème étage	17×345	574.55	94.22	ACC	10.49	15	2× (11HA12 =12.44)
4 eme étage	17×345	421.63	81.87	ACC	10.05	15	2× (11HA12 =12.44)
5ème étage	17×345	306.04	76.19	ACC	6.87	15	2× (11HA12 =12.44)
6ème étage	17×345	102.35	60.47	ACC	5.73	15	2× (11HA12 =12.44)

Tableau .V.40 : vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA

Niveau	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}RPA (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	Vérification
RDC et 1éré étage	17×345	2× (11HA14=16.93)	8.79	5.87	Vérifier
2ème et 3ème étage	17×345	2× (11HA12 =12.44)	8.79	5.87	Vérifier
4ème et 5ème et 6 eme étage	17×345	2× (11HA12 =12.44)	8.79	5.87	Vérifier

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:

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

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

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

bloc A

Tableau .V.41 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

Niveau	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)
RDC	20×120	310.20	90.74	15.40	3.8	15	48.33	201.63
1ère	20×120	280.16	84.74	15.40	5.7		78.59	
2ème	20×120	250.94	80.57	11.30	6.12		120.78	
3ème	20×120	200.13	76.32	11.30	8.73	15	44.72	201.63
4ème	20×120	194.74	68.93	11.30	2.14		71.97	
5ème	20×120	178.10	60.07	11.30	4.74		86.22	
6ème	20×120	155.66	50.11	11.30	1.18	15	29.28	201.63

bloc B

Tableau .V.42 : Vérification des armatures a ELS des voiles plains

Niveau	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\sigma_{s'}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC et 1ère étage	17×345	938.03	134.55	16.93	1.8	15	26.80	201.63	C.V
2ème et 3ème étage	17×345	744.41	37.01	12.44	1.30	15	19.30	201.63	C.V
4ème et 5ème étage	17×345	512.01	35.42	12.44	0.90	15	13.60	201.63	C.V

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

bloc A

Tableau .V.43 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.

Niveau	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	20	368	88.96	0.41	5	15	2× (25HA10 =19.62)
1ère étage	20	266	39.74	0.18	5	15	2× (19HA10 =14.91)
2ème étage	20	266	49.18	0.226	5	15	2× (19HA10 =14.91)
3ème	20	266	42.58	0.29	5	15	2× (19HA10 =14.91)
4ème	20	266	39.27	0.18	5	15	2× (19HA10 =14.91)
5ème	20	266	24.86	0.115	5	15	2× (19HA10 =14.91)
6ème	20	266	31.35	0.143	5	15	2× (19HA10 =14.91)

bloc B

Tableau .V.44 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.

Niveau	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC et 1ère étage	17	408	107.198	0.17	5	20	2× (20HA8 =10.00)
2ème et 3ème étage	17	320	57.344	0.117	5	20	2× (16HA8 =8.00)
4ème et 5ème et 6 étage	17	320	16.82	0.0336	5	20	2× (16HA8 =8.00)

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 $\Phi_t \geq \frac{\Phi_v}{3}$, $\Phi_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau .V.45 : Diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales Φ_v	épinglesΦ_t
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

bloc B

Tableau .V.46 : Diamètre des armateurs transversaux

armatures longitudinales Φ_v	épinglesΦ_t
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

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 m^2 au moins.

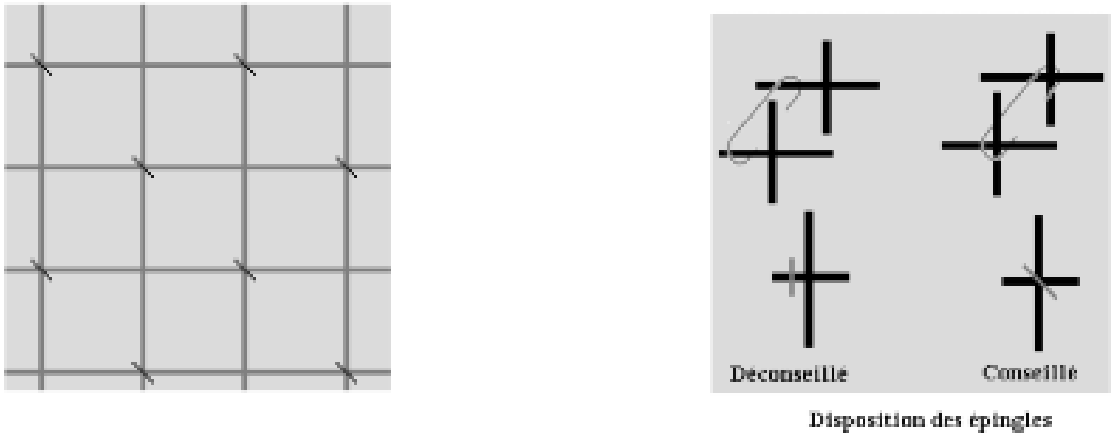


Fig.V.24: Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48 cm ~ 50 cm.

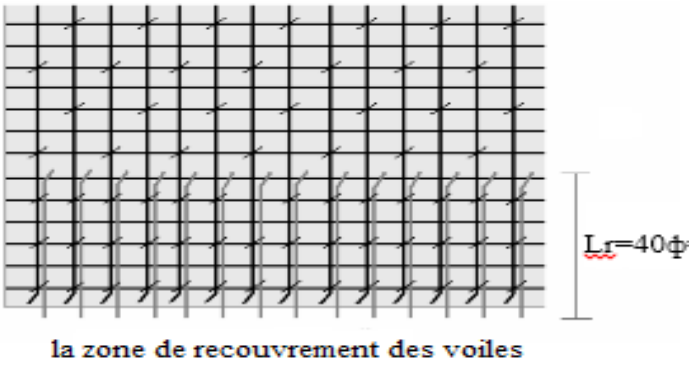


Fig. V.25 : La zone de recouvrement des voiles

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture bloc B :

V.4.6.1.les trumeaux :

- **Les armateurs verticaux :**

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau .V.47 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

Niveau	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	$A_{calculée}$(cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC et 1ère étage	17×130	170.84	80.22	ACC	13.10	15	2× (9HA14 =13.86)
2ème et 3ème étage	17×130	106.86	63.57	ACC	9.51	15	2× (9HA12 =10.17)
4ème et 5ème 6eme étage	17×130	88.33	51.97	ACC	7.59	15	2× (9HA12 =10.17)

A.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau .V.48: Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Niveau	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s' (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_{s'} \leq \overline{\sigma_s}$
RDC et 1ère étage	17×130	120.13	33.93	13.86	0.90	15	13.60	201.63	C.V
2ème et 3ème étage	17×130	110.13	28.76	10.17	0.90	15	12.90	201.63	C.V
4ème et 5ème étage	17×130	96.17	16.47	10.17	0.6	15	9.3	201.63	C.V

B. Las armateurs horizontaux :

Tableau .V.49 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$S_{t\ adoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC et 1ère étage	17	408	100.39	0.16	5	20	2× (20HA8 =10.00)
2ème et 3ème étage	17	320	76.54	0.156	5	20	2× (16HA8 =8.00)
4ème et 5ème étage	17	320	70.24	0.143	5	20	2× (16HA8 =8.00)

V.4.6.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".
Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

➢ **Recommandations réglementaires :**

❖ **Selon le CBA 93 [2]:**
Même conditions que pour les poutres.

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.2] ◄◄ [1] :**

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

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

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

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

✓ Ferraillage : on devra disposer :
- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) :selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.1]◄◄ [1] :

➢ **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :
$A_l \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec : Z=h-2d'

M : moment du à l'effort tranchant.
h : hauteur totale du linteau.
d : distance d'enrobage.

➢ **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$\lambda = 1/h$ { $\lambda > 1$ (linteau longe) ; $\lambda < 1$ (linteau court)

a. linteau long $\lambda > 1$:

On à: $S_t \leq A_t \, fe \, \frac{Z}{T}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

b. linteau court $\lambda < 1$

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

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

M_{ci}, M_{cj}: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \, . f_e \, . Z \qquad \text{avec : } Z = h - 2\,d'$$

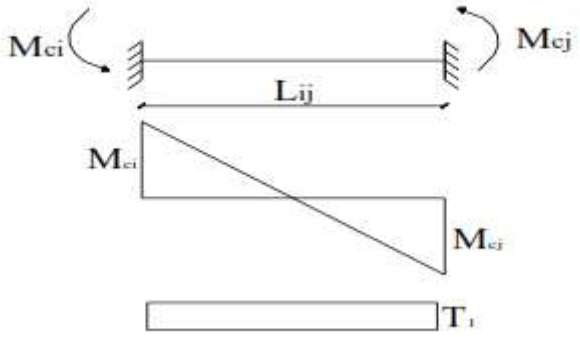


Fig. V. 26 Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{c28}) :selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.2] ◄◄[1] :

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

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2sin\alpha . f_e}$ avec: tg $\alpha = \frac{h-2d}{L}$

$V = V_u$ (sans majoration)

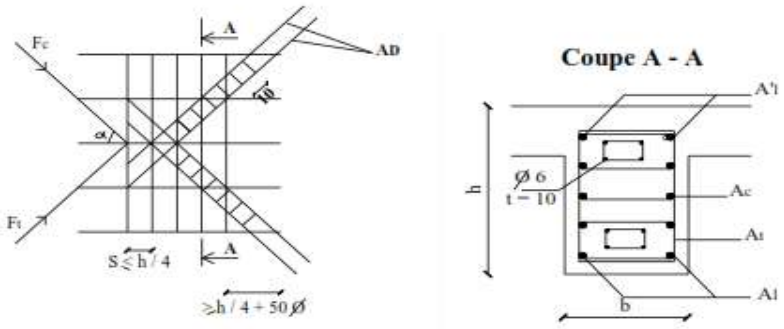


Fig. V. 27: Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ [1] :**

On a :

$A_l \geq 0.15\%b.h$

➢ $A_c \geq 0.20\%\ b.h$

➢
- $A_D = 0$ si $\tau_b \leq$ **0.06**f_{c28}
- $A_D = 0.15\%b.h$ si $\tau_b >$ **0.06**f_{c28}

➢
- $A_t \geq 0.15\%b.s$ si $\tau_b \leq$ **0.06**f_{c28}
- $A_t \geq 0.25\%b.s$ si $\tau_b >$ **0.06**f_{c28}

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.50 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1ère	17	248	160	436.97	1.15	41.57	Flexion simple
1ère-2ème	17	160	160	270.032	1.103	20.30	Flexion simple
2ème-3ème	17	160	160	228.86	0.932	17.05	Flexion simple
3ème- 4ème	17	160	160	159.28	0.651	10.32	Flexion simple
4ème-5ème	17	160	160	114.17	0.466	9.13	Flexion simple
5ème-6ème	17	160	160	55.82	0.228	9.10	Flexion simple
5ème-6ème	17	160	160	16.072	0.066	9.05	Flexion simple

Tableau .V.51 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	$A_{calculé}$ (cm^2)		St (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
	Al	At		Al	At
RDC -1ère	0.43	0.98	15	2×(2HA10) = 3.14	2×(11HA8) =11.00
1ère - 2ème	0.32	0.62	15	2×(2HA10) = 3.14	2×(11HA8) =11.00
2ème - 3ème	0.27	0.62	15	2×(2HA10) = 3.14	2×(11HA8) =11.00
3ème - 4ème	0.16	0.62	15	2×(2HA10) = 3.14	2×(11HA8) =11.00
4ème - 5ème	0.14	0.62	15	2×(2HA10) = 3.14	2×(11HA8) =11.00
5ème - 6ème	0.14	0.62	15	2×(2HA10) = 3.14	2×(11HA8) =11.00

Tableau .V.52: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux direction Y-Y

Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC -1ère	17	148	120	514.39	2.27	20.64	Traction/compression
1ère-2ème	17	60	120	294.63	3.20	18.12	Traction/compression
2ème-3ème	17	60	120	256.18	2.79	17.05	Traction/compression
3ème- 4ème	17	60	120	177.86	1.93	10.24	Traction/compression
4ème-5ème	17	60	120	120.078	1.31	9.0.8	Flexion simple
5ème-6ème	17	60	120	85.36	0.93	6.42	Flexion simple
5ème-6ème	17	60	120	43.93	0.48	4.90	Flexion simple

Tableau .V.53 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux direction Y-Y

Niveau	$A_{calculé}$ (cm²)			St (cm)	$A_{choisie}$ (cm²)		
	Al	At	Ad		Ad	At	Al
RDC - 1ère	0.57	0.98	5.85	15	2×(2HA14)= 6.16	2×(6HA8) =3.00	2×(2HA10)= 3.14
1ère - 2ème	0.43	0.62	5.40	15	2×(2HA14)= 6.16	2×(6HA8) =3.00	2×(2HA10)= 3.14
2ème - 3ème	0.33	0.62	5.10	15	2×(2HA14)= 6.16	2×(6HA8) =3.00	2×(2HA10)= 3.14
3ème - 4ème	0.22	0.62	4.35	15	2×(2HA12)= 4.52	2×(6HA8) =3.00	2×(2HA10)= 3.14
4ème - 5ème	0.18	0.62	-	15	-	2×(6HA8) =3.00	2×(2HA10)= 3.14
5ème - 6ème	0.15	0.62	-	15	-	2×(6HA8) =3.00	2×(2HA10)= 3.14

CHAPITRE VI :
Etude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.
La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.
La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux….).
La distance minimale entre la sous- face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.
Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se repose sur le gros béton. La couche de gros béton se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2. TYPE DE LA FONDATION :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

a. Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers)
b. Fondations semi profondes (puits en béton non armé)
c. Fondations profondes (pieux)

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même

tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. CONNAISSANCE DU SITE 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 géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol **[5]** donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature marno argileuse
  - De faible humidité et moyenne compacité W=13.34%.
  - Argiles peu plastique.
  - De moyenne compressibilité
  - Peu gonflant
  - De Moyenne cohésion c=0.832 bars.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation dépend de :

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

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures:

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- semelles filantes sous poteaux.

bloc A

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

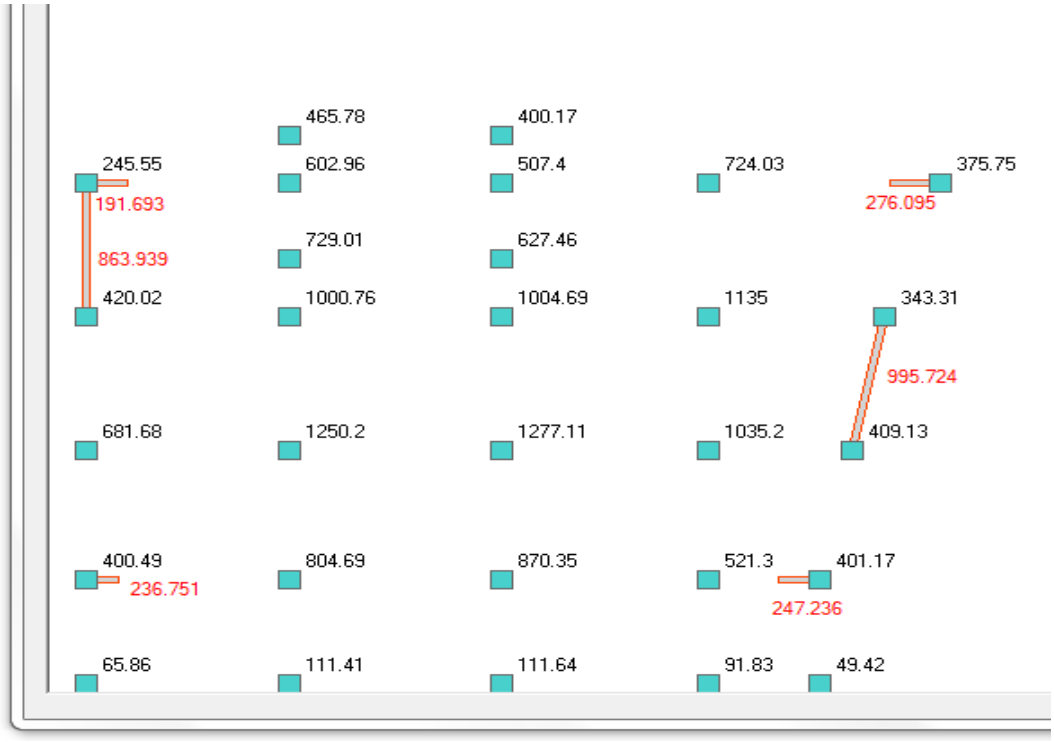


Fig.VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

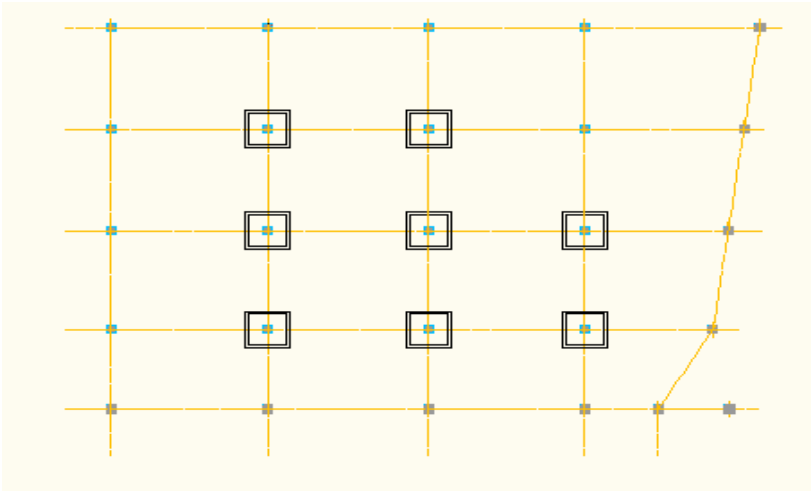


Fig.VI.2 : La proposition des semelles isoler.

BLOC B

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

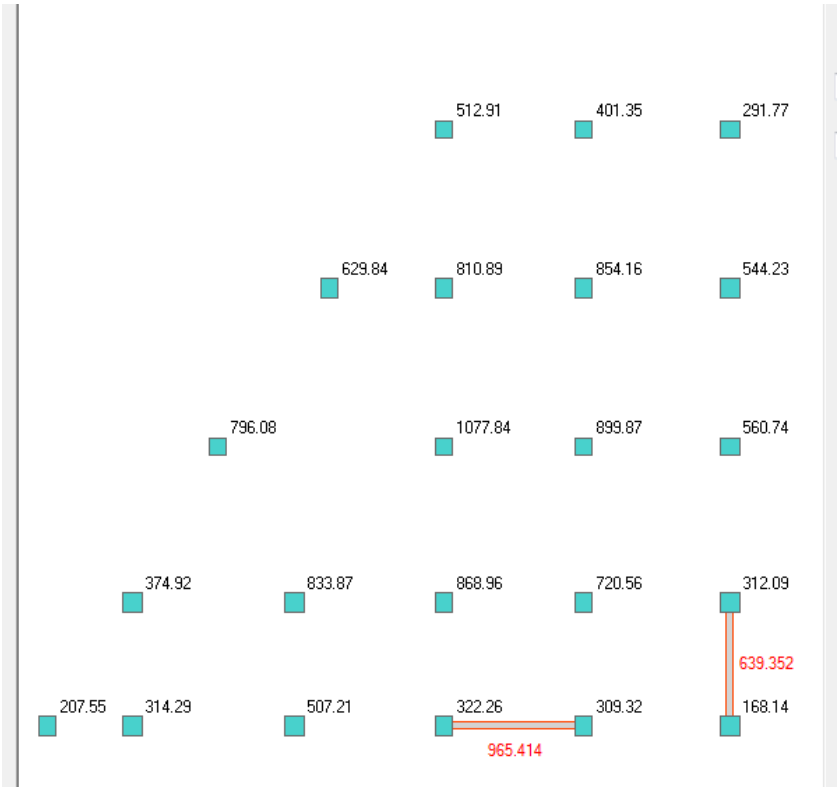


Fig.VI.3 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

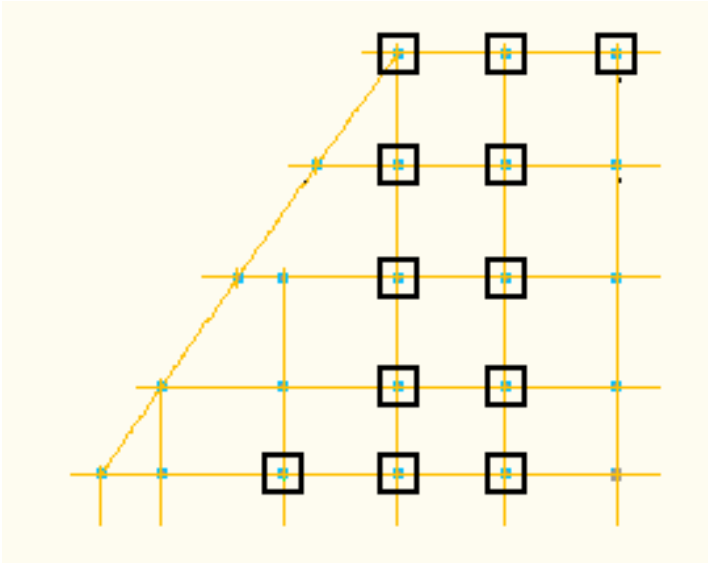


Fig.VI.4 : La proposition des semelles isoler.

VI.4.1. Calcul des semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$

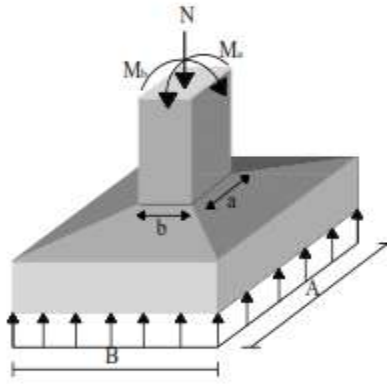


Fig VI.5 : Semelle isolée sous poteau.

- **<u>Si M = 0 :</u>**

$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}}$

$d_a \geq \frac{A-a}{4}$ $\qquad$ $h \geq d+e+\frac{\emptyset}{2}$ $\rightarrow$ { $d_{a\ adpt} = h- e- \frac{\emptyset}{2}$; $d_b = d_{a\ adpt} - \frac{\emptyset_a+\emptyset_b}{2}$ }

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$A_a=N\ (\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s})$

$A_b=N\ (\frac{Bba}{8.d_b.\sigma_s})$

- **<u>Si M ≠ 0 :</u>**

On procède comme suit:

Tableau.VI.1: Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.

Répartition trapézoïdale		**Répartition triangulaire**	
Dimensionnement des semelles carré			
$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$		$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$	
$\frac{a}{b}\sigma_s.B^3-N.B-3^e{}_{0b}.N \geq 0$		$\frac{1.995a}{b}\sigma_s.B^2-(3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma_s)B-2.N \geq 0$	
$M_a=0$	$\longrightarrow$ B $\longrightarrow$ A	$A=\frac{a}{b}.B$	
$M_a\neq0$	$\frac{a}{b}\sigma_s.A^3-N.A-3e_{0b}.N \geq 0$		
Ferraillage des semelles carré			
$e_{0b} \leq \frac{B}{18}$	$A_b=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s})$	$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$ $A_b=M_{1b}/\beta.d_b.\sigma_s$	
$M_a=0$	$A_a=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{A-a}{8.d_b.\sigma_s})$	$M_a=0$	$A_a=N(1+(3\frac{e_{0a}}{A}))(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s})$
$M_a\neq0$ et $e_{0a} \leq A/18$	$A_a=N(1+(3\frac{e_{0a}}{A}))(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s})$	$M_a\neq0$	$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$ $A_a=M_{1a}/\beta.d_a.\sigma_s$

L'espacement est le suivant : $S_a=\frac{B-2(e+\emptyset_b+\frac{\emptyset_a}{2}}{n_a-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\emptyset_b}{2}}{n_b-1}$

VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées

bloc A

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

Semelle	**N_{ser} (KN)**	**A(m)**	**B(m)**	**$A_{choisie}$(m)**	**$B_{choisie}$(m)**	**h(m)**	**d(m)**	**e(m)**
S_1	1277.11	2.66	2.66	3.00	3.00	0.57	0.62	0.025
S_2	1035.20	2.66	2.66	2.80	2.80	0.50	0.57	
S_3	870.35	2.66	2.66	2.50	2.50	0.45	0.50	
S_4	725.01	2.66	2.66	2.30	2.30	0.40	0.45	
S_5	400.17	2.66	2.66	1.60	1.60	0.27	0.27	
S_6	375.75	2.66	2.66	1.50	1.50	0.26	0.25	

Tableau VI.3. vérification des contrainte à L'E.L.S des semelles **:**

Semelle	**N_{ser} (KN)**	**$P_{semelle}$ (KN)**	**$P_{amorce.p}$ (KN)**	**p_{remlai} (KN)**	**σ(Mp)**	**$\sigma \leq \sigma_{sol}$**
S_1	1277.11	128.25	6.75	174.96	0.170	C.V
S_2	1035.20	112.5	7.18	162.28	0.160	C.V
S_3	870.35	101.25	7.50	135.00	0.178	C.V
S_4	725.01	90.00	7.81	119.02	0.178	C.V
S_5	400.17	49.50	8.62	63.59	0.20	C.N.V
S_6	375.75	58.5	8.68	59.30	0.23	C.N.V

Puisque la contrainte n'est pas vérifiée on augmente la largeur et la longueur de la semelle ;

On prend A = B = 3.50 m ; h = 0.78 m ; d = 0.75 m

Tableau VI.4: vérification des contrainte à L'E.L.S des semelles **:**

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{amorce .p}$ (KN)	p_{remlai} (KN)	σ(Mp)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S_1	1277.11	239.68	5.62	198.45	0.14	C.V
S_2	1035.20	239.68	5.62	198.45	0.12	C.V
S_3	870.35	239.68	5.62	198.45	0.11	C.V
S_4	725.01	239.68	5.62	198.45	0.09	C.V
S_5	400.17	239.68	5.62	198.45	0.07	C.V
S_6	375.75	239.68	5.62	198.45	0.068	C.V

Tableau VI.5 :Vérification de chevauchement des semelles

sens	Semelle	A(m)	A'(m)	1.5x(A+A')/2	L (m)	L ≥ 1.5x(A+A')/2
X	S_1-S_2	3.5	3.5	5.25	5.45	C.V
	S_3-S_4	3.5	3.5	5.25	5.45	C.V
	S_4-S_5	3.5	3.5	5.25	5.00	C.N.V
	S_6-S_7	3.5	3.5	5.25	5.45	C.V
	S_7–S_8	3.5	3.5	5.25	5.00	C.N.V
Y	S_1–S_3	3.5	3.5	5.25	2.10	C.N.V
	S_3–S_6	3.5	3.5	5.25	4.20	C.N.V

bloc B

Tableau.VI.6: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	A(m)	B(m)	$A_{choisie}$(m)	$B_{choisie}$(m)	d(m)	h(m)	e(m)
S_1	1077.84	2.45	2.45	2.80	2.80	0.57	0.51	0.025
S_2	899.87	2.23	2.23	2.50	2.50	0.50	0.46	
S_3	629.84	1.87	1.87	2.00	2.00	0.37	0.37	
S_4	374.29	1.44	1.44	1.50	1.50	0.25	0.27	

Tableau VI.7 vérification des contrainte à L'E.L.S des semelles :

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{amorce .p}$ (KN)	p_{remlai} (KN)	σ(Mp)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S_1	1077.84	99.96	7.13	160.88	0.170	C.V
S_2	899.87	71.87	7.43	133.87	0.178	C.V
S_3	629.84	37.00	8.00	92.16	0.190	C.N.V
S_4	374.29	15.18	8.62	55.89	0.200	C.N.V

Puisque la contrainte n'est pas vérifiée on augmente la largeur et la longueur de la semelle ;

On prend A = B = 3.50 m ; h = 0.78 m ; d = 0.75 m

Tableau VI.8: vérification des contrainte à L'E.L.S des semelles :

Semelle	**N_{ser} (KN)**	**$P_{semelle}$ (KN)**	**$P_{amorce .p}$ (KN)**	**p_{remlai} (KN)**	**σ(Mp)**	**$\sigma \leq \sigma_{sol}$**
S_1	1077.84	239.68	5.62	198.45	0.12	C.V
S_2	899.87	239.68	5.62	198.45	0.10	C.V
S_3	629.84	239.68	5.62	198.45	0.09	C.V
S_4	374.29	239.68	5.62	198.45	0.07	C.V

Tableau VI.9: Vérification de chevauchement des semelles

Sens	**Semelle**	**A(m)**	**A'(m)**	**1.5x(A+A')/2**	**L (m)**	**L ≥ 1.5x(A+A')/2**
X	S_1-S_2	3.50	3.50	5.25	4.05	C.N.V
	S_2-S_3	3.50	3.50	5.25	4.20	C.N.V
	S_4-S_5	3.50	3.50	5.25	4.05	C.N.V
	S_6-S_7	3.50	3.50	5.25	4.05	C.N.V
	S_8–S_9	3.50	3.50	5.25	4.05	C.N.V
	S_{10}–S_{11}	3.50	3.50	5.25	4.30	C.N.V
	S_{11}–S_{12}	3.50	3.50	5.25	4.05	C.N.V
Y	S_1–S_4	3.50	3.50	5.25	4.20	C.N.V
	S_4–S_6	3.50	3.50	5.25	4.2	C.N.V
	S_6–S_8	3.50	3.50	5.25	4.20	C.N.V
	S_8–S_{11}	3.50	3.50	5.25	3.35	C.N.V

Remarque

D'après le tableau ci-dessus (Tableau VI.2) nous avons remarqué des chevauchements entre les semelles **S_1, et S_2, S_3 et S_f** . Vue les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

VI.4.2. 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.

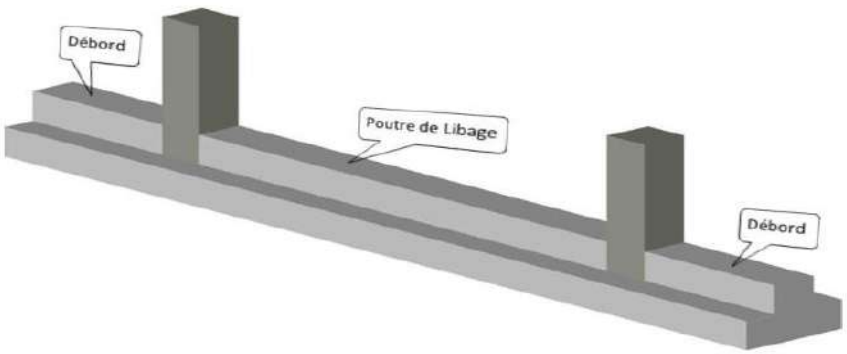


Fig VI.6: Schéma d'une semelle filante sous poteaux

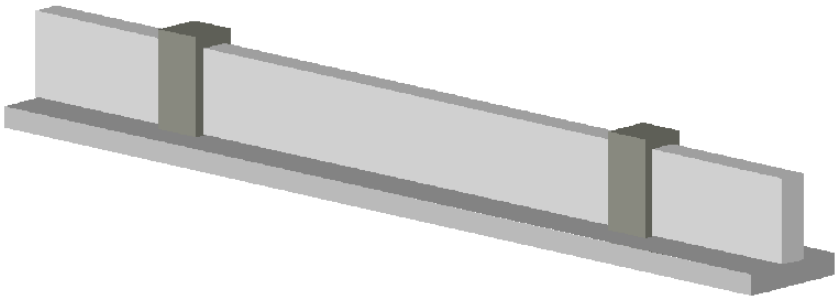


Fig VI.7: Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.4.2.1. Dimensionnement

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

$$N = \frac{\sum N}{L} \quad ; \quad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ∑N : est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}}$; $d \geq \frac{B-b}{4}$; $h=d+c+\frac{\emptyset}{2}$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

bloc A

Tableau VI.10: dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	d_b(m)	e(m)
SF_1	5.45	432.97	0.79	1.50	0.30	0.25	0.025
SF_2	20.45	1461.73	0.40				
SF_3	18.90	1951.73	1.03				
SF_4	18.00	2326.66	1.30				
SF_5	17.70	1740.98	0.97				
SF_6	17.70	215.13	0.13				

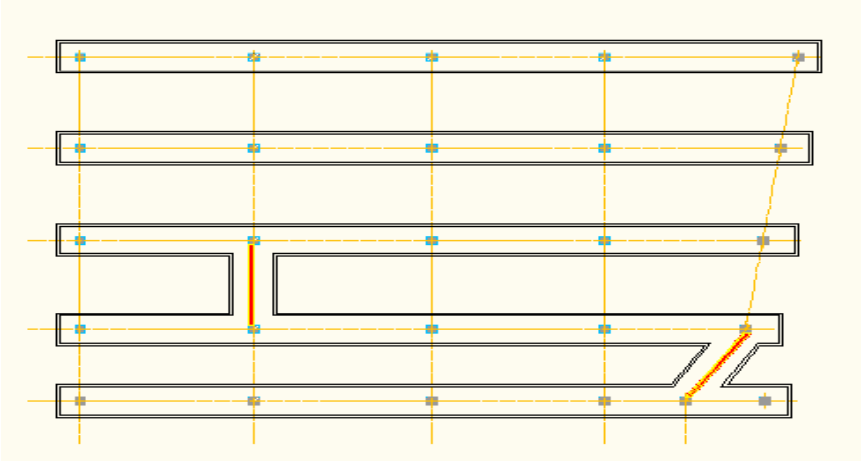


Fig .VI.8: La proposition finale des semelles.

bloc b

Tableau VI.11: dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	d_b(m)	e(m)
SF_1	7.95	603.02	0.75	1.50	0.3	0.25	0.025
SF_2	10.79	1419.56	1.31				
SF_3	13.58	1667.27	1.23				
SF_4	16.22	1556.2	0.96				
SF_5	18.40	1397.09	0.76				

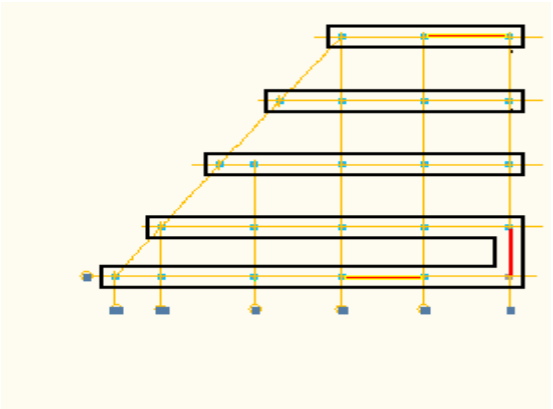


Fig VI.9: La proposition finale des semelles.

VI.4.2.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes

Il faut vérifier que $\sigma \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle}}{S_f}$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

bloc A

Tableau VI.12: vérifications des contraintes des semelles filantes.

Semelle	N_{ser}(KN)	$P_{semelle}$ (K)	S_f (m^2)	σ(Mp)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
SF_1	432.97	61.31	8.175	0.06	C.V
SF_2	1461.73	230.06	30.67	0.07	C.V
SF_3	1951.73	211.16	28.15	0.080	C.V
SF_4	2326.66	204.75	27.30	0.092	C.V
SF_5	1740.98	201.37	26.85	0.07	C.V
SF_6	215.13	199.57	26.61	0.02	C.V

bloc B

Tableau VI.13: vérifications des contraintes des semelles filantes**.**

Semelle	N_{ser}(KN)	$P_{semelle}$ (K)	S_f (m^2)	σ(Mp)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
SF_1	603.02	89.43	11.98	0.06	C.V
SF_2	1419.16	121.40	16.19	0.10	C.V
SF_3	1667.27	152.77	20.37	0.09	C.V
SF_4	1556.20	182.48	24.33	0.071	C.V
SF_5	1397.09	207.00	27.60	0.06	C.V

VI.4.2.3.Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ **Armatures principales**

$$A=N\left(1+\frac{3e_{0b}}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

bloc A

Tableau VI.14: Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	L (m)	$N_{E.L.U}$ (KN)	N_{ser} (KN)	A_U (Cm^2)	A_{ser} (Cm^2)	A_{Uchois} (Cm^2)	$A_{SERchoi}$ (Cm^2)	ESP (Cm)
SF_1	5.45	602.29	432.97	0.86	1.07	7HA12 = 7.92		20
SF_2	20.45	2318.07	1461.73	3.33	3.62			
SF_3	18.90	602.29	1951.73	0.86	4.83			
SF_4	18.00	3367.62	2326.66	3.35	5.75			
SF_5	17.70	3591.71	1740.98	5.16	4.30			
SF_6	17.70	2433.30	215.13	3.50	0.53			

bloc B

Tableau VI.15: Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	L (m)	$N_{E.L.U}$ (KN)	N_{ser} (KN)	$N_{U/ml}$ (KN)	$N_{ser/ml}$ (KN)	A_U (Cm^2)	A_{ser} (Cm^2)	A_{Uchois} (Cm^2)	$A_{SERchoi}$ (Cm^2)	ESP (Cm)
SF_1	7.95	1283.65	603.02	106.97	50.25	1.84	1.49	7HA12 = 7.92		15
SF_2	10.79	1983.80	1419.16	165.31	118.26	2.85	3.51			
SF_3	13.58	2331.24	1667.27	194.27	138.93	3.35	4.12			
SF_4	16.22	2640.11	1556.20	220.00	129.68	3.79	3.85			
SF_5	18.40	2280.81	1397.09	190.06	116.42	3.27	3.45			

- Pour les semelles (SF_1, SF_2, SF_3, SF_4, SF_5,) n'est pas munie de poutre de libage, on prévoit donc des armatures de répartitions.

❖ **Armatures de répartition**

$$A_{rép} = \frac{A(cm^2).B(m)}{4} \quad ; \quad ESP = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

bloc A

Tableau VI.16: Armatures de répartition de la semelle filante.

Semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF (1à10)	5HA12=5.65	20

bloc b

Tableau VI.17: Armatures de répartition de la semelle filante.

Semelle	$A_{répartition}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF (1à10)	5HA12=5.65	20

VI.4.2.4. Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_s}$

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

bloc A

Tableau VI.18: Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF (1 à 10)	12	42.86	18.50	37.50	Courbe

bloc b

Tableau VI.19: Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Semelle	Ø(mm)	L_s(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF (1 à 10)	12	42.86	18.50	37.50	Courbe

Commentaire

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.5. FERRAILLAGE LONGITUDINAL

VI.5.1.Dimensionnement

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.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \ ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL1 , PL2 , PL3 et PL4) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF2 ,SF3,SF4,SF5) respectivement .

bloc A

Tableau VI.20: Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	L(m)	h(m)	I(cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
Pl	0.50	4.85	1.00	1429166.7	7.14	Oui

bloc B

Tableau VI.21: Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	L(m)	h(m)	I(cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
Pl	0.50	3.70	0.70	1429166.7	3.99	Oui

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

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

Avec :

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

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

bloc A

Tableau VI.22: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL	3591.71	2326.66	18.00	199.53	129.25

bloc B

Tableau VI.23: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL	3591.71	2326.66	16.22	162.77	102.80

Vi.5.2.calcul des moments :

Aux appuis

À l'ELU:

$$Ma = -\frac{q_u * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1 + \gamma)}$$

À l'ELS :

$$Ma = -\frac{q_{ser} * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1 + \gamma)}$$

En travées

À l'ELU:

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

À l'ELS :

$$Mt = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

bloc A

Tableau VI.24: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
PL1	488.17	294.86	316.23	191.00

Bloc B

Tableau VI.25: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
PL1	203.78	157.35	128.70	99.37

VI.5.3Armatures longitudinales

❖ **Calcul à l'ELU**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \quad ; \text{ on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

bloc A

Tableau VI.26: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Elément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	**Travée**	294.86	96.70	8.95	0.00	6HA16= 12.06
	Appui	488.17	96.70	15.07	0.00	8HA16= 16.08

bloc B

Tableau VI.27: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Elément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL1	**Travée**	157.35	67	6.92	0.00	4HA16= 8.04
	Appui	203.78	67	9.03	0.00	6HA16= 12.06

VI .5.3.1Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

bloc A

Tableau VI.28: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Elément		A_{ELU} (cm^2)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL1	Travée	12.06	191.00	11.5	201	C.V
	Appui	16.08	316.23	14	201	C.V

bloc B

Tableau VI.29: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Elément		A_{ELU} (cm^2)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL1	Travée	8.04	99.37	9.03	201	Oui
	Appui	12.06	128.70	9.19	201	Oui

On remarque que les vérifications des contraintes ne sont pas satisfaisantes.

VI.5.4.Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=*1.2 = 4.80cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI.5.5.Armatures transversales

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

bloc A

Tableau VI.30: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

élément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	Choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	564.03	1.16	3.33	4HA8=2.01	10	15

Tableau VI.31: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

élément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	Choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	334.94	1.00	3.33	4HA8=2.01	10	15

VI.6.FERRAILLAGE DES LONGRINES : Selon le RPA 99 version 2003

►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]

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

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : S3

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

F= (N/ α) ≥20 KN

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

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

❖ **La section choisie :** 30*35 cm^2

❖ **Matériaux**

- **Situation durable**
- - Béton : σbc= 14.2 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5

- Acier: FeE 400; σs= 348 MPa; FeE 400; γs = 1.15

- **Situation accidentelle**

- Béton : σbc= 18.48 MPa ; fc28= 25 MPa ; γb= 1.5

- Acier:FeE400;σs= 400 MPa; γs = 1

VI.6.1.Recommandation des règlements

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 1Ø1)

❖ Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- St ≤ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e (cos\alpha + \sin\alpha)}$

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

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min [\frac{h}{35} ; \frac{b}{10}]$

VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

F= (N/ α) ≥20 KN **avec :α**=10

A= (F/σ_s)

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

bloc B

Tableau .VI.32 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	A_{Min}CBA(cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification
30*35	2640.11	220	6.32	6HA14=9.23	1.05	8.40	C.V

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

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

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

σ_s =F/$A_{choisie}$

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

bloc B

Tableau .V.33: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*35	1667.27	138.93	9.23	200.63	201.63	CV

VI.6.4.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

❖ $\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [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] ◄◄ [1] :

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 ……..[Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

□ □ Selon le CBA93►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- S_t = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28} .K)}{0.9 f_e (cos\alpha + \sin \alpha i)}$

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

bloc B

Tableau .VI.34 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			St $_{adopté}$ (cm)		
B (cm^2)	**τ_u(Mpa)**	**S_t (cm)**	**A_t(cm^2)**	**$S_{t(nodale)}$ (cm)**	**$S_{t(courant)}$ (cm)**	**A_t(cm^2)**	**S_t (nodale) (cm)**	**S_t (courant) (cm)**	**$A_{t\ choisie}$ (cm^2)**
30*35	0.40	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	2Ø8 =1

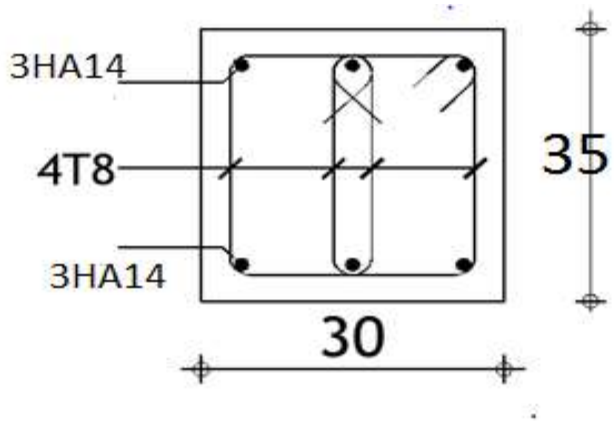


Fig VI.10: Ferraillage des longrines

Conclusion générale

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

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

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