



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET

POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA

RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة -1-

UNIVERSITE DE BLIDA -1-

قسم الهندسة المدنية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVILE

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention Du Diplôme de Master

Génie Civil

Option : Structure

THEME :

**ETUDE DUN BATIMENT R+5 ETAGES EN  
BETON ARME A USAGE D'HABITATIONS**

Présente par :

- **Nour Rachad Mohamed**

Encadre par :

- **Mr. Abdelhamid Hebbouche (promoteur)**
- **Mm.Halfaya Fatma Zohra (Co-promoteur)**

Septembre 2022

## **Remerciements :**

**je remercie tout d'abord dieu qui m'a donné la force et**

**le courage pour accomplir ce projet .**

**je tiens a remercier Mr. Abdelhamid hebbouche et mm. Halfaya fatma zohra en sa qualité**

**d'encadreur surtout pour son soutien moral et ses encouragements.**

**Je tiens a remercier également toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin a la**

**realisation et a l'aboutissement de ce travail.**

**DEDICACE :**

**JE DIDIE CE TRAVAIL :**

**A MES TRES CHERS PARENTS EN RECONNAISSANCE DE LEUR**

**SOUTIEN TOUT AU**

**LONG DE MES ETUDES**

**MES FRERES ET MES SOEURS**

**MES AMIS**

**TOUTE MA PROMOTION, EN GENERALE.**

**ET ENFIN A TOUTES LES PERSONNE AYANT CONTRIBUE DE**

**PRES OU DE LOIN AU**

**BON DEROULEMENT ET A L'ABOUTISSEMENT DE CE TRAVAIL**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# SOMMAIRE

|   |    |
|---|----|
| INTRODUCTION GENERALE                         |    |
| I-1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE                 |    |
| I-2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE                  | 1  |
| I-2-1 DIMENSIONS EN ELEVATION                 | 1  |
| I-2-2 DIMENSIONS EN PLAN                      | 1  |
| I-2-3 SYSTEME DE CONTRVEMENTEMENT             | 6  |
| I-3 DESCRIPTION DE LA STRUCTURE               | 6  |
| I-3-1 PLANCHERS                               | 6  |
| I-3-2 MACONNERIE                              | 6  |
| I-3-3 REVETEMENT                              | 6  |
| I-3-4 PLAFOND                                 | 6  |
| I-3-5 ACROTERE                                | 6  |
| I-3-6 INFRASTRUCTURE                          | 7  |
| I-3-7 ESCALIERS                               | 7  |
| I-4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX            | 7  |
| I-4-1 BETON                                   | 7  |
| I-4-2 ACIER                                   | 8  |
| II- PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS           | 10 |
| II-1 INTRODUCTION                             | 11 |
| II-2 PREDIMENSIONNEMENT DU PLANCHER           | 11 |
| II-3 EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES | 12 |
| II-4 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS          | 14 |
| II-4-1 LES PORTIQUES                          |    |
| A-LES POUTRES                                 | 14 |
| B-LES POTEAUX                                 | 17 |
| II-4-2 LES VOILES                             | 26 |

|   |     |
|---|-----|
| III- CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES    | 29  |
| III-1 ACROTERE                          | 29  |
| III-2 ESCALIERS                         | 34  |
| III-4 CALCUL DES POUTRELLES             | 42  |
| IV-1 INTRODUCTION                       | 51  |
| IV-2 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL      | 59  |
| IV-3 ANALYSE MODALE DU MODELE INITIAL   | 63  |
| IV-4 VARIANTE I DU MODELE CONTRVENTE    | 66  |
| IV-5 VARIANTE I DU MODELE CONTRVENTE    | 67  |
| IV-6 ANALYSE SISMIQUE                   | 68  |
| IV-7 CONCLUSION                         | 76  |
| <br>                                    |     |
| V- FERRAILLAGES DES ELEMENTS RESISTANTS |     |
| V-1 INTRODUCTION                        | 78  |
| V-2 FERRAILLAGE DES POUTRES             | 78  |
| V-3 CALCUL DES POTEAUX                  | 91  |
| V-4 FERRAILLAGE DES VOILES              | 98  |
| <br>                                    |     |
| VI-ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE            |     |
| VI-1 INTRODUCTON                        | 106 |
| VI-2 TYPE DE FONDATION                  | 106 |
| VI-3 CONNAISSANCE DU SITE ET DU SOL     | 106 |
| VI-4 CHOIX DU TYPE DE FONDATION         |     |
| VI-5 FERRAILLAGE DES POUTRES DE LIBAGE  | 114 |
| VI-6 FERRAILLAGE DES LONGRINES          | 116 |

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE I

|  |   |
|--|---|
| Tableau I-1 Caractéristiques des matériaux | 8 |
|--|---|

## CHAPITRE II

|  |    |
|--|----|
| Tableau II-1 Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible | 12 |
|--|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau II-2 Charges permanentes du plancher étage courant | 13 |
|--|----|

## CHAPITRE III

|  |    |
|--|----|
| Tableau III-1 Détermination des efforts à ELU et ELS | 29 |
|--|----|

|                                   |    |
|-----------------------------------|----|
| Tableau III-2 PARAMETRES DE CALUL | 30 |
|-----------------------------------|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau III-3 Evaluation de charge permanente de palier de l'escalier | 36 |
|---|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau III-4 Evaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier | 37 |
|--|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau III-5 Combinaisons de charges de l'escalier | 37 |
|---|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau III.6 Récapitulation des résultats. | 39 |
|---|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau III.7 : les résultats de la flexion simple. | 39 |
|---|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau III.8 : vérification de l'espacement. | 40 |
|---|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau III.9 Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées ELU | 48 |
|---|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau III.10 Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées ELS | 48 |
|--|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau III.11 : Vérification à l'E.L.S En travée. | 52 |
|--|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau III.12 : Vérification à l'E.L.S aux appuis | 53 |
|--|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau III.13 : Récapitulation des résultats de la flèche. | 56 |
|---|----|

|                                  |    |
|----------------------------------|----|
| Tableau IV.1: Facteur de qualité | 61 |
|----------------------------------|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau IV-2 Périodes du modèle initial sans voiles | 65 |
|---|----|

|                                 |    |
|---------------------------------|----|
| Tableau IV-3 Période variante 1 | 66 |
|---------------------------------|----|

|                                  |    |
|----------------------------------|----|
| Tableau IV-4 PERIODES Variante 2 | 67 |
|----------------------------------|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau. IV.5 : Centre de masse et de torsion. | 70 |
|--|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau. IV.6 : Evaluation de l'excentricité de chaque niveau | 71 |
|---|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau. IV.7 : Vérification des déplacements inter-étage sens X | 72 |
|--|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau. IV.8 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y | 72 |
|--|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau. IV.9 : Pourcentage du poids total repris par les voiles | 72 |
|--|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau. IV.10 : Vérification de l'effort normal réduit à la base. | 73 |
|--|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau. IV.11 : Vérification l'effet P- $\Delta$ sens X | 75 |
|--|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau. IV.12 : Vérification l'effet P- $\Delta$ sens Y | 75 |
|--|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau.V.1 : Ferrailage longitudinal des poutres principales | 80 |
|---|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau.V.2 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires | 81 |
|---|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau.V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales | 82 |
|--|----|

|  |    |
|--|----|
| Tableau.V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires | 82 |
|--|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau.V.5 : Vérification des poutres principales selon le RPA | 83 |
|---|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau.V.6 : vérification des poutres principales selon le RPA | 83 |
|---|----|

|   |    |
|---|----|
| Tableau.V.7 Vérification des poutres secondaires selon le RPA | 84 |
|---|----|

|   |     |
|---|-----|
| Tableau.V.8 Ferrailage des poutres secondaires selon le RPA   | 84  |
| principales   |     |
| Tableau.V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres                             | 85  |
| secondaires   |     |
| Tableau. V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres                           | 85  |
| Tableau.V.11 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales | 86  |
| Tableau.V.12 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires | 86  |
| Tableau.V.13 Vérification de la flèche des poutres  | 87  |
| Tableau.V.14 Les Armatures longitudinaux des poteaux  | 93  |
| Tableau.V.15 Valeurs des contraintes à l'E.L. S   | 93  |
| Tableau.V.16 Valeurs des contraintes limites de cisaillement  | 95  |
| Tableau.V.17 Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés                    | 96  |
| Tableau.V.18 Vérification de la quantité d'armatures des poteaux                                    | 96  |
| Tableau.V.19 Les données de calcul  | 102 |
| Tableau.V.20 Calcul des armatures verticales des voiles   | 102 |
| Tableau V.21 Efforts réduit au niveau du voile V1   | 102 |
| Tableau V.22 Combinaisons de charges  | 103 |
| Tableau.V.23 Ferrailage verticales des voiles   | 104 |
| Tableau.V.24 Vérification des armatures à ELS   | 104 |
| Tableau.V.25 Calcul des armatures horizontales des voiles.  | 104 |
| Tableau.V.26 Diamètre des armatures transversales   | 105 |
| Tableau.VI.1 Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.                           | 110 |
| Tableau.VI.2 Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.  | 111 |
| Tableau VI.3 Dimensions des semelles filantes centrale à l'ELS                                      | 112 |
| Tableau VI.4 vérifications des contraintes des semelles filantes.                                   | 112 |
| Tableau VI.5 Armatures principales des semelles filantes.   | 113 |
| Tableau VI.6 Armatures de répartition de la semelle filante.  | 113 |
| Tableau VI.7 Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes                         | 113 |
| Tableau VI.9 Dimensionnement de la poutre de libage   | 114 |
| Tableau VI.10 Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage                               | 115 |
| Tableau VI.15 Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.                            | 116 |
| Tableau .VI.16 Ferrailage longitudinal des longrines  | 117 |
| Tableau.V.17 Vérification de contrainte à l'ELS des longrines                                       | 118 |



# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I

|  |   |
|--|---|
| Figure I-1 PLAN RDC                    | 2 |
| Figure I-2 PLAN ETAGE                  | 3 |
| Figure I-3 PLAN TOITUR                 | 4 |
| Figure I-4 COUE ELAVATION              | 5 |
| Figure I-5 DIAGRAMME CONTRAINTES BETON | 8 |
| Figure I-6 DIAGRAMME CONTRAINTES ACIER | 9 |

## CHAPITRE II

|  |    |
|--|----|
| Figure II-1 SCHEMA D'UN PLANCHER CORPS CREUX         | 11 |
| Figure II-2 SCHEMA D'UN PLANCHER CORPS CREUX CHOISIS | 12 |

## CHAPITRE III

|  |    |
|--|----|
| Figure III-1 L'ACROTERE  | 29 |
| Figure III-3 FERRAILLAGE DE L'ACROTERE                             | 34 |
| Figure III-4 COUPE ESCALIERS                                       | 35 |
| Figure III-5 VUE EN PLAN ESCALIERS                                 | 35 |
| Figure III-6 SCHEMA STATIQUE                                       | 36 |
| Figure III.7 Diagramme des efforts internes                        | 37 |
| Figure III.8 Diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELU    | 38 |
| Figure III.9. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U              | 38 |
| Figure III.10 : diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS | 38 |
| Figure III.11 Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S              | 39 |
| Figure III.12 Dimensionnement de la poutrelle                      | 42 |
| Figure III.13 Poutrelle avant coulage.                             | 42 |
| Figure III.14 : Ferrailage des poutrelles                          | 56 |
| Figure III.15 : Schéma de la Table de compression                  | 57 |
| Figure IV-1 Choix du facteur R                                     | 60 |
| Figure IV-2 Fonction spectrale                                     | 62 |
| Figure IV-3 Vue en plan d'un étage sans voile                      | 63 |
| Figure IV-3 Modèle initial avec ROBOT (sans voiles)                | 64 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure IV.4. Torsion en Mode 2 du modèle initial sans voiles                           | 65  |
| Figure IV-5. Disposition des voiles adoptée pour variante 1                            | 66  |
| Figure IV-6. Disposition des voiles V1 et V2 adoptée pour variante 2                   | 67  |
| Figure IV-7. Vue 3D du modèle de la variante 2 avec les voiles                         | 68  |
| Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres                                | 82  |
| Fig. V.2: Ferrailage des poutres principales (30*40) intermédiaires du niveau-terrasse | 87  |
| Figure V.3 : Ferrailage des poutres principales (30*40) de rive du niveau terrasse.    | 87  |
| Figure V.4 : Ferrailage des poutres principales (30*40) intermédiaires des étages.     | 88  |
| Figure V.5 : Ferrailage des poutres principales (30*40) de rive des étages.            | 88  |
| Figure V.6: Ferrailage des poutres secondaires intermédiaires du niveau terrasse.      | 89  |
| Figure V.7 : Ferrailage des poutres secondaires de rive du niveau terrasse.            | 89  |
| Figure V.8 : Ferrailage des poutres secondaires intermédiaires des étages.             | 90  |
| Figure V.9 : Ferrailage des secondaires de rive des étages.                            | 90  |
| Figure V.10 : Disposition des armatures dans les poteaux                               | 93  |
| Figure V.11: Ferrailage des poteaux carré (40×40)                                      | 93  |
| Figure V.12 : Ferrailage des poteaux carré (35×35)                                     | 98  |
| Figure V.13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.                    | 101 |
| Figure V.14 : Efforts dans les voiles.   | 101 |
| Figure V.15 Ferrailage voile V1  | 103 |
| Figure V.16 Ferrailage voile V2  | 103 |
| Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.                   | 108 |
| Figure VI.2 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.                   | 109 |
| Figure VI.3 : Semelle isolée sous poteau.  | 109 |
| Figure VI.4 : Les bulles de pression.  | 111 |
| Figure VI.5 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux                                | 111 |
| Figure VI.8: Ferrailage des longrines  | 118 |

## ملخص:

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي+ خمسة طوابق) ذات استعمال سكني و المقرر بناؤها ضمن المنطقة الزلزالية (IIa) مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة . قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر: \*القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل. \*قواعد الخرسانة المسلحة. تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج « AUTODESK ROBOT ». وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

## Résumé:

Ce projet consiste en l'étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation (RDC+5 étages) qui sera implanté à DJELIDA, wilaya de Ain Defla, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité (IIa).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « AUTODESK ROBOT ».

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

Mots clés : dimensionnement, béton armé, contreventement, ferrailage, éléments finis.

## Abstract:

The purpose of this project is a study of a reinforced concrete structure (ground+5 floors), and that will be implanted in DJELIDA, for residential use and this region is classified in the zone of medium seismicity (IIa).

The resistances of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

# NOTATION

## ❖ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

$A_{\text{ver}}$  : Section d'armatures verticales.

$A_{\text{h}}$  : Section d'armatures horizontales.

$A_{\text{c}}$  : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

$A_{\text{D}}$  : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

$B_{\text{r}}$  : Section réduite du béton d'un poteau.

$B_{\text{t}}$  : Section de la partie tendue.

$L_{\text{t}}$  : Largeur de la section tendue.

$M_{\text{t}}$  : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

$E_{\text{v}}$  : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_{\text{i}}$  : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_{\text{s}}$  : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

$I_{\text{e}}$  : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

$M_{\text{t}}$  : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

$M_{\text{a}}$  : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

$M_{\text{u}}$  : Moment fléchissant à l'E.L.U.

$M_{\text{ser}}$ : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

TU : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

## ❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

$b_0$  : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

$d$  : Hauteur utile d'une section.

$f$  : Flèche.

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

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

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

$i$  : Rayon de giration.

$I_f$  : Longueur de flambement,

$S_t$  : Espacement de cours d'armature transversale.

$S_h$  : Espacement de cours d'armature horizontale.

$S_v$  : Espacement des armatures verticales.

### ❖ Majuscules grecques :

$\Delta$  : Variation.

$\Sigma$  : sommation.

$\Phi$  : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

$W$  : poids.

### ❖ Minuscules grecques :

$\alpha$  : Angle.

$\gamma$  : Coefficient de sécurité.

$\varepsilon$  : Déformation relative.

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\lambda$  : Élancement mécanique.

$\mu$  : Coefficient de frottement.

$\nu$  : Coefficient de POISSON.

$\rho$  : Rapport de deux dimensions

$\zeta$  : Contrainte normale.

$\eta$  : Contrainte tangentielle.

$\delta$  : Déplacement d'un niveau.

# Introduction générale

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis M.E.F permettant le calcul automatique de structures diverses. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la M.E.F et le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la M.E.F et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres.

Dans notre étude, on s'intéresse à la modélisation par **AUTODESK ROBOT**, c'est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales, permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+5 implanté en zone de moyenne sismicité (zone IIa), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

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

***CHAPITRE I :***  
***Présentation de***  
***l'ouvrage***

## I.1 Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un bâtiment en RDC+5 étages à usage d'habitation qui sera implanté à DJELIDA, qui 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 de Béton Armé "CBA93" [2]
- Le DTR.B.2.2 [3]
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003" [1]

La communication verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par des escaliers et ascenseurs,

Les planchers sont constitués de dalles en corps creux et pleines assurant une rigidité du diaphragme horizontal.

## I.2 Description de l'ouvrage :

### I.2.1 -Dimension en élévation :

- Hauteur du RDC : +3.06m
- Hauteur de l'étage courant : +3.06m
- Hauteur total du bâtiment : 18.36m avec ascenseur

### I.2.2 -Dimension en plan :

- La longueur du bâtiment à la base :.....26.80m
- La largeur :.....19.85m



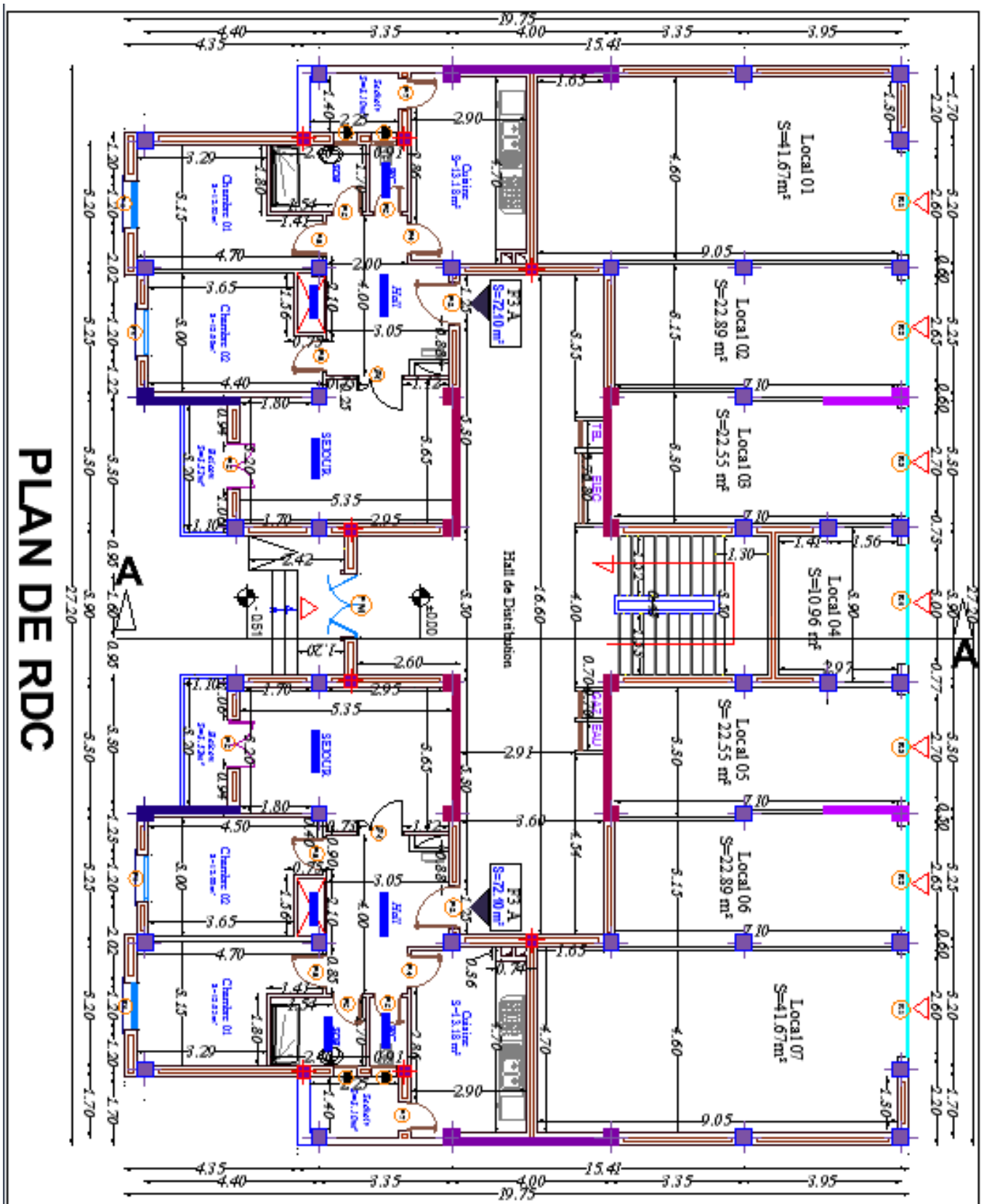


Fig.I.1 : Plan RDC

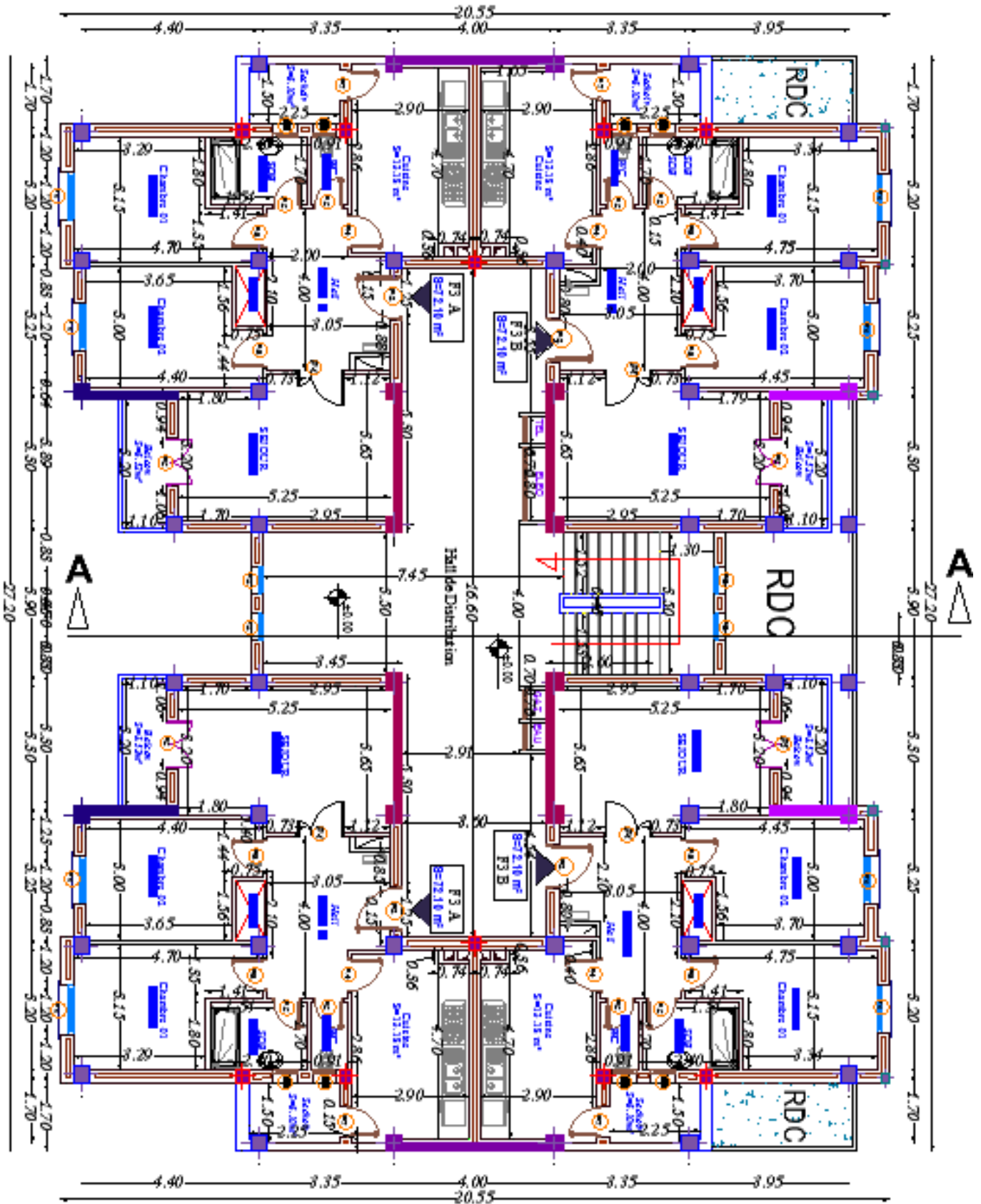


Fig.I.2 : Plan ETAGE

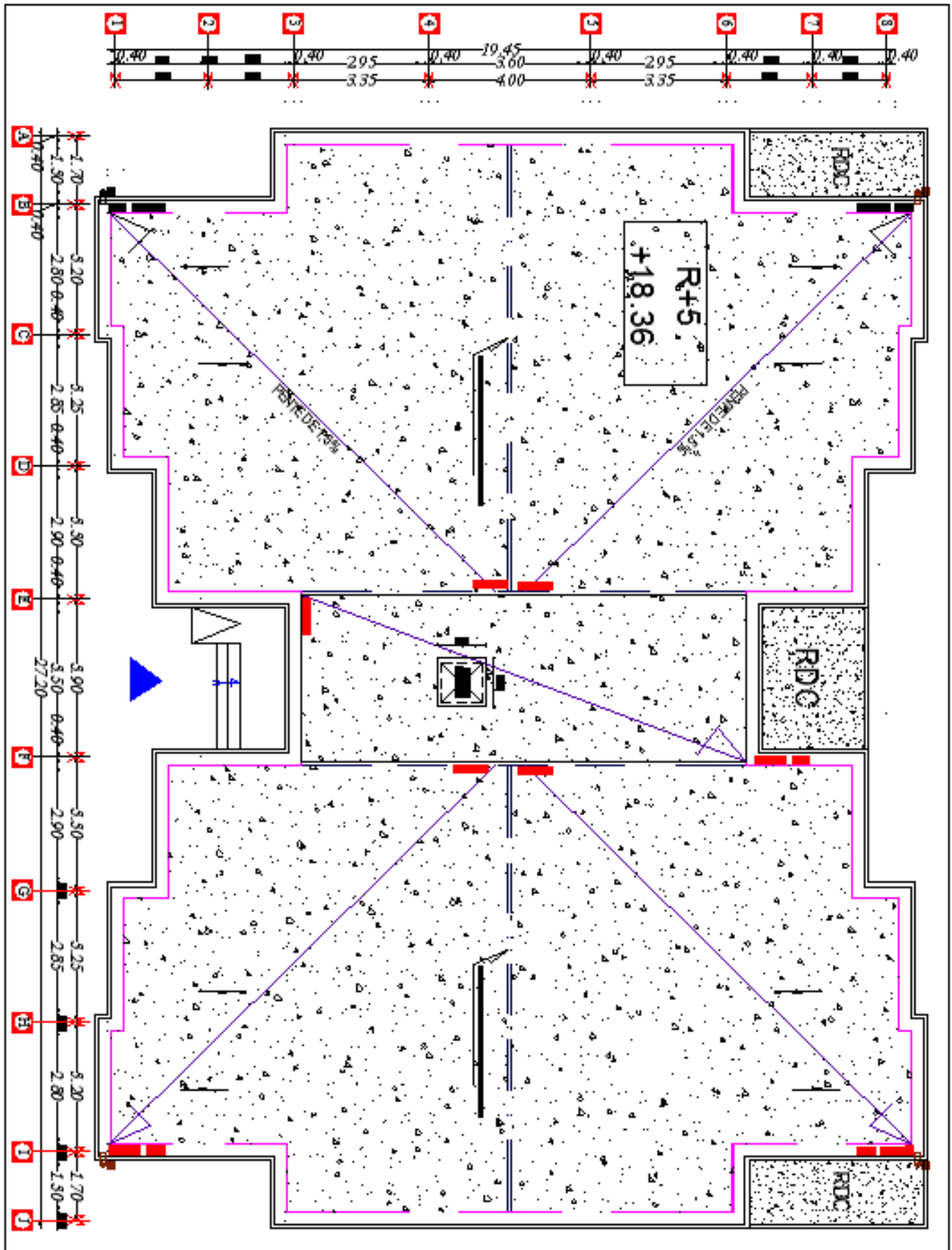


Fig.I.3 : Plan Toiture

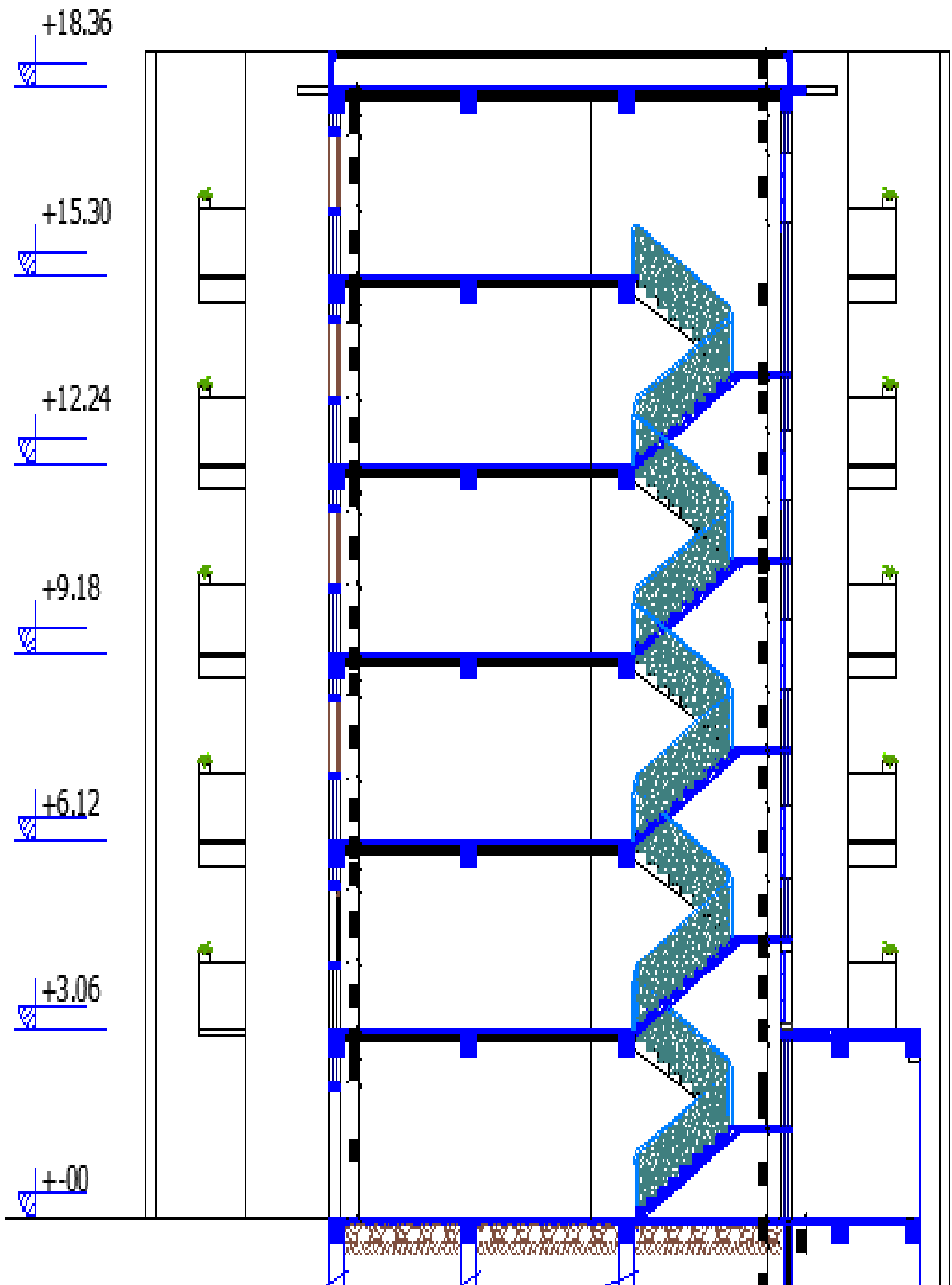


Fig.I.4 : Coupe élévation

### I.2.3. Système de contreventement :

On adopte pour notre projet qui comporte une hauteur 18.36m, un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique voile.

Ce système est préconisé par l'article ►► Art [3.4.A] ◀◀ du RPA99, 2003.

### 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 type de plancher :

- 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 65 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.

La contrainte admissible du sol est de  $1.50 \text{ bars} = 0.15 \text{ Mpa}$  {une profondeur d'ancrage de 2.00m. le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

### I.3.7 Les escaliers :

On a le type d'escalier droit composée de deux volées, escalier en béton armé coulé sur place a paillasse adjacente les marches seront revêtues en carrelage.

## I.4 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

Les bétons et les aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) 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) La formulation du béton utilisé a permis d'obtenir un béton avec une résistance à la compression à 28 jours égale à  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ .

$$\leftarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83j}$$

$$\leftarrow f_{c28} > 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95j}$$

La résistance à la traction du béton  $f_{tj}$  est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ avec } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en MPa}$$

#### b) Module d'élasticité :

- **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  $< 24 \text{ h}$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 34179.56 \text{ Ma}$$

Module différé pour les charges de longue durée

$$E_j = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_j = 11496.76 \text{ MPa}$$

c) La contrainte de calcul béton comprimé :

i. Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

La courbe est sous forme d'une parabole

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

La courbe est sous forme d'une droite constante

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

ii. Etat Limite Service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

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

Coefficient de poisson :

$$\nu = \frac{\delta a / a}{\delta L / L} \rightarrow \begin{matrix} \nu = 0.2 & \text{E.L.S} \\ \nu = 0.0 & \text{E.L.U} \end{matrix}$$

Avec :

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

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

### 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 :

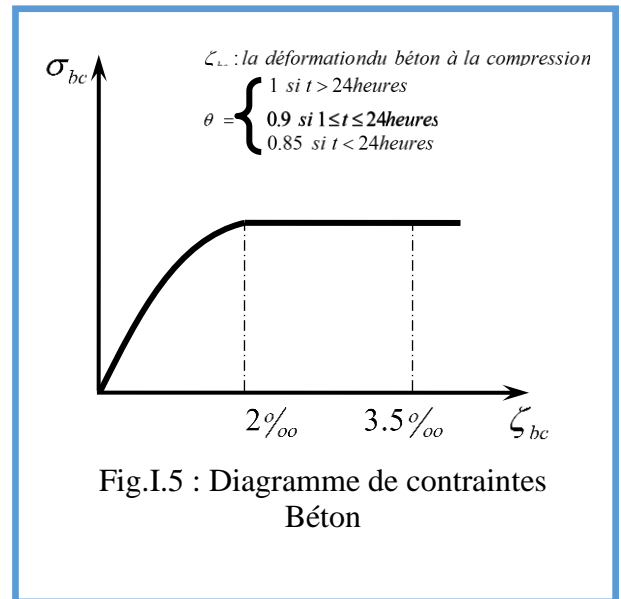


Fig.I.5 : Diagramme de contraintes Béton

| Nature de l'acier           | Utilisation             | Nuance | Fe (MPa) |
|-----------------------------|-------------------------|--------|----------|
| Ronds lisses RL             | Armatures Transversales | FeE215 | 215      |
| Barres à haute adhérence HA | Armature longitudinale  | FeE400 | 400      |
| Treillis soudés TS          | Dalles                  | TLE520 | 520      |

**Tableau I-1**

**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  $\sigma$  et la déformation relative  $\zeta$ .

**\*Etat Limite Ultime (E.L.U) :**

- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier  $\rightarrow f_e = 400MPa$
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier  $\rightarrow E_s = 2.1 \cdot 10^5 MPa$
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité  $\rightarrow \gamma_s = 1.15$  (permanent)
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité  $\rightarrow \gamma_s = 1$  (Situation accidentelle)

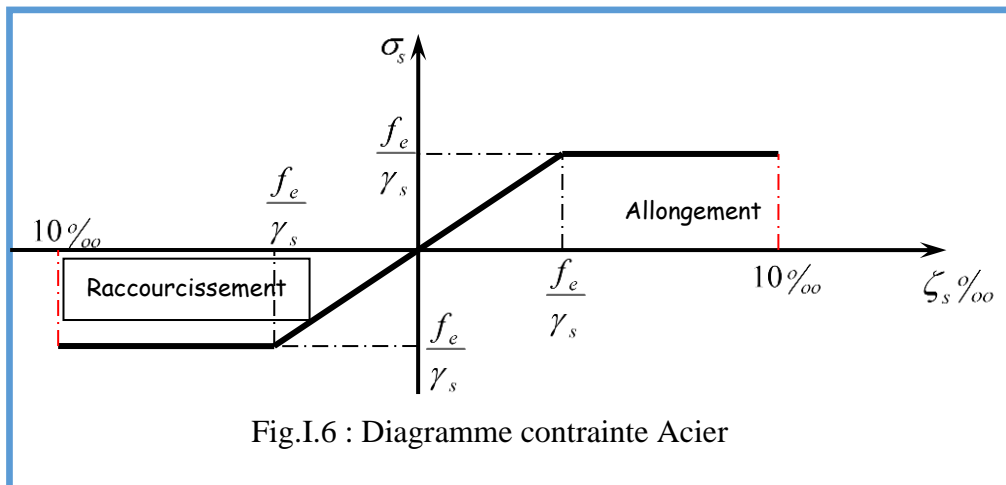


Fig.I.6 : Diagramme contrainte Acier

**\*Etat**

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

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

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification  $\bar{\sigma}_s = f_e$
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(240 ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$
- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$

Avec :

- $\eta = 1.0$  ..... pour les aciers rends lisses (R.L).
- $\eta = 1.6$  ..... pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

**Coefficient d'équivalence :**

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

- n : Coefficient d'équivalence.
- $E_s$  : Module de déformation de l'acier.
- $E_b$  : Module de déformation du béton.



*CHAPITRE II :*  
*Prédimensionnement des*  
*éléments*

## II.1. INTRODUCTION :

Pour commencer, 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 :

### II.2.1 Choix du type de plancher :

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 :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \text{ou bien : } h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

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

$h_t$  : hauteur totale du plancher

$L = 4.40 \text{ m} - 0.3 \text{ m} = 4.10 \text{ m}$  (avec 4.40m longueur entre axe)

D'où alors  $16.4 \leq h_t \leq 20.5$  on adopte  $h_t = 20 \text{ cm}$  Telle que :  $h_t = (d + e)$

$d = 16 \text{ cm}$  (hauteur de corps creux).

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

Donc :  **$h_t = 20 \text{ cm}$**

### Conclusion :

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

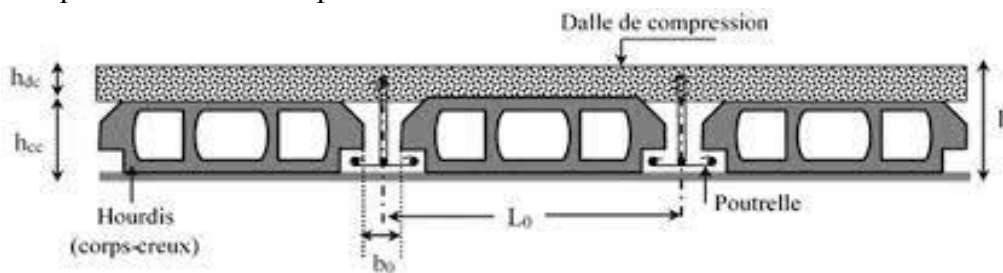


Fig.II-1 Schéma d'un plancher corps creux.

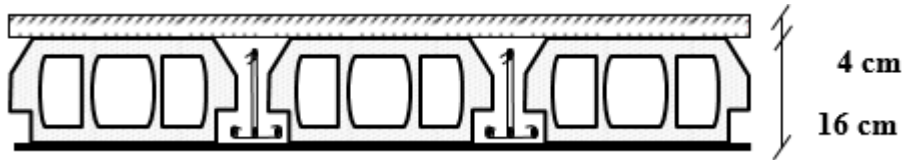


Fig.II-2 Schéma du plancher corps creux choisi.

### II.2.2 Condition d'isolation acoustique :

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

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

### II.2.3 Condition de la flèche : (CBA 93 article B 6.5.3.)

Si  $L \leq 5\text{m} \rightarrow f \leq \frac{L}{500}$

Si  $L > 5\text{m} \rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

## 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.**

| Désignation des éléments               | Poids volumiques $\gamma$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ) | e (m) | Poids ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )                     |
|--|--|-------|--|
| Couche de gravier roulé                | 17   | 0,05  | 0,85   |
| Etanchéité multicouche                 | 06   | 0,02  | 0,12   |
| Béton en forme de pente                | 22   | 0,10  | 2,2  |
| Feuille de polyane                     | -  | -     | 0,01   |
| Hourdis et table de compression (16+4) | -  | 0,20  | 2,80   |
| Isolation thermique                    | 4  | 0,04  | 0,16   |
| Enduit sous plafond                    | 10   | 0,02  | 0,2  |
|  |  |       | <b><math>G_t = 6,34 \text{ kN}/\text{m}^2</math></b> |

#### II.3.1.2. Charges d'exploitation :

Surcharge d'exploitation  $Q = 1.00 \text{ kN}/\text{m}^2$ . Pour une terrasse est inaccessible.

**II.3.2. Plancher étage courant :****II.3.2.1. Charges permanentes :****Tableau II.2. Charges permanentes du plancher étage courant**

| Désignation des éléments               | Poids volumiques $\gamma$ ( $kN/m^3$ ) | e (m) | Poids ( $KN/m^2$ )                    |
|--|--|-------|---------------------------------------|
| Carrelages                             | 20                                     | 0,02  | 0,4                                   |
| Mortier de pose                        | 20                                     | 0,02  | 0,4                                   |
| Couche de sable                        | 18                                     | 0,03  | 0,54                                  |
| Hourdis et table de compression (16+4) | -                                      | 0,20  | 2,80                                  |
| Enduit au plâtre                       | 10                                     | 0,02  | 0,20                                  |
| Cloisons de séparation                 | -                                      | 0,10  | 1.26                                  |
|  |  |       | <b><math>G_e = 5,60 KN/m^2</math></b> |

D'après le DTR B.C 2.2 Charges et surcharges, le poids d'une cloison de séparation de 10 cm d'épaisseur en brique creuses sans revêtement est de  $0.90 KN/m^2$ .

En ajoutant un revêtement en mortier de ciment des deux faces d'une cloison d'une valeur de  $0.18 KN/m^2$  on obtiendra au total :  $0.90 + 0.18 \times 2 = 1.26 KN/m^2$ .

**II.3.2.2. Charges d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation  $Q = 1.50 kN/m^2$ . Pour un usage de logement.

**II.3.3. Maçonnerie :****a. Murs extérieurs (double-cloisons) :****Tableau II.3 : Charges permanentes du mur double cloison.**

| N°   | Composant        | Epaisseur (m) | Poids volumiques ( $KN/m^3$ ) | Poids surfaciques ( $KN/m^2$ ) |
|--|------------------|---------------|-------------------------------|--------------------------------|
| 1  | Enduit en ciment | 0.02          | -                             | $2 \times 0.18$                |
| 2  | Brique creuse    | 0.10          | -                             | $2 \times 0.90$                |
| 3  | Lame d'air       | 0.10          | -                             | -                              |
| <b>Charge permanente G (<math>KN/m^2</math>)</b> |                  |               |                               | <b>2.16</b>                    |

**b. Murs intérieurs (simple-cloison) :****Tableau II.4 : Charges permanentes du mur simple cloison.**

| N°   | Composant        | Epaisseur (m) | Poids volumiques ( $KN/m^3$ ) | Poids surfaciques ( $KN/m^2$ ) |
|--|------------------|---------------|-------------------------------|--------------------------------|
| 1  | Enduit en ciment | 0.02          | -                             | $2 \times 0.18$                |
| 2  | Brique creuse    | 0.10          | -                             | 0.90                           |
| <b>Charge permanente G (<math>KN/m^2</math>)</b> |                  |               |                               | <b>1.26</b>                    |

## II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS:

### II.4.1. LES PORTIQUES :

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

#### A) -LES POUTRES :

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

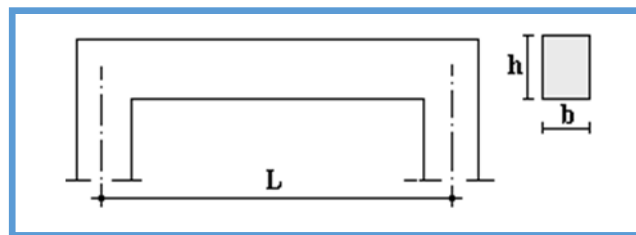


Fig. II.3 : Schéma de la poutre

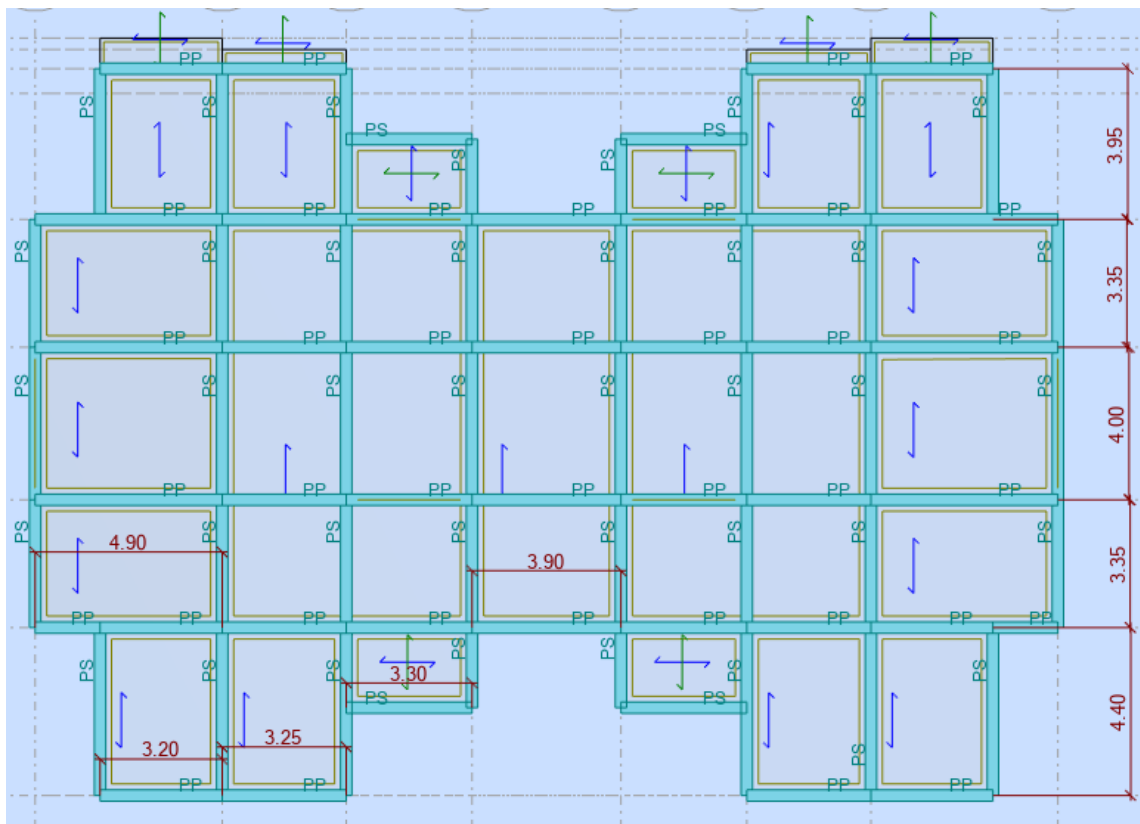


Fig. II.4 : Vue en plan des poutres et entre axes

**A-1. 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:  $L = 4.90m - 0.30 m = 4.60m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 30.66cm \leq h \leq 46cm$$

On adopte :  $h = 40cm$

**Détermination de la largeur « b » :**

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

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 :

|   |   |                                   |         |
|---|---|-----------------------------------|---------|
| { | $b \geq 20cm \longrightarrow$               | $b = 30cm > 20cm$                 | Vérifié |
|   | $h \geq 30cm \longrightarrow$               | $h = 40cm > 30cm$                 | Vérifié |
|   | $\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow$        | $\frac{40}{30} = 1.33 < 4$        | Vérifié |
|   | $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1 \longrightarrow$ | $30 < 1.5 \times 40 + 30 = 90 cm$ | Vérifié |

**-Condition de rigidité :**

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

$$\frac{40}{460} = 0.087 > 0.062 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

**A-2. Poutres secondaires (non 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 et  $h$  : La hauteur de la section.

$b$ : La largeur de la section.

**Détermination de la hauteur « h » :**

On a:  $L = 4.40m - 0.30m = 4.10m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 27.33cm \leq h \leq 41cm$$

On adopte:  $h=35cm$

**Détermination de la largeur « b » :**

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

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 :

|   |  |         |
|---|--|---------|
| { | $b \geq 20cm \longrightarrow b=30cm > 20cm$                                  | Vérifié |
|   | $h \geq 30cm \longrightarrow h=35cm > 30cm$                                  | Vérifié |
|   | $\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{35}{30} = 1.17 < 4$                | Vérifié |
|   | $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1 \longrightarrow 30 < 1.5 \times 35 + 30 = 82.5cm$ | Vérifié |

**-Condition de rigidité :**

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

$$\frac{35}{410} = 0.086 > 0.062 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

**Conclusion :**

- 1-toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.
- 2-Toutes les conditions sont vérifiées on adopte les sections :

- ✓ Poutres principales (Sens porteur) :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires (Sens non porteur) :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

**B) -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 :

- ✓  $Br = (b - 2)(h - 2) \rightarrow$  section rectangulaire.
- ✓  $Br = \pi(D - 2)^2 / 4 \rightarrow$  section circulaire.

**B-1. Etapes de prédimensionnement :**

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Le pré dimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire aux conditions du RPA.99 versions 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◀◀ [1] suivantes :( Pour les poteaux rectangulaires (carrés))

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

- ✓ Vérifier  $N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$  (CBA93 [B.8.4.1]) [2]

$A_s$  : section d'acier comprimé 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 périmètre.

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

- ✓  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton  
 $\gamma_b = 1,50$ ..... (Situation durable).
- ✓  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier  
 $\gamma_s = 1,15$ ..... (Situation durable).
- ✓  $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).
- ✓  $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ).
- ✓  $\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs Suivantes :



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

**Avec :**  $\lambda = \frac{L_f}{i}$  est l'élanement mécanique

$L_f = 0.7L_0$  : cest la longueur de flambement.

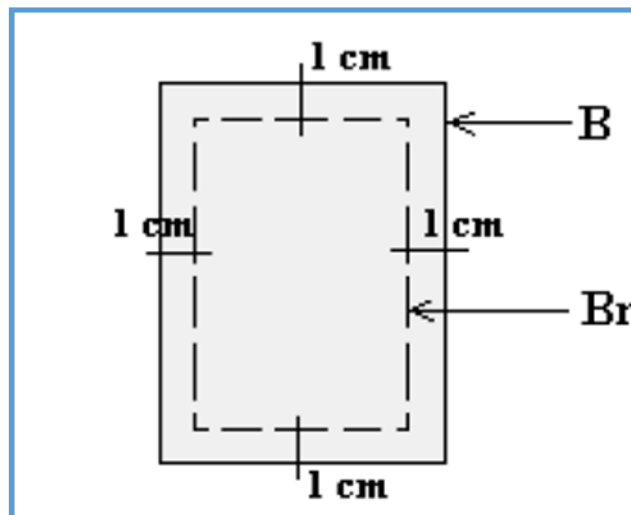
$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$  : cest le rayon de giration ; où :

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

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

### B-2. Descente 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.5 : Section réduite du poteau.**

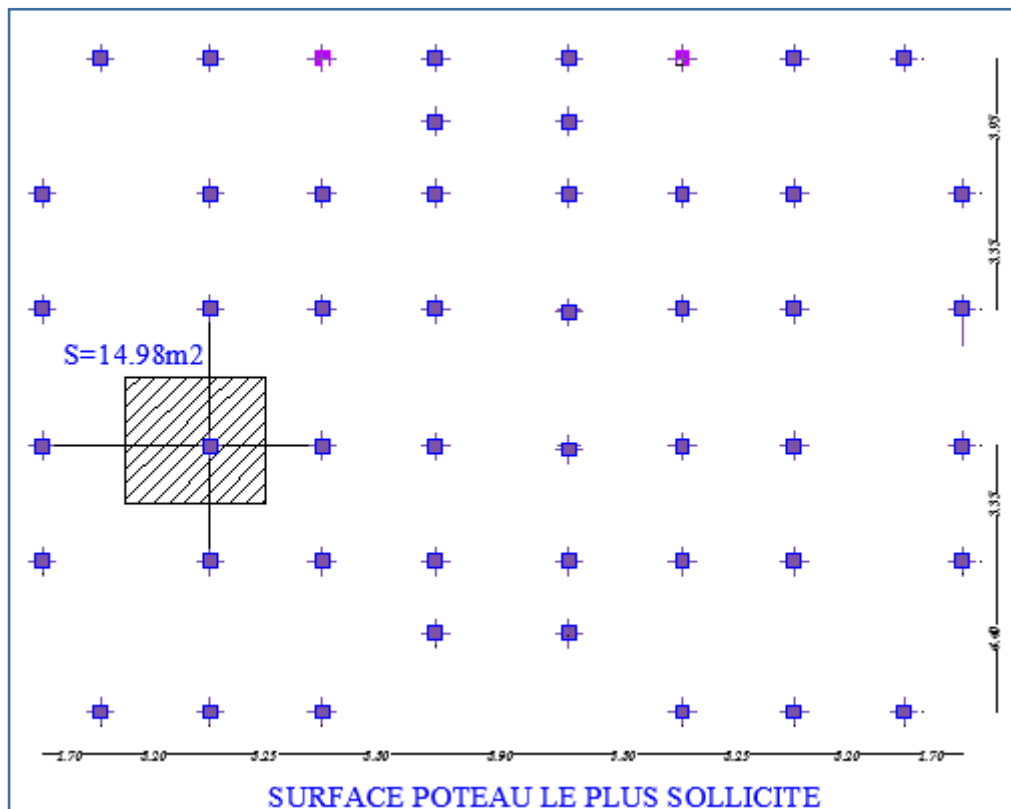
On prendra pour commencer la section minimale de poteau recommandée dans le RPA qui préconise pour la zone IIa une section  $\geq 25$  cm. Dans notre cas on choisira 30 x 30.

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

|            | Dimension | Br (mm <sup>2</sup> ) | L <sub>0</sub> (m) | L <sub>f</sub> (m) | i (m)  | $\lambda$ | $\alpha$ | A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> ) | $\bar{N}$ (KN) |
|------------|-----------|-----------------------|--------------------|--------------------|--------|-----------|----------|-----------------------------------|----------------|
| 5eme étage | 30×30     | 78400                 | 2.66               | 1.862              | 0.0866 | 21.50     | 0.79     | 90                                | 1172.18        |
| 4eme étage | 30×30     | 78400                 | 2.66               | 1.862              | 0.0866 | 21.50     | 0.79     | 90                                | 1172.18        |
| 3eme étage | 30×30     | 78400                 | 2.66               | 1.862              | 0.0866 | 21.50     | 0.79     | 90                                | 1172.18        |
| 2eme étage | 30*30     | 78400                 | 2.66               | 1.862              | 0.0866 | 21.50     | 0.79     | 90                                | 1172.18        |
| 1er        | 30*30     | 78400                 | 2.66               | 1.862              | 0.0866 | 21.50     | 0.79     | 90                                | 1172.18        |
| RDC        | 30*30     | 78400                 | 2.66               | 1.862              | 0.0866 | 21.50     | 0.79     | 90                                | 1172.18        |

**a. Choix du poteau central le plus sollicité :**

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est celui représenté dans la figure II.9



**Fig. II.6 : Représentation du poteau central le plus sollicité**

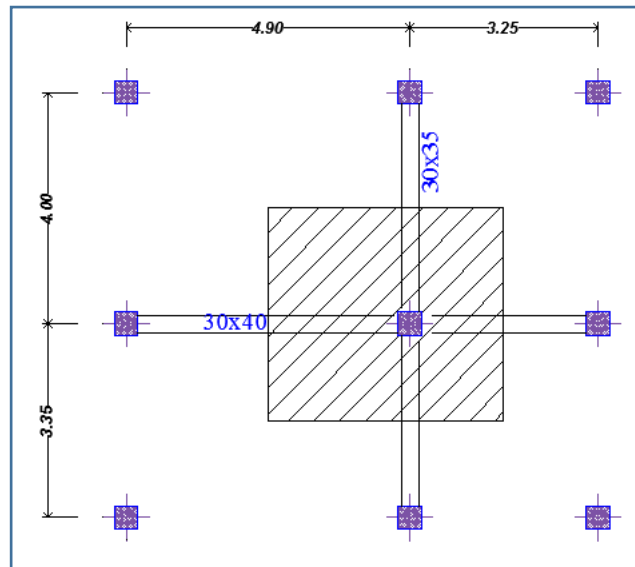


Fig. II.7 : surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

La surface de plancher revenant au poteau :  $S_t = 12.79m^2$

**b. Détermination des Charges permanentes :**

|                         |       |                            |                             |                             |
|-------------------------|-------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| -terrasse               | $G_t$ | = $G_{\text{plancher et}}$ | + $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ |                             |
| -5 <sup>eme</sup> étage | $G_5$ | = $G_{\text{plancher ec}}$ | + $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ | + $G_{\text{poteau}} + G_t$ |
| -4 <sup>eme</sup> étage | $G_4$ | = $G_{\text{plancher ec}}$ | + $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ | + $G_{\text{poteau}} + G_5$ |
| -3 <sup>eme</sup> étage | $G_3$ | = $G_{\text{plancher ec}}$ | + $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ | + $G_{\text{poteau}} + G_4$ |
| -2 <sup>eme</sup> étage | $G_2$ | = $G_{\text{plancher ec}}$ | + $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ | + $G_{\text{poteau}} + G_3$ |
| -1 <sup>er</sup> étage  | $G_1$ | = $G_{\text{plancher ec}}$ | + $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ | + $G_{\text{poteau}} + G_2$ |
| -RDC                    | $G_0$ | = $G_{\text{plancher ec}}$ | + $G_{\text{POUTRE (P+S)}}$ | + $G_{\text{poteau}} + G_1$ |

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

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

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

Poids volumique du béton armé = 25 KN/m<sup>3</sup>

**Tableau. II.6. Détermination des charges permanentes**

| Niveau                 | h (m) | $S_{\text{poteau}}$ (m <sup>2</sup> ) | $G_{\text{plancher}}$ (KN) | $G_{\text{poutres p}}$ (KN) | $G_{\text{poutres s}}$ (KN) | $G_{\text{poteau}}$ (KN) | $G_{\text{niveau}}$ (KN) | $G_{\text{cumules}}$ (KN) |
|------------------------|-------|---------------------------------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|
| Terrasse               | -     | -                                     | 81.09                      | 12.225                      | 9.65                        | -                        | 102.97                   | 102.97                    |
| 5 <sup>eme</sup> étage | 3.06  | 0.1225                                | 71.62                      | 12.225                      | 9.65                        | 9.371                    | 102.87                   | 205.84                    |
| 4 <sup>eme</sup> étage | 3.06  | 0.1225                                | 71.62                      | 12.225                      | 9.65                        | 9.371                    | 102.87                   | 308.74                    |
| 3 <sup>eme</sup> étage | 3.06  | 0.1225                                | 71.62                      | 12.225                      | 9.65                        | 9.371                    | 102.87                   | 411.58                    |
| 2 <sup>eme</sup> étage | 3.06  | 0.1600                                | 71.62                      | 12.225                      | 9.65                        | 12.240                   | 105.74                   | 517.32                    |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 3.06  | 0.1600                                | 71.62                      | 12.225                      | 9.65                        | 12.240                   | 105.74                   | 623.06                    |
| RDC                    | 3.06  | 0.1600                                | //                         | //                          | //                          | 12.240                   | 12.240                   | 635.30                    |

$G_t = 6.34 \text{ KN/m}^2$  et  $G_{ec} = 5.60 \text{ KN/m}^2$ .

### II.4.1.1. Détermination des surcharges 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 ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

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

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

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

Cette équation est donnée par « **DTR C.2.2** » [3].

Avec :

$Q$  : Charge d'exploitation.

$N$  : Nombre d'étage.

$Q_0$  : La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

- a) Terrasse  $Q_0$
- b) 5<sup>ème</sup> étage  $Q_0 + Q_1$
- c) 4<sup>ème</sup> étage  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- d) 3<sup>ème</sup> étage  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- e) 2<sup>ème</sup> étage  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- f) 1<sup>er</sup> étage  $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- g) RDC  $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

#### Application numérique :

|                            |                          |
|----------------------------|--------------------------|
| Terrasse inaccessible..... | $Q = 1 \text{ KN/m}^2$   |
| Etage courant.....         | $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ |
| RDC.....                   | $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ |

- a) Terrasse  $Q_7 = 13.32 \times 1 = 13.32 \text{ KN}$
- b) 5<sup>ème</sup> étage  $Q_6 = 13.32 + 1.5 \times 13.32 = 33.30 \text{ KN}$
- c) 4<sup>ème</sup> étage  $Q_5 = 13.32 + 0.95 (1.5 \times 13.32 \times 2) = 51.28 \text{ KN}$
- d) 3<sup>ème</sup> étage  $Q_4 = 13.32 + 0.90 (1.5 \times 13.32 \times 3) = 67.27 \text{ KN}$
- e) 2<sup>ème</sup> étage  $Q_3 = 13.32 + 0.85 (1.5 \times 13.32 \times 4) = 81.25 \text{ KN}$

- f) 1er étage  $Q_2 = 13.32 + 0.80 (1.5 \times 13.32 \times 5) = 93.24 \text{ KN}$   
 g) RDC  $Q_1 = 13.32 + 0.75 (1.5 \times 13.32 \times 6) = 103.23 \text{ KN}$

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

| Étages | Terrasse | 5     | 4     | 3     | 2     | 1     | RDC    |
|--------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| Q(KN)  | 13.32    | 33.30 | 51.28 | 67.27 | 81.25 | 93.24 | 103.23 |

**II.4.1.2. L'effort normal a l'état limite ultime :**

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{\left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s} \right)}$$

**Tableau II.8. Calcul de  $N_{\text{ultime}}$** 

| Etages | G(KN)  | Q(KN)  | $N_{\text{ultime}}$ (KN) | $B_r$ (cm <sup>2</sup> ) | a=b (cm) | RPA (cm) | Choix   |
|--------|--------|--------|--------------------------|--------------------------|----------|----------|---------|
| 5eme   | 205.84 | 33.30  | 327.83                   | 91.38                    | 9.56     | 25 x 25  | 30 x 30 |
| 4eme   | 308.74 | 51.28  | 493.72                   | 185.45                   | 13.62    | 25 x 25  | 30 x 30 |
| 3eme   | 411.58 | 67.27  | 656.54                   | 277.79                   | 16.67    | 25 x 25  | 30 x 30 |
| 2eme   | 517.32 | 81.25  | 820.26                   | 368.42                   | 19.20    | 25 x 25  | 40 x 40 |
| 1eme   | 623.06 | 93.24  | 980.99                   | 459.54                   | 21.43    | 25 x 25  | 40 x 40 |
| RDC    | 635.30 | 103.23 | 1012.65                  | 548.95                   | 23.43    | 25 x 25  | 40 x 40 |

**Tableau II.9: Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux)**

| Etages | $N_u$ (KN) | B (mm <sup>2</sup> ) | $N_u/B$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $f_{bu}$<br>(MPa) | Vérification | Le choix     |
|--------|------------|----------------------|---------------------------------|-------------------|--------------|--------------|
| 5eme   | 327.83     | 90000                | 3.64                            | 14,17             | Vérifiée     | <b>35x35</b> |
| 4eme   | 493.72     | 90000                | 5.49                            | 14,17             | Vérifiée     | <b>35x35</b> |
| 3eme   | 656.54     | 90000                | 7.29                            | 14,17             | Vérifiée     | <b>35x35</b> |
| 2eme   | 820.26     | 160000               | 5.13                            | 14,17             | Vérifiée     | <b>40x40</b> |
| 1eme   | 980.99     | 160000               | 6.13                            | 14,17             | Vérifiée     | <b>40x40</b> |
| RDC    | 1012.65    | 160000               | 6.33                            | 14,17             | Vérifiée     | <b>40x40</b> |

**a) Vérification selon le RPA9(version 2003) :**

- RDC et 1<sup>er</sup> étage et 2eme étage :  
Les poteaux de section (40x40) cm<sup>2</sup>
  - ✓  $\text{Min}(40, 40) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Ok.})$
  - ✓  $\text{Min}(40, 40) > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \dots\dots (\text{Ok})$
  - ✓  $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots\dots\dots (\text{Ok})$
- 3eme étage au 5eme étage :  
Les poteaux de section (35x35) cm<sup>2</sup>
  - ✓  $\text{Min}(35, 35) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Ok})$
  - ✓  $\text{Min}(35, 35) > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \dots\dots (\text{Ok})$
  - ✓  $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4 \dots\dots\dots (\text{Ok})$

**Résultat :**

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

**Conclusion :**

On adopte la section des poteaux suivante :

- $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$  pour 3eme étage au 5eme étage.
- $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$  pour Rdc, 1<sup>er</sup> et 2<sup>em</sup>e étage.

**b) Vérification des sollicitations normales : selon RPA99 version 2003**

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 calcul est limité par la condition suivante :

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

Avec :

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

- $N_d = N_u$ ,  $B_c$  : l'air (section brute) de cette section de béton  $B_c = b \times b$ .
- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ .

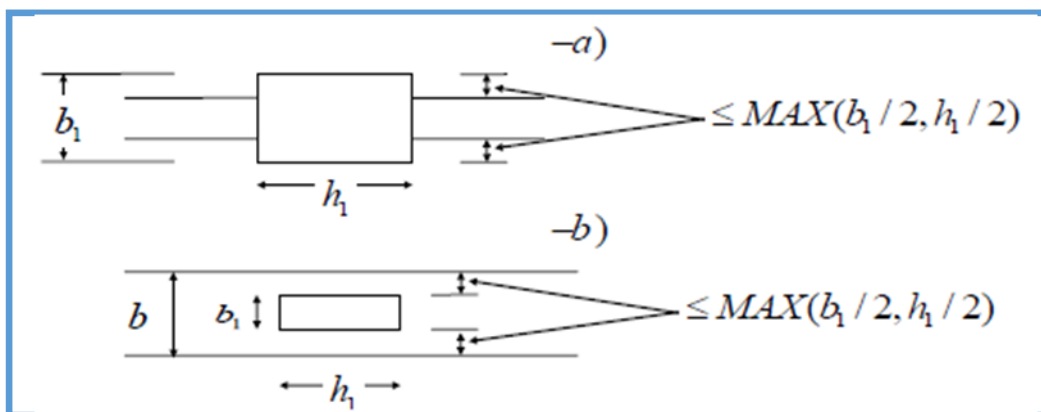
**Tableau. II.10. Vérifications des sollicitations normales.**

| Etage                  | Section | N <sub>d</sub> (KN) | B <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> ) | v     | v ≤ 0,3 |
|------------------------|---------|---------------------|----------------------------------|-------|---------|
| 5 <sup>ème</sup> étage | 35 x 35 | 327.83              | 0.1225                           | 0.088 | C.V     |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 35 x 35 | 493.72              | 0.1225                           | 0.132 | C.V     |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 35 x 35 | 656.54              | 0.1225                           | 0.174 | C.V     |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 40 x 40 | 820.26              | 0.1600                           | 0.167 | C.V     |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 40 x 40 | 980.99              | 0.1600                           | 0.199 | C.V     |
| Rdc                    | 40 x 40 | 1012.65             | 0.1600                           | 0.205 | C.V     |

**c) 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.8 : Zones nodales**

**Tableau II.11. Vérification aux zones nodales**

| Etage                                | b <sub>max</sub> (cm) | h <sub>1</sub> (cm) | b <sub>1</sub> (cm) | b <sub>max</sub> ≤ 1,5h <sub>1</sub> +b <sub>1</sub> | d (cm) | Max (b <sub>1</sub> /2;h <sub>1</sub> /2) | d ≤ Max (b <sub>1</sub> /2;h <sub>1</sub> /2) |
|--------------------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|--|--------|---|---|
| 3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> | 30                    | 35                  | 35                  | C.V  | 2.5    | 17.5                                      | C.V   |
| Rdc au 2 <sup>ème</sup>              | 30                    | 40                  | 40                  | C.V  | 5      | 20  | C.V   |

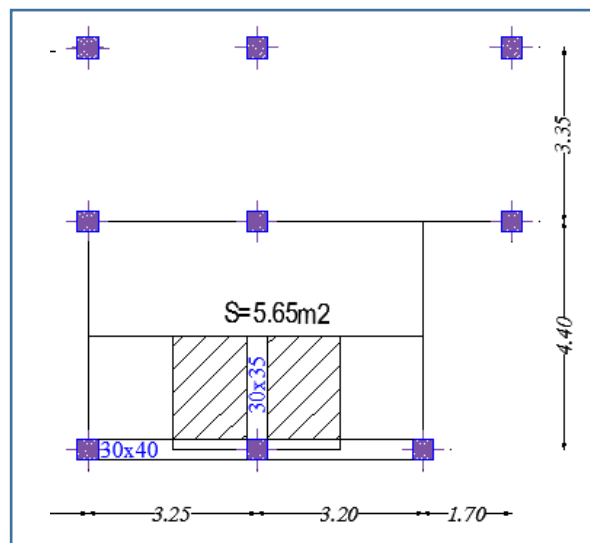
II-4-1-3 PREDIMENSIONNEMENT POTEAU DE RIVE :

Fig. II.9 : surface de plancher supportée par le poteau de rive

La surface revenant au poteau de rive  $S = 5.65 \text{ m}^2$ .

Tableau. II.12. Détermination des charges permanentes

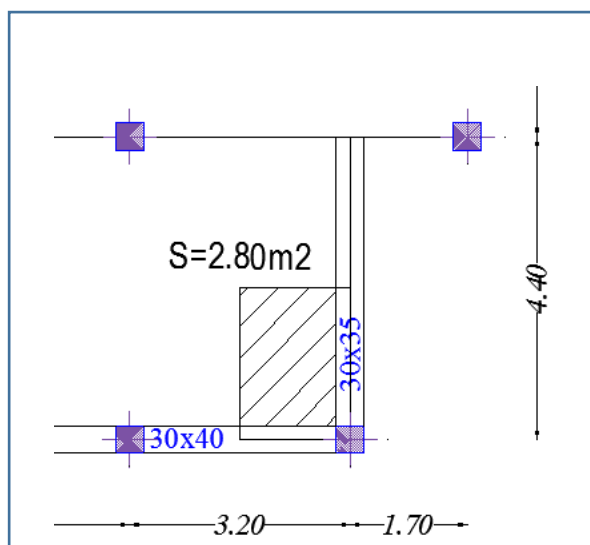
| Niveau                 | h (m) | $S_{\text{poteau}}$ (m <sup>2</sup> ) | $G_{\text{plancher}}$ (KN) | $G_{\text{poutres p}}$ (KN) | $G_{\text{poutres s}}$ (KN) | $G_{\text{poteau}}$ (KN) | $G_{\text{niveau}}$ (KN) | $G_{\text{cumules}}$ (KN) |
|------------------------|-------|---------------------------------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|
| Terrasse               | -     | -                                     | 35.82                      | 8.78                        | 5.38                        | -                        | 49.98                    | 49.98                     |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 3.06  | 0.1225                                | 31.64                      | 8.78                        | 5.38                        | 9.371                    | 55.17                    | 105.15                    |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 3.06  | 0.1225                                | 31.64                      | 8.78                        | 5.38                        | 9.371                    | 55.17                    | 160.32                    |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 3.06  | 0.1225                                | 31.64                      | 8.78                        | 5.38                        | 9.371                    | 55.17                    | 215.49                    |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 3.06  | 0.1600                                | 31.64                      | 8.78                        | 5.38                        | 12.240                   | 58.04                    | 273.53                    |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 3.06  | 0.1600                                | 31.64                      | 8.78                        | 5.38                        | 12.240                   | 58.04                    | 331.57                    |
| RDC                    | 3.06  | 0.1600                                | //                         | //                          | //                          | 12.240                   | 12.240                   | 343.81                    |

$G_t = 6.34 \text{ KN/m}^2$  et  $G_{ec} = 5.60 \text{ KN/m}^2$ .

Etant donné que les charges sont très inférieures à ceux du poteau central on peut adopter les sections du poteau central pour les poteaux de rive.



#### II-4-1-4 PREDIMENSIONNEMENT POTEAU D'ANGLE :



**Fig. II.10 : surface de plancher supportée par le poteau d'angle**

La surface revenant au poteau d'angle  $S = 2.80 \text{ m}^2$ .

Le calcul se fait de la même manière et évidemment la section trouvée est inférieure à celle des poteaux centraux.

Le RPA préconise des sections proches au niveau d'un même étage donc on adopte pour tous les poteaux d'un étage la même section que celle des poteaux centraux.

### II.4.2. LES VOILES :

#### II.4.2.1. PREDIMENSIONNEMENT DES 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.

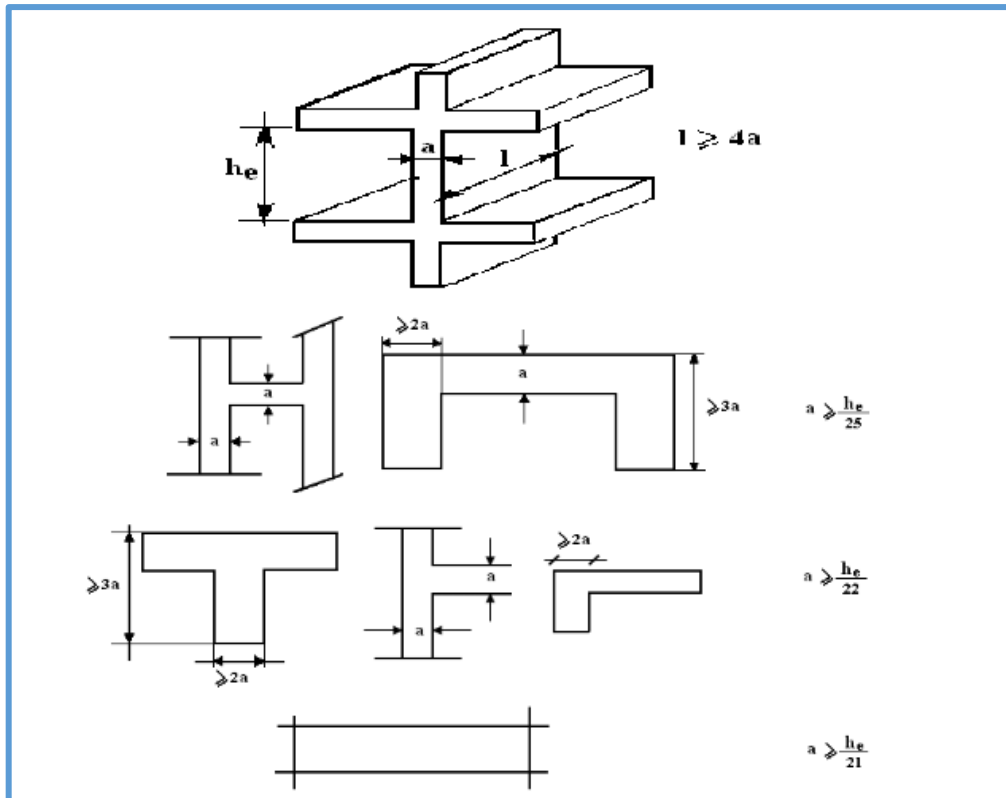


Fig. II.12 : Coupes des voiles en plan

Donc :

- ✓  $h_e = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$ .
  - ✓  $a \geq \text{MAX}(15 \text{ cm} ; h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$   
 $a \geq \text{MAX}(15 \text{ cm} ; 10.84 \text{ cm} ; 12.32 \text{ cm} ; 13.55 \text{ cm})$   
 $a \geq 13.55 \text{ cm}$
- On adopte :  $a = 20 \text{ cm}$

*CHAPITRE III :*  
*Calcul des*  
*éléments*  
*secondaires*

**III.1. L'ACROTÈRE :**

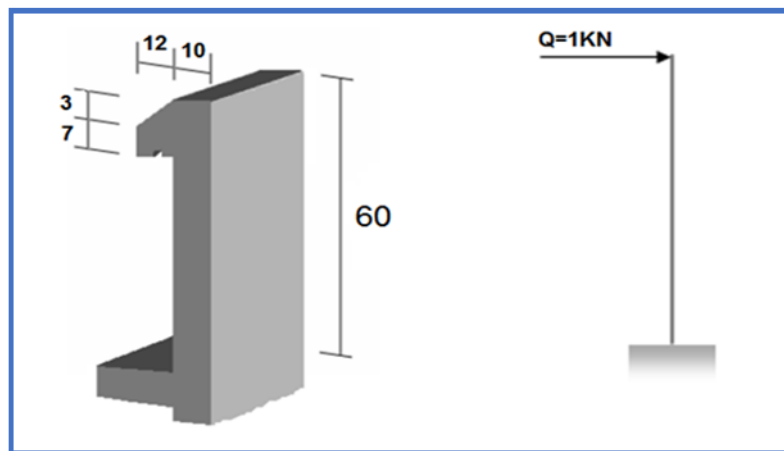
**III-1-1 Définition :**

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.

**Observation :**

L'acrotère à considérer 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

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

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

**III.1.3. Détermination des efforts :**

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

| E.L.U                   |  |
|-------------------------|--|
| L'effort normal :       | $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,755 = 2,36 \text{ KN}$                |
| Moment d'encastrement : | $M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$ |
| L'effort tranchant :    | $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$                       |
| E.L.S                   |  |
| L'effort normal :       | $N_s = G = 1,755 \text{ KN}$   |
| Moment d'encastrement : | $M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$                       |
| L'effort tranchant :    | $T_u = Q = 1 \text{ KN.m}$   |

**III .1.4. Calcul du ferrailage :**

Le calcul de ferrailage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion composée.

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

**Tableau III.2 : Paramètres de calcul.**

| Dimensions             |         |        | Résistances caractéristiques |         |        |
|------------------------|---------|--------|------------------------------|---------|--------|
| Notations              | Valeurs | Unités | Notations                    | Valeurs | Unités |
| b                      | 100     | cm     | F <sub>c28</sub>             | 25      | M Pa   |
| h                      | 10      | cm     | F <sub>e</sub>               | 400     | M Pa   |
| c <sub>1</sub>         | 2.5     | cm     | σ <sub>b</sub>               | 14.17   | M Pa   |
| c'                     | 2.5     | cm     | σ <sub>s</sub>               | 348     | M Pa   |
| /                      | /       | /      | γ <sub>s</sub>               | 1.15    | /      |
| /                      | /       | /      | γ <sub>b</sub>               | 1.5     | /      |
| Longueur de flambement |         |        | Sollicitations               |         |        |
| Notations              | Valeurs | Unités | Notations                    | Valeurs | Unités |
| L <sub>0</sub>         | 0,6     | m      | N <sub>u</sub>               | 2,369   | KN     |
| L <sub>f</sub>         | 1,2     | m      | M <sub>u</sub>               | 0,9     | KN.m   |
| /                      | /       | /      | N <sub>s</sub>               | 1,755   | KN     |
| /                      | /       | /      | M <sub>ser</sub>             | 0,6     | KN.m   |

**a) À l'état limite ultime :**

**1. Calcul de l'excentricité :**

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

Où l'enrobage est : **c = c<sub>1</sub> = 2,5 cm**

On a : **e<sub>0</sub> = 38,00 cm >  $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2,5 \text{ cm}$**

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 :**

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

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 :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,96 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot 7,5^2} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \text{ (du tableau)} \quad A_1' = 0 \rightarrow$$

—————→ du tableau on a :  $\beta = 0,994$  et  $\alpha = 0,0151$

—————→  $\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 348 \text{ M Pa}$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{0,96 \cdot 10^6}{0,994 \cdot 75 \cdot 348} = 37 \text{ mm}^2 = 0,37 \text{ cm}^2$$

N : effort de compression, alors :

$$A = A_1 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 37 \cdot \frac{2,36 \cdot 10^3}{348} = 30,19 \text{ mm}^2 = 0,30 \text{ cm}^2$$

Et  $A' = A'_1 A' = 0$ . —————→

Donc :

$$\begin{cases} A = 0,3 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$$

### Condition de non fragilité :

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

Donc :  $A = A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2$

On adoptera:  $A_1 = 5 \text{HA}8 = 2,31 \text{ cm}^2$ .

### Armatures de répartition :

$$\text{On a : } \frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2} \rightarrow \frac{A_l}{2} 0,58 \leq A_r \leq 1,16$$

Donc, on prendra :  $A_r = 4 \Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

### Espacement :

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

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

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

**Calcul de l'excentricité :**

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

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

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre :  $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 v_2}$

Où:  $B_0 = b \cdot h + 15 (A + A') = 1034,65 \text{ cm}^2$ .

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15 (A' c + A_s d) \right] = 5,084 \text{ cm.}$$

$v_2 = h - v_1 = 4,916 \text{ cm.}$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 [A (v_2 - c)^2 + A' (v_1 - c)^2] = 8542.60 \text{ cm}^2.$$

Alors :  $\frac{I_G}{B_0 v_2} = 1,680 \text{ cm.}$

Donc :  $e_0 = 34,19 \text{ cm} \geq \frac{I_G}{B_0 v_2} = 1,680 \text{ cm} \Rightarrow$  Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :  $\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$  (fissuration préjudiciable)

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

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

Détermination de  $y_1$  :

Pour déterminer  $y_1$  il faut résoudre l'équation :

$$y^3 + py + q = 0 \dots \dots$$

Tels que :

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

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

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

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

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

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

**y<sub>1</sub>**: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$\cos \alpha = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.744$

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -38,052 \times 10^7 \alpha = 138.07^\circ \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 48.88 \end{array} \right.$

Les racines de l'équation sont :  $y_2 = \left\{ \begin{array}{l} a \cos \left( \frac{\alpha}{3} \right) = 33,94 \text{ cm} \\ a \cos \left( \frac{\alpha}{3} + 120 \right) = -47,43 \text{ cm} \\ a \cos \left( \frac{\alpha}{3} + 240 \right) = 13,49 \text{ cm} \end{array} \right.$

Finalement, on trouve :

$\left\{ \begin{array}{ll} y_2' = 33,94 \text{ cm} & \\ y_2'' = -47,43 \text{ cm} & \text{rejetée parce que } (y_2 + c < 0) \\ y_2''' = 13,49 \text{ cm} & \text{rejetée parce que } (y_2 + c < 0) \end{array} \right.$

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

**y<sub>2</sub> = 33,94 cm**

Donc on prend :

**y<sub>1</sub> = y<sub>2</sub> + c = 4,76 cm**



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

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

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

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

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

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

Donc, on obtient :

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

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

Avec  $\eta = 1.6$  (fissuration préjudiciable).

$$\sigma_s = 0,69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \text{ (c.v.)}$$

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 :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  telles que :

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

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

$$\text{D'où alors : } \tau_u = 0,02 \text{ Mpa} < \tau_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

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

**d) Vérification de l'acrotère au séisme :selon RPA99 version2003 ►► [Art6.2.3] ◀◀**

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.

$$A = 0.15$$

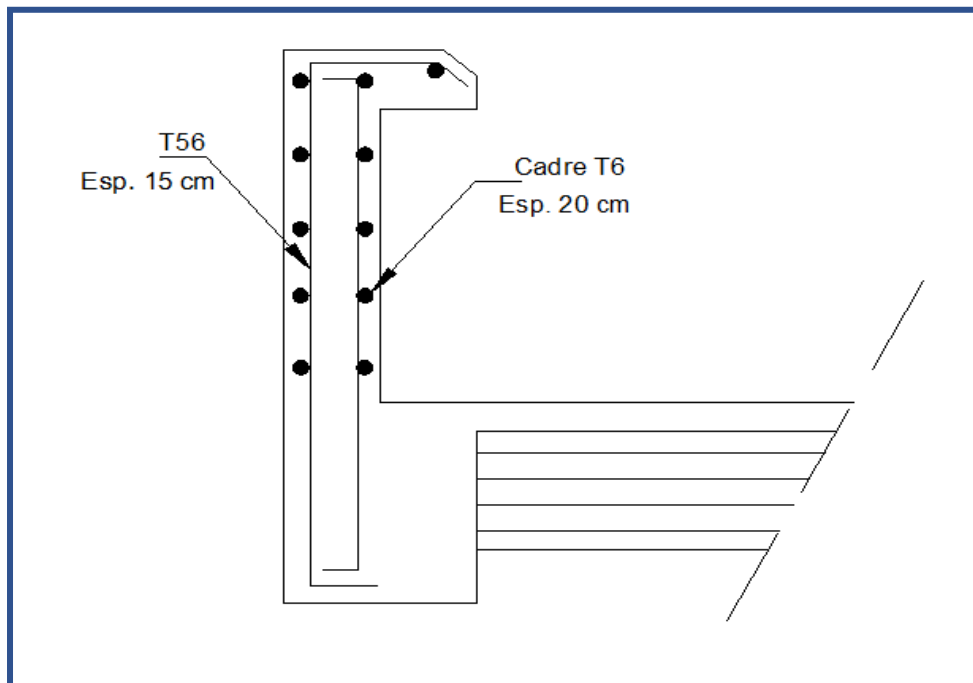
$$C_p = 0.3$$

$$W_p = 1,755 \text{ KN}$$

$$F_p = 4.A.C_p.W_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.755 = 0.32 \text{ KN} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN}$$

Donc :

L'acrotère résiste à la force sismique.



**Fig.III.3 : Ferrailage de l'acrotère**

### III.2. L'escalier :

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

Pour notre bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à trois volées. Les escaliers sont constitués par deux composant (palier et paillasse)

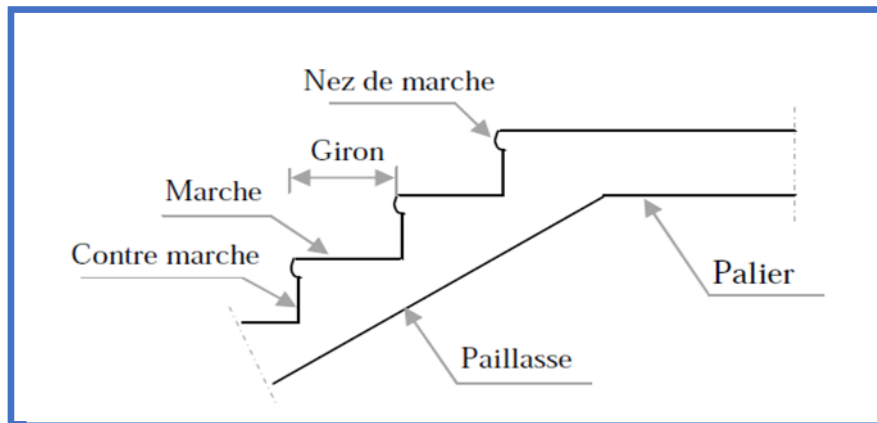


Fig. III.4: Coupe d'un escalier.

III.2.1. Dimensionnement :

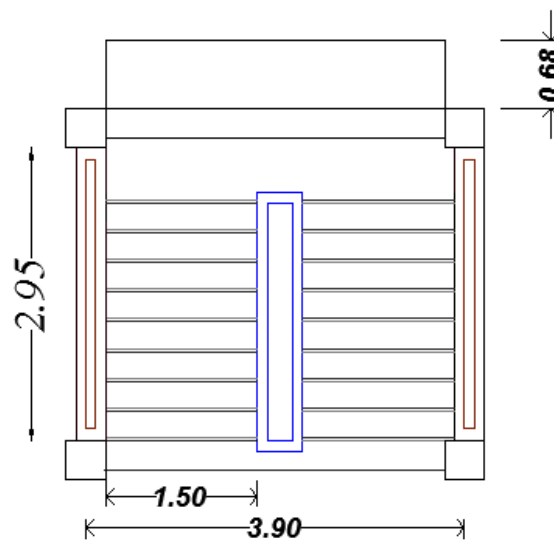


Fig. III.5: VUE EN PLAN ESCALIERS.

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL :  $60 \leq g + 2h \leq 64$

Il porte un palier et une paillasse.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

n : nombre de contres marches.

$$x = g + 2h \Rightarrow 2H. (n-1) + n.L = x.n. (n-1)$$

On pose :

$$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0 \dots (*)$$

Pour la formule générale (\*) :  $60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

On prend  $g+2h = 64 \text{ m}$ .

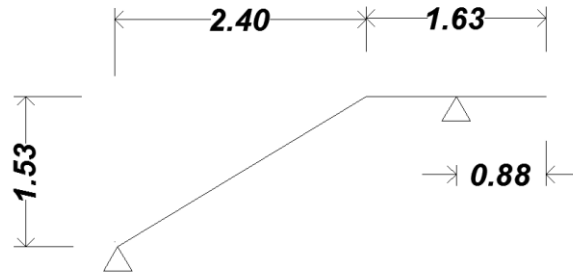


Fig. III.6 : Schéma statique

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 216) \cdot n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 522 \cdot n + 306 = 0 \Rightarrow n = 9$$

Nombre de marches :  $n - 1 = 8$

Hauteur de la marche :  $h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 0.17$

Le giron :  $g = \frac{L}{n-1} = \frac{216}{8} = 27$

**Vérification de la formule de blondel :**  
 $60 \leq g + 2h \leq 64 \longrightarrow 60 \leq 27 + 2 \times 17 = 61 \leq 64$

**Vérification d'inclinaison  $\alpha$  :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{216} = 0.708 \longrightarrow \alpha = 35^\circ$$

Longueur totale de la paillasse  $e_p$  :

$$L_{\text{total}} = \sqrt{(1.53)^2 + (2.16)^2} + 1.62 = 4.267\text{m}$$

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

$$L_{\text{total}} / 35 \leq e_p \leq L_{\text{total}} / 30 \longrightarrow 12.19 \text{ cm} \leq e_p \leq 14.22 \text{ cm}$$

On adopte :  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

**III.2.1.1. Le palier :**

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

|                            | Désignations             | paisseur(m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|--------------------------|-------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1                          | Carrelage grés céramique | 0,02        | 22                                   | 0,44                                  |
| 2                          | Mortier de pose          | 0,02        | 20                                   | 0,40                                  |
| 3                          | Lit de sable             | 0,03        | 18                                   | 0,54                                  |
| 4                          | Dalle en béton armé      | 0,15        | 25                                   | 3,75                                  |
| 5                          | Enduit en ciment         | 0,02        | 18                                   | 0,36                                  |
| <b>Charge permanente G</b> |                          |             |                                      | <b>5.49</b>                           |

Tableau III.3 Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier

La charge permanente de palier  $G=5.49\text{KN/m}^2$

**III.2.1.2. La paillasse :**

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

**Tableau III.4. Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier**

|                            | Désignations             | épaisseur (m)     | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|--------------------------|-------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1                          | Carrelage grés céramique | 0,02              | 22                                   | 0,44                                  |
| 2                          | Mortier de pose          | 0,02              | 20                                   | 0,40                                  |
| 3                          | Lit de sable             | 0.03              | 18                                   | 0.54                                  |
| 4                          | Marche                   | 0,17/2            | 25                                   | 1,87                                  |
| 5                          | Paillasse                | 0.15/cos $\alpha$ | 25                                   | 4.58                                  |
| 6                          | Enduit en ciment         | 0,02              | 18                                   | 0,36                                  |
| <b>Charge permanente G</b> |                          |                   |                                      | <b>8.19</b>                           |

La charge permanente de paillasse  $G=8.19\text{KN/m}^2$

La charge d'exploitation de tout l'escalier  $Q=2.5\text{KN/m}^2$

**III.2.2. Détermination des efforts :**

À l'E.L.U :  $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

À l'E.L.S :  $P_{ser} = G + Q$

**Tableau III.5 : Combinaison des charges de l'escalier.**

|           | G (KN/m) | Q (KN/m) | $P_u$ (KN/m) | $P_{ser}$ (KN/m) |
|-----------|----------|----------|--------------|------------------|
| Palier    | 5.49     | 2.5      | 11.16        | 7.99             |
| paillasse | 8.19     | 2.5      | 14.64        | 10.69            |

**Fig. III.7 Diagramme des efforts internes :**

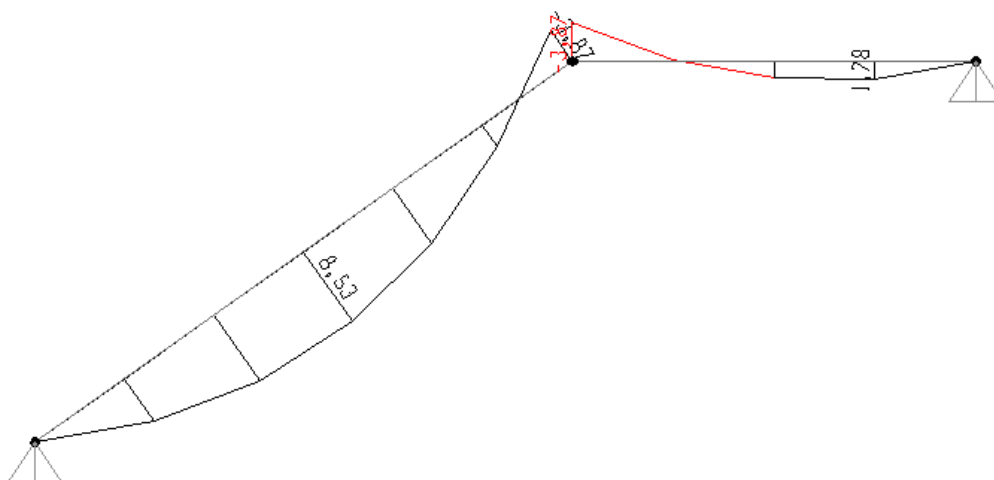


Fig. III.8 Diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELU

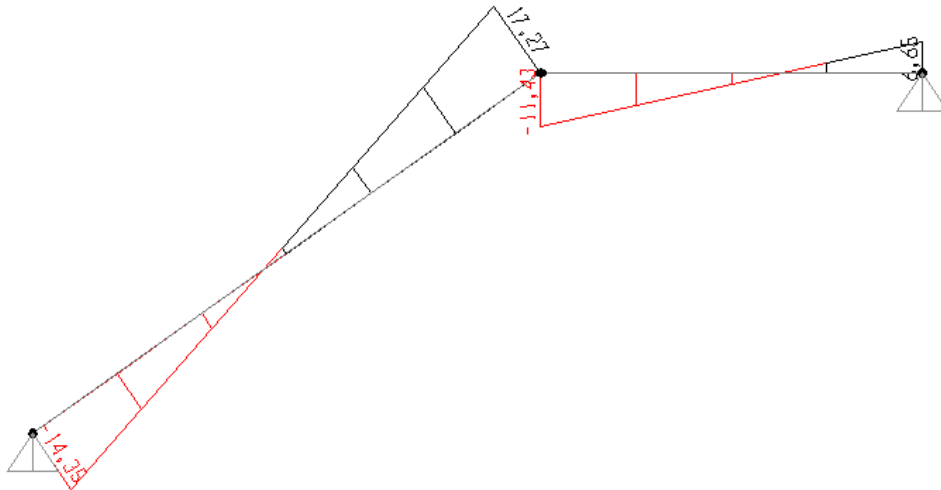


Fig.III.9. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

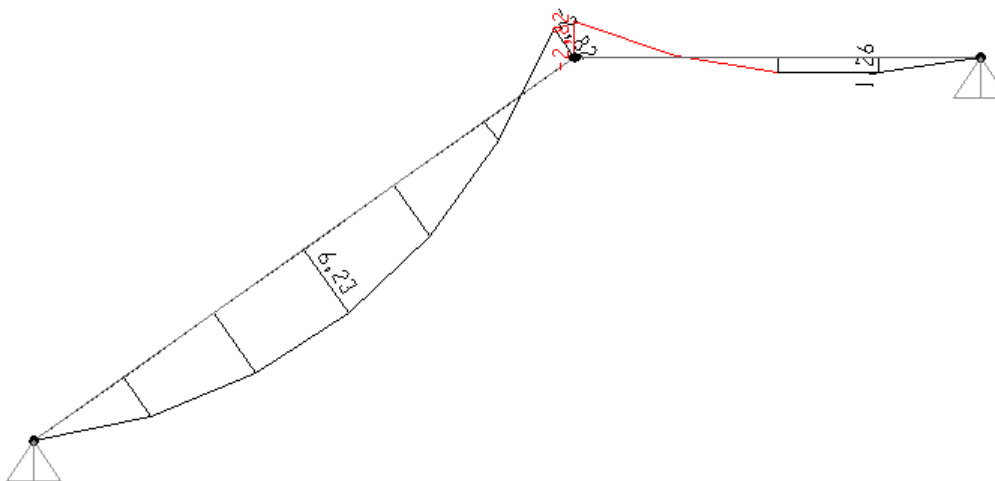


Fig. III.10 : diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS

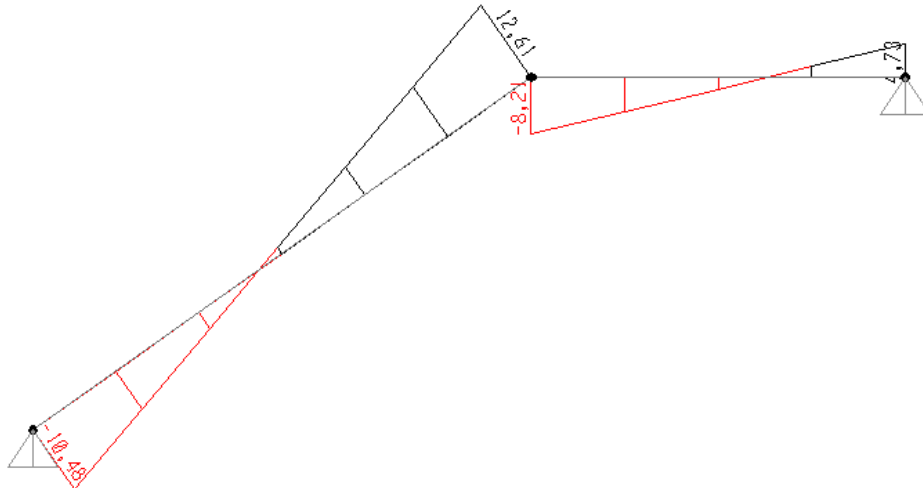


Fig.III.11 Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

Récapitulation :

$M_t = 0.85M_{max}$      $M_a = 0.5M_{max}$

Tableau III.6 : Récapitulation des résultats.

|     | $M_t$ (KN.m) | $M_a$ (KN.m) | T(KN) |
|-----|--------------|--------------|-------|
| ELU | 7.28         | 4.29         | 17.27 |
| ELS | 5.30         | 3.12         | 12.61 |

III.2.3. Calcul du ferrailage :

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

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

$\bar{\sigma}_{bc} = 14.2$  MPa ;  $b = 100$  cm ;  $h = 15$  cm ;  $d = 12.5$  cm ;  $c = 2.5$  cm

Le moment en travée :  $M_t = 7.28$  KN.m

Le moment max aux appuis :  $M_a = 5.30$  KN.m

Tableau III.7 : les résultats de la flexion simple.

|            | $M_u$ (KN.m) | d (cm) | $\mu$  | $\beta$ | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{choisir}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|------------|--------------|--------|--------|---------|---------------------------------|----------------------------------|
| En travée  | 7.28         | 12.50  | 0.0202 | 0.0286  | 1.57                            | 2HA12=2.26                       |
| Aux appuis | 5.30         | 12.50  | 0.0205 | 0.0207  | 1.14                            | 2HA12=2.26                       |

Avec :

$\mu = \frac{M_u}{bd^2\bar{\sigma}_b}$  ;  $A = \frac{M_u}{\beta d\sigma_s}$

**a) Condition de non fragilité :**

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

Donc :  $A > A_{\min}$

**Le choix :**

**En travée :**  $A = 2\text{HA}12 = 2.26\text{cm}^2$

**Aux appuis :**  $A = 2\text{HA}12 = 2.26\text{cm}^2$ .

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

**En travée :**  $A_r = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

**Aux appuis :**  $A_r = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

**c) Condition d'espacement :**

**Tableau III.8 : vérification de l'espacement.**

|          | Les armatures longitudinales   | Les armatures de répartitions  |
|----------|--|--|
| Entravée | $S_t = 20\text{cm} \leq \text{Min}[3h=45 ; 33\text{cm}] = 33\text{cm}$ | $S_t = 25\text{cm} \leq \text{Min}[3h=45 ; 33\text{cm}] = 33\text{cm}$ |
| Enappuis | $S_t = 20\text{cm} \leq \text{Min}[4h=60 ; 45\text{cm}] = 45\text{cm}$ | $S_t = 25\text{cm} \leq \text{Min}[4h=60 ; 45\text{cm}] = 45\text{cm}$ |

**Donc :**

-Pour Les armatures longitudinales :

$$A = 5\text{HA}12 = 5.65\text{cm}^2.$$

-pour Les armatures de répartitions :

$$A_r = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2.$$

**d) Vérification de l'effort tranchant :**

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

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

$$\tau_u = \frac{17.27 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.138$$

$$\tau_u = 0.138\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17\text{Mpa} \quad (\text{c.v})$$

**e) Vérification à l'E.L. S :**

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

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



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

**En travées :**

$$A = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 5.30 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y$$

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

On a :

$$50y^2 + 15A' \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3.75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A' (y - c')^2 + 15A (d - y)^2 \Rightarrow I = 8533.781 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{5.30 \times 10^6}{8533.781 \times 10^4} \times 37.5 = 2.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2.33 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{c.v})$$

**En appuis :**

$$A = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 3.12 \text{ KN.m}$$

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

On a :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A' \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3.75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A' (y - c')^2 + 15A (d - y)^2 \Rightarrow I = 8533.781 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{3.12 \times 10^6}{8533.781 \times 10^4} \times 37.5 = 1.37 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1.37 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{c.v})$$

Acier : fissuration peu nuisible  $\longrightarrow$  aucune vérification à faire

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

✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} = 0,057 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0,023 \quad (\text{c.v})$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = 0,0045 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad (\text{c.v})$$

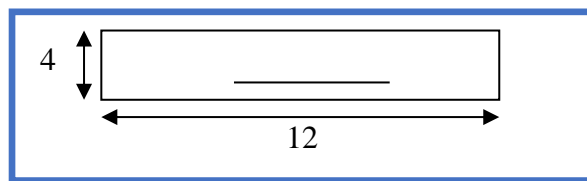
**III.4. Calcul des poutrelles :**

**III.4.1. 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 entre les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.

**III.4.2. Dimensionnement des poutrelles :**

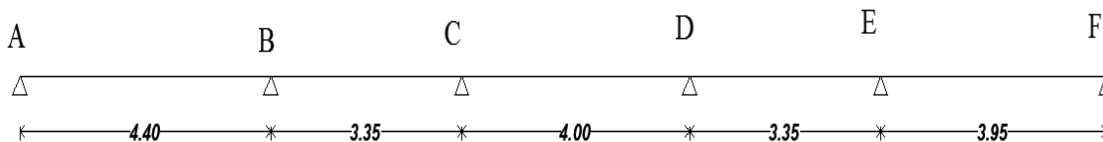
$B_0 = L_0 - B = 65 - 53 = 12$  cm : largeur de la poutrelle.



**Fig. III.12 : Dimensionnement de la poutrelle**

On a 2 types des poutrelles à étudier :

➤ Poutrelles à cinq travées :

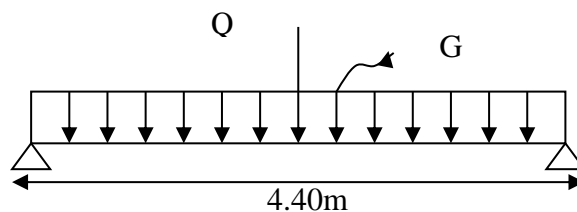


Le calcul se fait en deux étapes :

**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 :

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



**Fig. III.13 : Poutrelle avant coulage.**

**a) Charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutrelle :  $0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

- Poids du corps creux :  $0.65 \times 1 = 0.65 \text{ kN/ml}$

$\Rightarrow G = 0.65 + 0.12 = 0.77 \text{ kN/ml.}$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = \text{Max} \begin{cases} 1 \text{ kN} \\ 500 \times 4.20 = 2.10 \text{ kN} \end{cases}$

$\Rightarrow Q = 2.10 \text{ KN}$

$$f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 4200^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{2100 \times 4200^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} = 79.15 \text{ mm}$$

$f = 79.15 \text{ mm} > [f] = 8.4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$

**Commentaire :**

Il est nécessaire de prévoir un échafaudage ou des étalements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

➤ **Calcul du nombre d'étalement :**

C'est à partir du calcul de la flèche qu'on pourra déterminer le nombre d'étalement 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.

**\*Evaluation des charges et surcharges :**

**Charges permanentes :**

La poutrelle est soumise à :

Son poids propre :  $G_1 = 25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids du corps creux :  $G_2 = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/ml}$

$\Rightarrow G = 0.65 + 0.12 = 0.77 \text{ kN/ml.}$

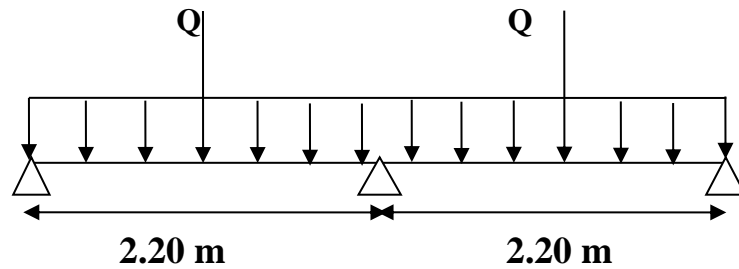
**Charges d'exploitation :**

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

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

❖ Pour un seul étai au milieu :

D'après la figure II.7 de la page 14 on prend poutrelle de longueur entre appui de  $L = 4.40\text{m}$  et on ajoute un étai au milieu.



$G = 0.77 \text{ kN/ml}$

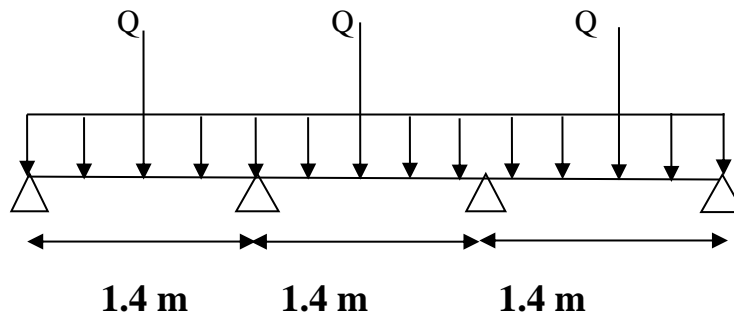
$$Q = \text{Max} \begin{cases} 1\text{kN} \\ 500 \times 2.10 = 1.05\text{kN} \end{cases}$$

$\Rightarrow Q = 1.05 \text{ KN}$

$$f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 2100^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{1050 \times 2100^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} = 4.69 \text{ mm}$$

$f = 4.69 \text{ mm} > [f] = 4, 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C.NV}$

❖ Pour deux étais :



$G = 0.77 \text{ kN/ml}$

$$Q = \text{Max} \begin{cases} 1\text{kN} \\ 500 \times 1.4 = 0.7\text{kN} \end{cases}$$

$\Rightarrow Q = 1 \text{ KN}$

$$f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 1400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{1000 \times 1400^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} = 0.95 \text{ mm}$$

$f = 0.95\text{mm} < [f] = 2, 8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

**Resultats :**

2 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

**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  $5\text{KN/m}^2$ .

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

- 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 :

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

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

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

3) Pour les appuis :

$$\left[ \begin{array}{l} M_a \geq 0.6M_0 \dots\dots\dots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2M_0 \dots\dots\dots \text{Appuid de rive} \end{array} \right.$$

Avec :

$M_t$  : Moment en travée.

$M_\omega$  : 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 :

$T_\omega$  : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e$  : effort tranchant à droite de la travée.

**Remarque :**

Ici la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot car :

$$4.40 / 3.35 = 1.31 > 1.25$$

• **Exposé de la méthode : [2]**

**2. Méthode de Caquot : (pour les poutres) :**

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  $\gamma$  le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

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

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

**Cas particulier :**

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée ; on a :

**Le coefficient de rigidité :**

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

**Le moment aux appuis :**

$M_{\text{app}} = 0,2M_0$  ..... Appuis de rives

$$M_{\text{app}} = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5 (l'_w + l'_e)} \text{ ..... Appuis intermédiaires}$$

**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 :

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

**Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :**

Après 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 :**

$$G = 6,50 \times 0,65 = 4,23 \text{ kN/ml,}$$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = (1.35G+1.5Q) = 6.70 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = (G+Q) = 4.88 \text{ kN/ml}$$

• **Plancher courant :**

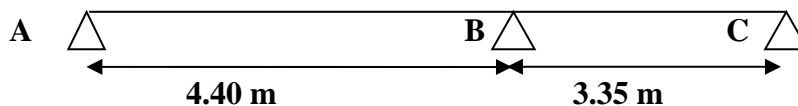
$$G = 6.00 \times 0.65 = 3.90 \text{ kN/ml,}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = (1.35G+1.5Q) = 6.73 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = (G+Q) = 4.88 \text{ kN/ml}$$

❖ **Poutrelles à deux travées :**



Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$Q=1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/m} \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ kN}) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$l_1=l_2=l_3= l_4=l_5= \dots l_n \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0.8 < l_n / l_{n+1} < 1.25 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

La fissuration est peu nuisible.

Le rapport entre les portées 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 CAQUOT.

**Tableau III.9 Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)**

| Travée | M <sub>0</sub> (kN.m) | M <sub>t</sub> (kN.m) | M <sub>o</sub> (kN.m) | M <sub>e</sub> (kN.m) | T <sub>o</sub> (kN) | T <sub>e</sub> (kN) |
|--------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| A-B    | 14.83                 | <b>12.61</b>          | 2.97                  | <b>12.45</b>          | 11.15               | -15.40              |
| B-C    | 8.08                  | <b>6.87</b>           | <b>12.35</b>          | <b>3.68</b>           | <b>8.36</b>         | -5.78               |

**Tableau III.10 Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)**

| Travée | M <sub>0</sub> (kN.m) | M <sub>t</sub> (kN.m) | M <sub>o</sub> (kN.m) | M <sub>e</sub> (kN.m) | T <sub>o</sub> (kN) | T <sub>e</sub> (kN) |
|--------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| A-B    | 10.76                 | <b>9.15</b>           | 2.15                  | <b>9.05</b>           | 10.12               | -9.48               |
| B-C    | 5.86                  | <b>4.98</b>           | <b>4.85</b>           | <b>0.85</b>           | 5.25                | -3.45               |

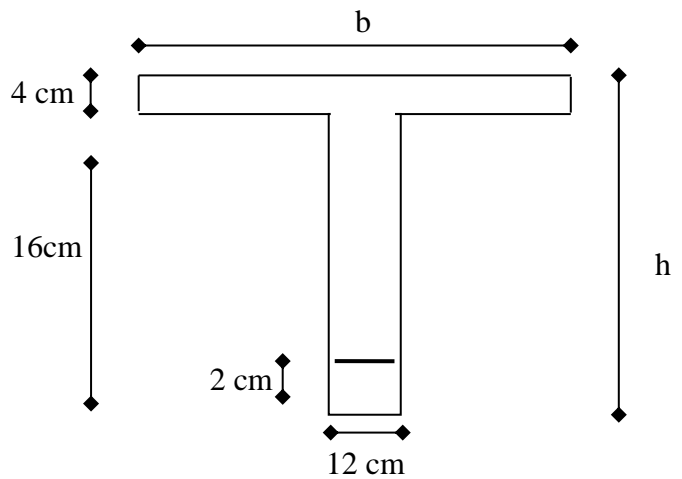


**III.4.3.Ferrailage des poutrelles :**

$M_{tmax} = 12.61 \text{ kN.m}$

$M_{amax} = 12.45 \text{ kN.m}$

$T_{max} = 15.40 \text{ kN}$



**Position de l'axe neutre :**

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

avec :  $b=65 \text{ cm}$  ;  $h_0=4 \text{ cm}$  ;  $h=20 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc}=14.2 \text{ MPa}$  ;  $d=18 \text{ cm}$  ;  $\sigma_s=348 \text{ MPa}$  ;  $F_e E400 \text{ MPa}$  ;  $b_0=12 \text{ cm}$  ;  $c=2 \text{ cm}$  ;

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

$M_0 > M_t$ , d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) =  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$  en flexion simple.

**1°/ A L'ELU :**

• **En travée :**

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12.61 \cdot 10^6}{14.2 \cdot 650 \cdot 180^2} \Rightarrow \mu = 0.045 < \mu_l = 0.392$       Donc  $A' = 0$

Tableau :  $\beta = 0.752 \Rightarrow A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1.76 \text{ cm}^2$ .

On adopte : **A=3HA10=2.36 cm<sup>2</sup>**

**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 :  $A = 2.26 \text{ cm}^2$ .

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur ;

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) = (12×20) cm<sup>2</sup>

$$b=65$$

$$M_{app}=12.45 \text{ kN.m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12.45 \cdot 10^6}{120 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.288 < \mu_l = 0.392$$

Donc  $A'=0$

$$\text{Tableau : } \beta=0.940 \Rightarrow A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.47 \text{ cm}^2.$$

On adopte :  $A = 1\text{HA}12 + 1\text{T}14 \text{ (chapeau)} = 2.67 \text{ cm}^2$

**Conditions de non fragilité :**

$$A=3.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = \frac{B}{1000} = 0.24 \text{ cm}^2 \text{ (C.V)}$$

**Armatures transversales :**

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_u \text{ max}=19.00 \text{ kN}$  (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{b_0 \cdot d} = \frac{15.40 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.713 \text{ MPa} ;$$

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc :  $\tau_u = 0.713 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$  (C.V)

- **Espacement  $S_t$  :**

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

Donc :  $S_t = 15 \text{ cm}$ ;

- **Diamètre des armatures transversales  $\Phi_t$  :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right\} = \{ 5.71 ; 12 ; 12 \} \text{ (mm)}$$

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

$a_t$  : section d'une barre

$n_t$  : nombre des barres

$$a_t = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ et } n_t = 2 \Rightarrow A_t = a_t n_t = 0.56 \text{ cm}^2.$$

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales ( $F_c E 400$ ).

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

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

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

$\alpha=90^\circ$  Pour les armatures transversales.

**Au voisinage de l'appui :**

**Appui de rive :**

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \bar{\sigma}_b = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \leq b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60 \text{ kN}$$

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

$$V_u = 19.00 \text{ kN} < 129.60 \text{ kN} \quad \text{(C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

**Appui intermédiaire :**

$$V_u + (M_u / 0.9d) = 19 + [(-14.87) / (0.9 \times 0.18)] = -72.79 < 0$$

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

$$\sigma_{b\text{moy}} = V_u / ab_0 \leq \bar{\sigma} = 1.3 f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec: } V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}| = 33.26 \text{ kN}$$

$\sigma_{b\text{moy}}$ : la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$$\sigma_{b\text{moy}} = 1.71\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 21.67 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

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

**2°/ Vérification à l'ELS :**

○ **En travée :**

$$M_{\text{ser}} = 9.15\text{kN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

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

On a:  $b=65 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $d=18 \text{ cm}$ ;  $h_0=4 \text{ cm}$ ;  $A=2.26 \text{ cm}^2$ .  $A'=0$

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4}{2} - 15 \cdot 2.26 \cdot (18 - 4) = -34.5 < 0$$

Donc :

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

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

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

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

$$\Rightarrow y_1 = 5.26 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{1}{3}(by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3) + 15A(d - y_1)^2 \Rightarrow I = 8620.07\text{cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{7.85 \cdot 10^6 \cdot 52.6}{8620.07 \cdot 10^4} \Rightarrow \sigma_b = 4.79 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b \quad (\text{C.V})$$

**Tableau III.11 : Vérification à l'E.L.S En travée.**

| $M_{\text{ser}}$<br>kN.m | $A_u$<br>m <sup>2</sup> | $y_1$<br>cm | $I$<br>cm <sup>4</sup> | $K$<br>N/mm <sup>3</sup> | $\sigma_b$<br>MPa | $\bar{\sigma}_b$<br>MPa | Observation |
|--------------------------|-------------------------|-------------|------------------------|--------------------------|-------------------|-------------------------|-------------|
| 9.15                     | 2.26                    | 5.26        | 8620.07                | 0.091                    | 4.79              | 15.00                   | (CV)        |

- Aux appuis :

Tableau III.12 : Vérification à l'E.L.S aux appuis

| M <sub>ser</sub><br>kN.m | A <sub>u</sub><br>m <sup>2</sup> | y <sub>1</sub><br>cm | I<br>cm <sup>4</sup> | K<br>N/mm <sup>3</sup> | σ <sub>b</sub><br>MPa | σ <sub>b</sub><br>MPa | Observation |
|--------------------------|----------------------------------|----------------------|----------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|
| 9.05                     | 3.08                             | 5.74                 | 10948.73             | 0.072                  | 4.12                  | 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.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0.0476 < 0.0625 \quad \text{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0412 > \frac{9.15}{10.10.76} = 0.085 \quad \text{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.0104 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{(C.N.V)} \end{array} \right.$$

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

**Calcul de la flèche :[2]**

M<sub>ser</sub> =9. 15kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{12.18} = 0.0104.$$

ρ = 1.04 % ⇒ β<sub>1</sub> = 0.858 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 377.5 \text{MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right) 0.0104} = 3.95$$

λ<sub>v</sub> = 2/5 λ<sub>i</sub> = 1.58

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0104 \cdot 377.5 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.794$$

Détermination de l'axe neutre :

$$y = \frac{\frac{b_0 \cdot h^2}{2} + \frac{(b - b_0) \cdot h_0^2}{2} + 15A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0 + 15A} = 10.20 \text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I = \frac{b_0}{3} [y^3 + (h - y)^3] + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + h_0(b - b_0)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 24609.626 \text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 7439.836 \text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 13170.213 \text{cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{MPa} ; E_v = 1/3 E_i = 10819 \text{MPa}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{9.15 \times 10^6 \times (4.20 \times 10^3)^2}{10 \cdot (32164.2 \times 7439.836 \times 10^4)} \Rightarrow f_i = 6.75 \text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{9.15 \times 10^6 \times (4.20 \times 10^3)^2}{10 \cdot (10819 \times 13170.213 \times 10^4)} \Rightarrow f_v = 11.33 \text{mm}.$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 11.33 - 6.75 = 4.58 \text{ mm}$$

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

$$\text{Avec : } f_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8.40 \text{mm}.$$

Donc :  $\Delta f_t = 4.58 \text{ mm} < f_{limite} = 8.40 \text{ mm}$

**Avec :**

**L :** longueur de travée.

**I<sub>0</sub> :** le moment d'inertie de la section rendue homogène.

**f<sub>28</sub> :** la résistance caractéristique du béton à la traction.

**σ<sub>s</sub> :** la contrainte de traction effective de l'armature.

**ρ :** Le pourcentage d'armature égal à: A/b<sub>0</sub>d.

**M<sub>ser</sub> :** moment de service maximum dans la travée.

**f<sub>i</sub> :** les déformations instantanées.

**f<sub>v</sub> :** les déformations de longue durée.

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

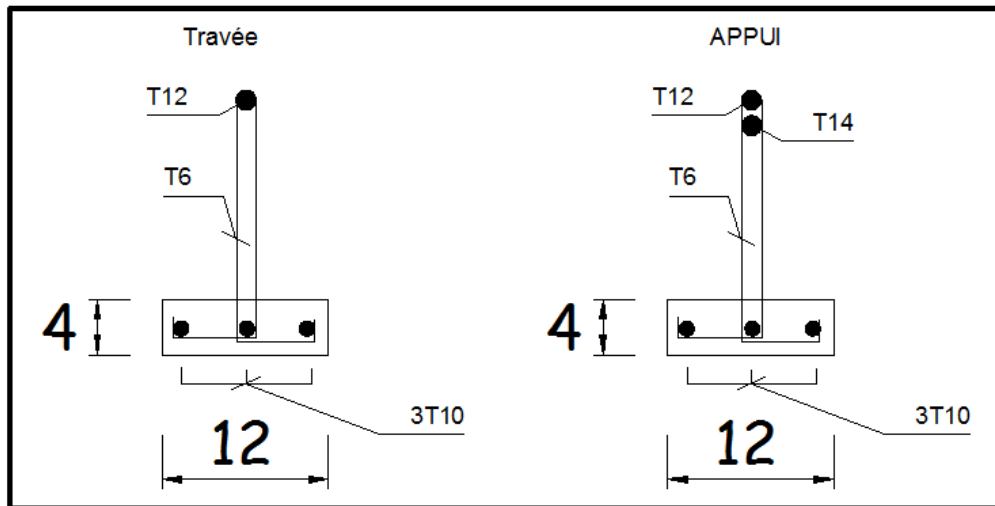


Fig.III.14 : Ferrailage des poutrelles

Tableau. III.21 : Récapitulation des résultats de la flèche.

| M (kN.m)             | A (cm <sup>2</sup> )               | y (cm)                             | ρ      | β <sub>1</sub>      | σ <sub>s</sub> (MPa) | μ      | λ <sub>i</sub>        | λ <sub>v</sub>        |
|----------------------|------------------------------------|------------------------------------|--------|---------------------|----------------------|--------|-----------------------|-----------------------|
| 9.15                 | 2.26                               | 10.20                              | 0.0104 | 0.858               | 215.74               | 0.794  | 3.95                  | 1.58                  |
| I (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> ) | L(m)   | f <sub>i</sub> (mm) | f <sub>v</sub> (mm)  | Δf(mm) | f <sub>adm</sub> (mm) | Δf < f <sub>adm</sub> |
| 24609.626            | 7439.836                           | 13170.213                          | 4.20   | 7.72                | 12.96                | 4.58   | 8.40                  | C.V                   |

#### III.4.4. Ferrailage 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 appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage 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 perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (20×20) cm<sup>2</sup>

Armatures :

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

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

A<sub>t</sub> : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{Donc : } A_t \geq \frac{4 \times 65}{420} = 0.62 \text{ cm}^2$$

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

On choisit un treillis soudé : TS-150x150  $\phi=6\text{mm}$ .

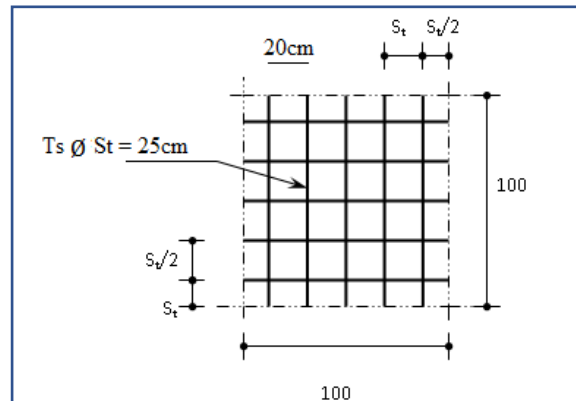


Fig.III.15 : Schéma de la Table de compression



*CHAPITRE IV :*  
*Etude*  
*dynamique*

## IV.1. Introduction :

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.

Notre bâtiment sera implanté dans une zone de moyenne sismicité (**IIa**), en plus la hauteur totale de la structure est  $h = 18.96\text{m}$  (y compris la hauteur de l'acrotère de  $0.60\text{m}$ ).

D'après le RPA 2003 toute structure située en zone IIa et ayant une hauteur qui dépasse les  $14\text{m}$ , ne peut être considérée comme auto stable et devra comporter des éléments de contreventement en voile. Article 3-4-A-1b du RPA99/version 2003.

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

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

## IV. 2. Choix de la méthode de calcul :

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.

La structure présente une configuration irrégulière selon le RPA99version 2003 ►► [Art 4.1.2.b] ◀◀, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable.

### a) Méthode dynamique modale spectrale :

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.

La valeur de la force sismique à la base de la structure  $V$  est calculée avec la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} W$$

La définition des paramètres de l'équation ci-dessus est mentionnée dans les paragraphes suivants.

**b) Modélisation :**

Dans le modèle la rigidité du plancher est prise en compte par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

**c). Le spectre de réponse de calcul :**

Selon le Règlement Parasismique Algérien **RPA 99 –Version 2003**, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

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

- L'ouvrage est du " groupe 2 " (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la commune de DJELIDA (zone IIa) Donc : **A=0,15**
- Le site est classé S2 (sol ferme) d'après le rapport de sol  
Catégorie S2 → site ferme → T<sub>2</sub> =0,40 sec ; T<sub>1</sub>=0,15 sec.

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

Structure est en béton →  $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique ( $\xi=7\%$ ).

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

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

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement **R** qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. [Tableau 4.3 RPA99/version2003]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, le choix du type de contreventement doit être fait selon les conditions suivantes :

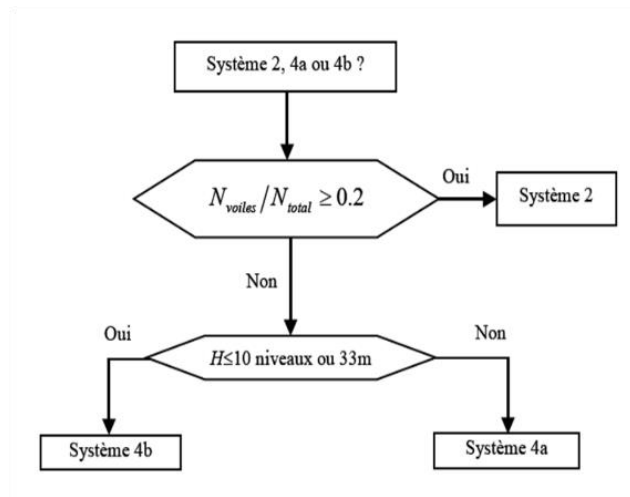


Fig.IV-1 Choix du facteur R

Le système de contreventement qui sera choisi doit satisfaire au diagramme ci-dessus.

On choisira soit :

- Un contreventement par voiles porteur (**R = 3.5**).
- Un contreventement avec portiques et voiles (**R=4 ou R=5**)

Les cas où R=4 ou R=5 doivent satisfaire à la condition suivante :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales et les portiques ne reprennent que les charges verticales.

**Pour notre projet on optera pour R=3.5**

**\* Le facteur de qualité Q : RPA99 version 2003 ►► [Art.4.2.3] ◀◀**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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

La valeur de **Q** est donnée par le tableau IV-1 (**RPA 99/version 2003**).

- Chaque file de portique comporte à tous les niveaux au moins 3 travées dont le rapport de portée n'exède pas 1.5.
- Le bloc est régulier en élévation.
- Les travées ont des rapports de longueur inférieur à 1.5 et chaque étage possède en plan au moins 4 files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées.

**Tableau IV.1: Facteur de qualité**

| Critère q   | Observé (o/n) | Pq<br>Selon X | Pq<br>Selon Y |
|---|---------------|---------------|---------------|
| Conditions minimales sur les files de contreventement | Oui           | 0             | 0             |
| Redondance en plan                                    | Oui           | 0             | 0             |
| Régularité en plan                                    | Non           | 0.05          | 0.05          |
| Régularité en élévation                               | Oui           | 0             | 0             |
| Contrôle de la qualité des matériaux                  | Non           | 0.05          | 0.05          |
| Contrôle de la qualité de l'exécution                 | Non           | 0.1           | 0.1           |
| $Q = 1 + \sum P_q$                                    |               | $Q_x = 1.20$  | $Q_y = 1.20$  |

**\* Le facteur d'amplification dynamique moyen D : RPA99 version 2003 ►► [Art.4.2.3] ◀◀**

D : facteur d'amplification dynamique moyen onction de la catégorie du site du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0,3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

**Estimation de la période fondamentale T :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques suivante [2] :

$$T = \text{Min} \left( T = C_T \times h_N^{3/4}, T_{x,y} = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

- $C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 selon le **RPA99/version 2003**.
- $h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- $D$ : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré
  - $h_N = 18.96 \text{ m}$
  - $C_T = 0,05$
  - $D_x = 27.20 \text{ m}$
  - $D_y = 20.55 \text{ m}$

$$T = \text{Min} \left( 0.05 \times 18.96^{3/4}, 0.09 \frac{18.96}{\sqrt{27.20}}, 0.09 \frac{18.96}{\sqrt{20.55}} \right) = \text{min} (0.45 ; 0.33 ; 0.39)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.33 \text{ sec} \\ T_y = 0.39 \text{ sec} \\ T = 0.45 \text{ sec} \end{array} \right.$$

- sens (x-x) :  $T_X = \text{min}(0.45 ; 0.33) = \underline{0.33\text{sec}}$

- sens (y-y) :  $T_Y = \text{min}(0.45 ; 0.39) = \underline{0.39\text{sec}}$

**Le choix de la période de calcul :**

$$T = \begin{cases} T_{\text{Analytique}} & \text{Si } T_{\text{Analytique}} \leq T_{\text{Empirique}} \\ T_{\text{Empirique}} & \text{Si } T_{\text{Empirique}} \leq T_{\text{Analytique}} \leq 1.3T_{\text{Empirique}} \\ 1.3T_{\text{Empirique}} & \text{Si } T_{\text{Analytique}} \geq 1.3T_{\text{Empirique}} \end{cases}$$

Finalement on tire la fonction spectrale suivante (figure IV-1) :

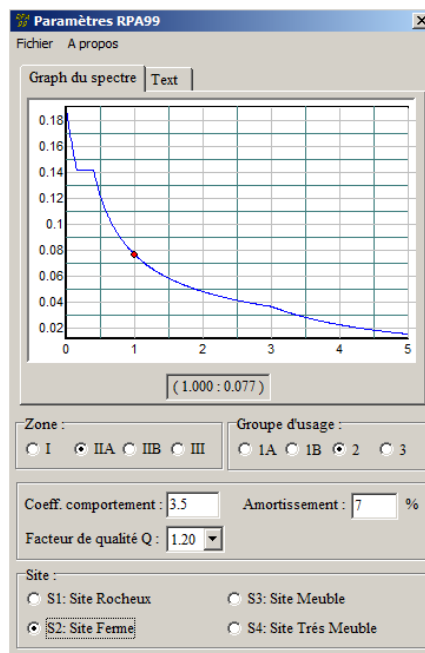


Fig.IV-2 Fonction spectrale

### IV-3 ANALYSE MODALE DU MODELE INTIAL :

Le modèle initial sera modélisé avec les portiques seulement, puis on évaluera la période fondamentale afin d'estimer la rigidité initiale de la structure.

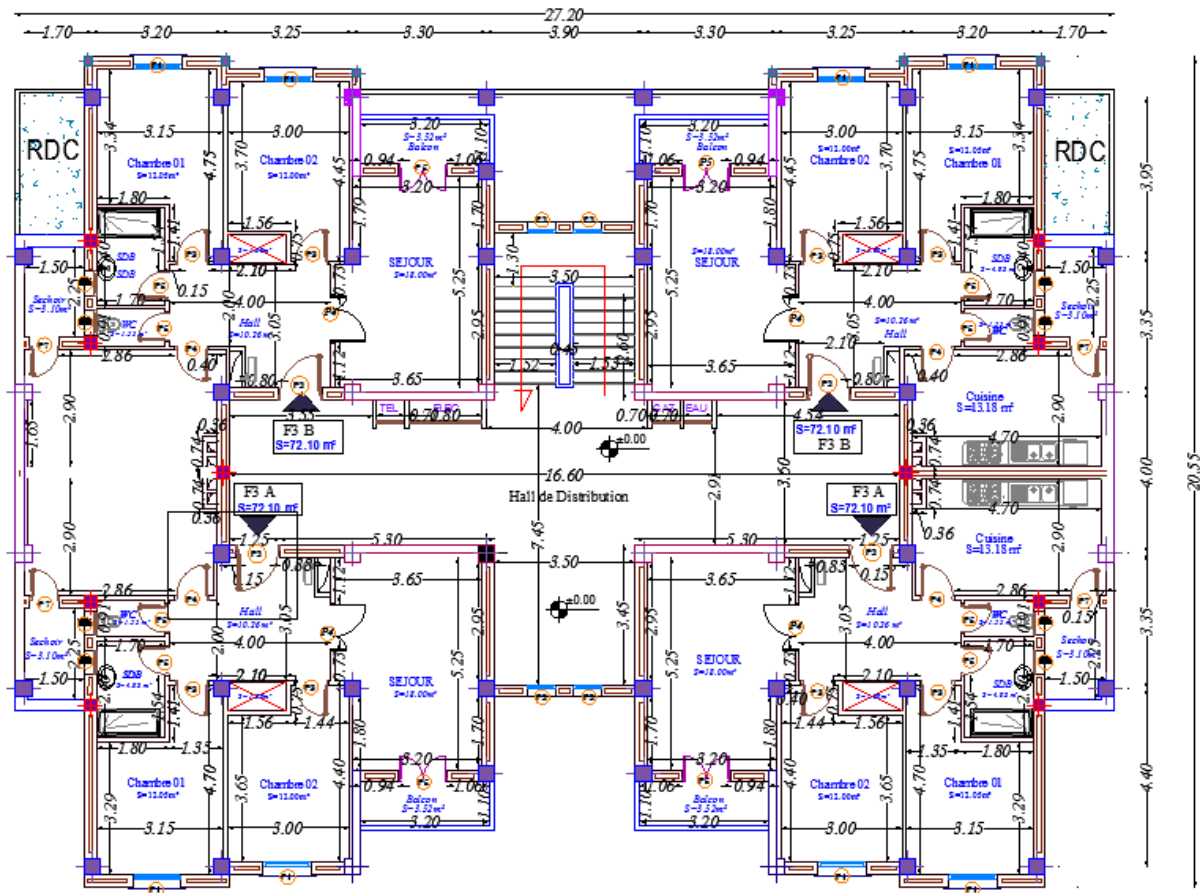


Fig.IV-3 Vue en plan d'un étage sans voile

Le programme **ROBOT d'AUTODESK** sera utilisé pour mener cette analyse.

La modélisation des éléments résistants est effectuée comme suit :

- Chaque poteau et chaque poutre de la structure ont été modélisés par l'élément « barres »
- Les voiles seront modélisés par l'élément « panneaux »
- Les masses des éléments non modélisés sont réparties aux nœuds (chaque nœud reprend la masse qui lui revient ( $W_G + \beta W_Q$ )).

Avec :

$W_G$  : masse due aux charges permanentes.

$W_Q$  : masse due aux charges d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge.

$\beta = 0.2$  cas des bâtiments à usage d'habitation.

a) **Estimation de la période fondamentale T :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques suivante [2] :

$$T = \text{Min} \left( T = C_T \times h_N^{3/4}, T_{x,y} = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

- $C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 selon le **RPA99/version 2003**.
- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- $D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

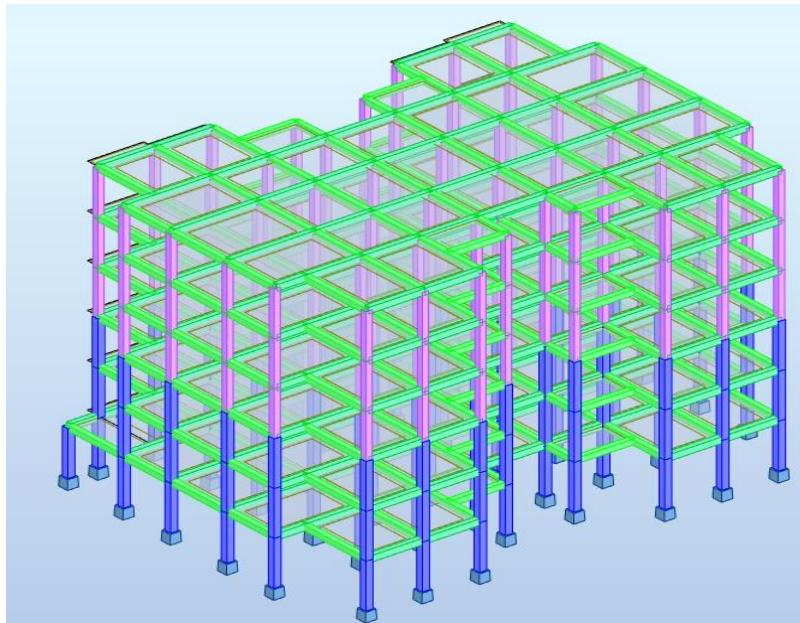


Fig. IV-3 Modèle initial avec ROBOT (sans voiles)

- $h_N = 18.96$  m
- $C_T = 0,05$
- $D_x = 27.20$  m
- $D_y = 20.55$  m

$$T_{\text{empirique}} = \text{Min} \left( 0.05 \times 18.96^{\frac{3}{4}}, 0,09 \frac{18.96}{\sqrt{27.20}}, 0,09 \frac{18.96}{\sqrt{20.55}} \right)$$

$$T_{\text{empirique}} = \text{min} (0.45 ; 0.33 ; 0.39) = 0.33\text{s}$$



On commencera par faire une analyse modale pour vérifier :

- La période
- Le pourcentage de participation massique
- La torsion

Tableau IV-2 Périodes du modèle initial sans voiles

| Résultats: dynamique - Cas: 3 (Modale) Modes actifs: 1..45; CQC |               |                        |                        |                     |                     |
|---|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|
| Cas/Mode  | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] |
| 3/ 1  | 0.83          | 0.10                   | 72.58                  | 0.10                | 72.58               |
| 3/ 2  | 0.77          | 20.56                  | 77.68                  | 20.47               | 5.10                |
| 3/ 3  | 0.75          | 79.00                  | 78.67                  | 58.44               | 0.99                |
| 3/ 4  | 0.28          | 79.01                  | 89.47                  | 0.01                | 10.80               |
| 3/ 5  | 0.26          | 85.92                  | 90.12                  | 6.91                | 0.65                |
| 3/ 6  | 0.25          | 91.08                  | 90.73                  | 5.15                | 0.61                |

Selon l'article 4.2.4 (4) du RPA/2003, la période doit être majorée de 30% donc

$$T_{\text{analytique}} = 0.83s$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.33s \rightarrow 1.3T_{\text{empirique}} = 0.43s$$

$$\text{Donc : } T = 1.3T_{\text{empirique}} = 0.43s$$

La période numérique  $T=0.83s$  supérieur à la période fondamentale du RPA, de plus on constate une torsion au niveau du MODE 2 ( $U_x = 20.47\%$  et  $U_y = 5.10\%$ ).

Nous constatons aussi que le 1<sup>er</sup> mode présente une translation selon la direction Y.

Nous proposons d'ajouter des voiles parallèles à la direction Y afin d'ajouter une rigidité et aussi éviter d'avoir une torsion en mode 1 et 2.

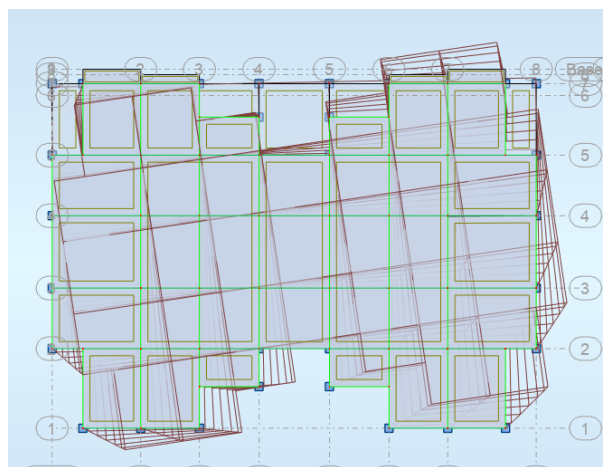


Fig. IV.4. Torsion en Mode 2 du modèle initial sans voiles

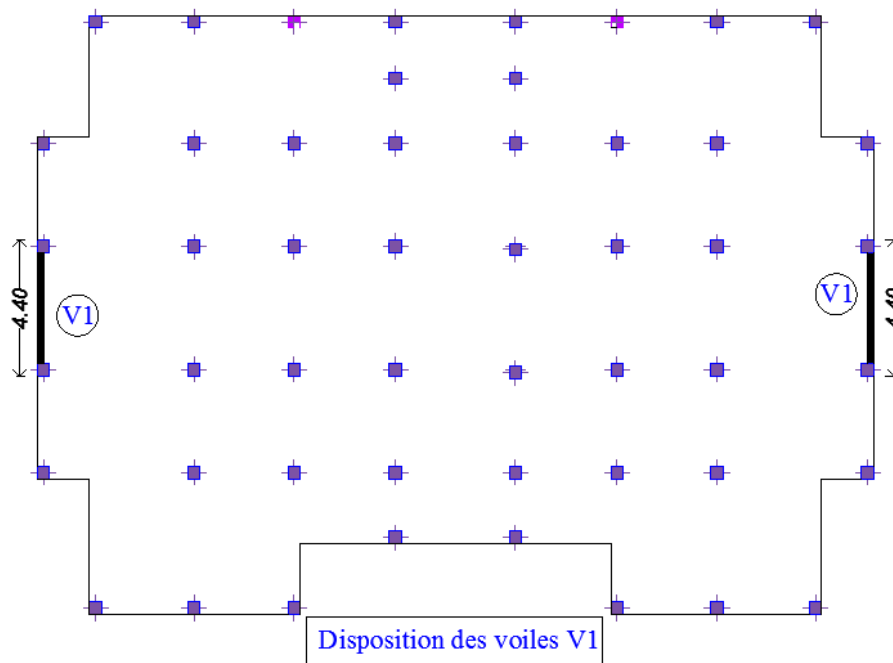
Selon le RPA, le voile devra avoir une épaisseur minimale de 15 cm, cette épaisseur dépend aussi de la hauteur d'étage. La hauteur d'étage étant de 3.06m.

La longueur des voiles ne doit pas être inférieure à quatre fois son épaisseur.

**IV-4 VARIANTE 1 DU MODELE CONTREVENTE :**

On adopte le choix du voile suivant : V1 → L = 4.40m et épaisseur ép. = 20cm

On ajoute deux voiles de longueur 4.40m comme indiqué sur figure ci-dessous :



**Fig. IV-5. Disposition des voiles adoptée pour variante 1**

Au vu des résultats des périodes on a des translations au niveau du mode 1 et 2. La torsion est au niveau du mode 3.

Tableau IV-3 Période variante 1

| Cas/Mode | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] |
|----------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|
| 3/ 1     | 0.76          | 78.77                  | 0.00                   | 78.77               | 0.00                |
| 3/ 2     | 0.49          | 78.77                  | 69.67                  | 0.00                | 69.67               |
| 3/ 3     | 0.39          | 78.77                  | 69.96                  | 0.00                | 0.30                |
| 3/ 4     | 0.26          | 90.81                  | 69.96                  | 12.04               | 0.00                |

Le RPA préconise que les deux directions du bloc doivent être contreventée.

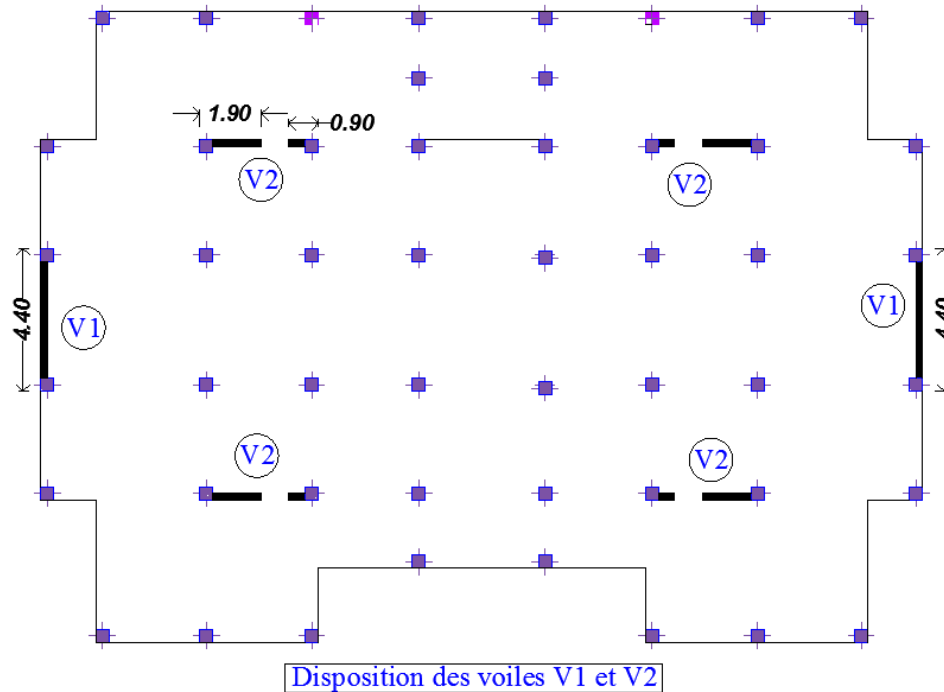
On a une période du mode 1 T=0.76s supérieure à celle recommandée par le RPA

La translation du mode 1 est selon la direction X donc nous allons ajouter des voiles de contreventement parallèlement à la direction X.

On choisira deux voiles avec ouverture V2 disposés comme indiqué sur la figure IV-6.

**IV-5 VARIANTE I1 DU MODELE CONTREVENTE :**

L'ajout d'autres voiles de contreventement sur la périphérie de la structure est très difficiles dans la direction longitudinale vue les plans d'architecture ; pour cette raison on a pris ajouté des voiles avec des ouvertures comme indiqué dans la figure IV-6.



**Fig. IV-6. Disposition des voiles V1 et V2 adoptée pour variante 2**

Tableau IV-4 PERIODES Variante 2

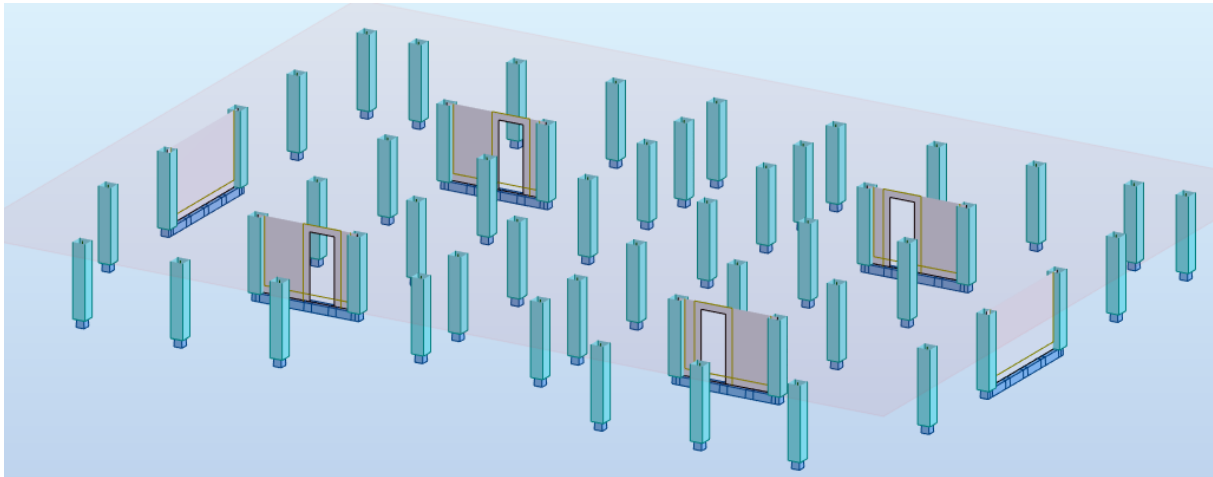
| Cas/Mode | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] |
|----------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|
| 3/ 1     | 0.50          | 0.00                   | 69.74                  | 0.00                | 69.74               |
| 3/ 2     | 0.46          | 71.16                  | 69.75                  | 71.16               | 0.00                |
| 3/ 3     | 0.37          | 71.17                  | 69.88                  | 0.01                | 0.13                |
| 3/ 4     | 0.12          | 71.17                  | 89.40                  | 0.00                | 19.52               |
| 3/ 5     | 0.12          | 89.77                  | 89.40                  | 18.60               | 0.00                |
| 3/ 6     | 0.09          | 89.78                  | 89.45                  | 0.00                | 0.05                |
| 3/ 7     | 0.07          | 89.78                  | 89.45                  | 0.00                | 0.00                |
| 3/ 8     | 0.07          | 89.78                  | 89.45                  | 0.01                | 0.00                |
| 3/ 9     | 0.07          | 89.78                  | 89.99                  | 0.00                | 0.54                |
| 3/ 10    | 0.07          | 89.78                  | 89.99                  | 0.00                | 0.00                |
| 3/ 11    | 0.07          | 89.79                  | 89.99                  | 0.01                | 0.00                |
| 3/ 12    | 0.07          | 89.79                  | 89.99                  | 0.00                | 0.00                |
| 3/ 13    | 0.07          | 89.81                  | 89.99                  | 0.02                | 0.00                |
| 3/ 14    | 0.07          | 89.81                  | 89.99                  | 0.00                | 0.00                |
| 3/ 15    | 0.07          | 89.84                  | 89.99                  | 0.03                | 0.00                |
| 3/ 16    | 0.06          | 89.84                  | 89.99                  | 0.00                | 0.00                |
| 3/ 17    | 0.06          | 89.84                  | 89.99                  | 0.00                | 0.00                |
| 3/ 18    | 0.06          | 89.85                  | 89.99                  | 0.01                | 0.00                |
| 3/ 19    | 0.06          | 89.85                  | 89.99                  | 0.00                | 0.00                |
| 3/ 20    | 0.06          | 89.90                  | 89.99                  | 0.05                | 0.00                |
| 3/ 21    | 0.06          | 90.08                  | 89.99                  | 0.18                | 0.00                |
| 3/ 22    | 0.06          | 90.09                  | 89.99                  | 0.01                | 0.00                |
| 3/ 23    | 0.06          | 90.12                  | 90.00                  | 0.03                | 0.01                |

La période du modèle de la Variante 2 est proche de celle du RPA

On n'a pas de problème de torsion au niveau du mode 1 et 2

Masse modale  $U_x = 71.16\% > 90\%$  mode 2

Masse modale  $U_y = 69.74\% > 90\%$  mode 1



**Fig. IV-7. Vue 3D du modèle de la variante 2 avec les voiles**

L'étape suivante consiste à faire l'étude de la structure en introduisant le cas sismique E.

#### **IV-6. ANALYSE SISMIQUE :**

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

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

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérifications des déplacements inter-étage.
4. Justification du coefficient de comportement R.
5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.
5. Vérification de la force sismique V à la base.
6. Vérification de la stabilité au renversement.
7. Vérification de l'effet P- $\Delta$ .

### IV.5-1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES 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 et le centre de rigidité.

#### IV.5.1.1. Centre de masse :

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

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

Avec :

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

#### IV.5.1.2. 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 :

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

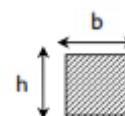
Avec :

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

Il est rappelé que :

- ✓ Le centre de torsion d'un voile 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 : 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.

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



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. IV.5 : Centre de masse et de torsion.**

| Nom     | Masse [kg] | G (x,y,z) [m]   | R (x,y,z) [m]   | Ix [kgm2]   | Iy [kgm2]   | Iz [kgm2]   | ex0 [m] | ey0 [m] |
|---------|------------|-----------------|-----------------|-------------|-------------|-------------|---------|---------|
| Etage 1 | 470195.25  | 12.72 10.30 2.7 | 13.40 9.35 2.27 | 14870219.20 | 33318104.94 | 47532919.45 | 0.68    | 0.96    |
| Etage 2 | 438908.48  | 12.67 9.71 5.82 | 13.40 9.33 5.34 | 12476262.73 | 31223982.97 | 43087344.00 | 0.73    | 0.39    |
| Etage 3 | 438908.48  | 12.67 9.71 8.88 | 13.40 9.33 8.40 | 12476262.67 | 31223982.97 | 43087343.94 | 0.73    | 0.39    |
| Etage 4 | 425130.97  | 12.64 9.71 11.9 | 13.40 9.32 11.5 | 11901153.17 | 30241028.78 | 41627155.91 | 0.76    | 0.39    |
| Etage 5 | 425130.97  | 12.64 9.71 15.0 | 13.40 9.32 14.5 | 11901153.17 | 30241028.78 | 41627155.91 | 0.76    | 0.39    |
| Etage 6 | 454857.25  | 13.40 9.70 18.1 | 13.40 9.28 17.6 | 13159235.28 | 30527269.88 | 43167815.30 | 0.00    | 0.42    |

**IV.5. 1.3. EXCENTRICITE :**

Une excentricité très élevée entre le centre de rigidité et le centre de masse provoquera une augmentation de l'effort tranchant à la base de la structure.

**IV.5. 1.3.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.5. 1.3.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 doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

- $e_x = 0,05 \times L_x \rightarrow L_x = 27.20m \rightarrow e_x = 1.36m.$
- $e_y = 0,05 \times L_y \rightarrow L_y = 20.55m \rightarrow e_y = 1.03m.$

**IV.5. 1.3.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 x = 15 %.  $L_x = 4.08$  m
- Excentricité suivant y = 15 %.  $L_y = 3.08$  m

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. IV.6 : Evaluation de l'excentricité de chaque niveau**

| Niveau<br>(m) | Dimensions<br>du bloc<br>(m) | Excentricité théorique |           |           |           | Excentricité<br>accidentelle |           | Excentricité admissible |       | Vérification |
|---------------|------------------------------|------------------------|-----------|-----------|-----------|------------------------------|-----------|-------------------------|-------|--------------|
|               |                              | ex<br>(m)              | ey<br>(m) | ex<br>(%) | ey<br>(%) | ex<br>(m)                    | ey<br>(%) | ex(m)                   | ey(m) |              |
| 1er           | 27.20-20.55                  | 0.68                   | 0.96      | 2.5       | 4.7       | 1.36                         | 1.03      | 4.08                    | 3.08  | Ok           |
| 2eme          | 27.20-20.55                  | 0.73                   | 0.96      | 2.7       | 4.7       | 1.36                         | 1.03      | 4.08                    | 3.08  | Ok           |
| 3eme          | 27.20-20.55                  | 0.73                   | 0.96      | 2.7       | 4.7       | 1.36                         | 1.03      | 4.08                    | 3.08  | Ok           |
| 4eme          | 27.20-20.55                  | 0.76                   | 0.96      | 2.8       | 4.7       | 1.36                         | 1.03      | 4.08                    | 3.08  | Ok           |
| 5eme          | 27.20-20.55                  | 0.76                   | 0.96      | 2.8       | 4.7       | 1.36                         | 1.03      | 4.08                    | 3.08  | Ok           |
| Terrasse      | 27.20-20.55                  | 0                      | 0.42      | 0         | 2.0       | 1.36                         | 1.03      | 4.08                    | 3.08  | Ok           |

*Le tableau IV-6 nous indique que les excentricités accidentelles et théoriques sont inférieures aux excentricités admissibles par le RPA.*

*Les pourcentages théoriques calculés sont inférieurs à 5%.*

#### **IV-5.2 VERIFICATION DU MODELE VARIANTE II :**

Les vérifications du comportement modal de la structure ont été déjà faites.

##### **IV-5-2-1 Vérification des déplacements inter-étage :**

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

$$\delta_k = \delta_{ek} * R \text{ [selon RPA99 version 2003 : } \blacktriangleright \blacktriangleright \text{Art 4.4.3} \blacktriangleleft \blacktriangleleft \text{] [1]}$$

➤  $\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$ .

➤ R : coefficient de comportement = 3.5

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ [selon RPA99 version 2003 : } \blacktriangleright \blacktriangleright \text{Art 4.4.3} \blacktriangleleft \blacktriangleleft \text{] [1]}$$

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

**Tableau. IV.7 : Vérification des déplacements inter-étage sens X**

| Niveau (m) | $\delta_{ekx}$ (cm) | $\delta_{kx} = \delta_{ek} * R$ (cm) | he/100 cm | $\Delta kx$ cm | Vérification $\Delta U1 \leq he/100$ |
|------------|---------------------|--------------------------------------|-----------|----------------|--------------------------------------|
| 1          | 0.1                 | 0.35                                 | 3.06      | 0.35           | OK                                   |
| 2          | 0.2                 | 0.70                                 | 3.06      | 0.35           | OK                                   |
| 3          | 0.4                 | 1.40                                 | 3.06      | 0.70           | OK                                   |
| 4          | 0.6                 | 2.10                                 | 3.06      | 0.70           | OK                                   |
| 5          | 0.8                 | 2.80                                 | 3.06      | 0.90           | OK                                   |
| Terrasse   | 1.0                 | 3.5                                  | 3.06      | 0.70           | OK                                   |

**Tableau. IV.8 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y**

| Niveau (m) | $\delta_{eky}$ (cm) | $\delta_{ky} = \delta_{ek} * R$ (cm) | he/100 cm | $\Delta ky$ cm | Vérification $\Delta U1 \leq he/100$ |
|------------|---------------------|--------------------------------------|-----------|----------------|--------------------------------------|
| 1          | 0.1                 | 0.35                                 | 3.06      | 0.35           | OK                                   |
| 2          | 0.2                 | 0.70                                 | 3.06      | 0.35           | OK                                   |
| 3          | 0.4                 | 1.40                                 | 3.06      | 0.70           | OK                                   |
| 4          | 0.6                 | 2.10                                 | 3.06      | 0.70           | OK                                   |
| 5          | 0.9                 | 3.15                                 | 3.06      | 1.05           | OK                                   |
| Terrasse   | 1.1                 | 3.85                                 | 3.06      | 0.70           | OK                                   |

#### IV-5-2-2 Justification du coefficient de comportement R :

**Tableau. IV.9 : Pourcentage du poids total repris par les voiles**

| Etage | Poids total (ELU) (KN) | Poids sur poteaux (KN) | Poids sur voiles (KN) | % poids repris par les voiles | Vérification |
|-------|------------------------|------------------------|-----------------------|-------------------------------|--------------|
| 1     | 40108.65               | 30392.14               | 9716.51               | 24                            | Ok           |
| 2     | 32541.33               | 24412.16               | 8129.17               | 25                            | Ok           |
| 3     | 25854.90               | 19371.00               | 6483.90               | 25                            | Ok           |
| 4     | 19244.47               | 14013.40               | 5231.06               | 27                            | Ok           |
| 5     | 12740.44               | 9154.09                | 3586.35               | 28                            | Ok           |
| 6     | 6236.41                | 4478.10                | 1758.30               | 28                            | Ok           |



#### IV-5-2-3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où :

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

$B_c$  est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton

**Tableau. IV.10 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.**

| Etage | Poteaux | $N_d$ (KN) | $v$   | Sous la combinaison | Vérification<br>$v \leq 0,3$ |
|-------|---------|------------|-------|---------------------|------------------------------|
| 1     | 40x40   | 1098.87    | 0.275 | G + Q + Ex          | OK                           |
| 2     | 40x40   | 896.88     | 0.224 | //                  | OK                           |
| 3     | 40x40   | 699.56     | 0.175 | //                  | OK                           |
| 4     | 35x35   | 505.23     | 0.165 | //                  | OK                           |
| 5     | 35x35   | 317.57     | 0.104 | //                  | OK                           |
| 6     | 35x35   | 134.13     | 0.044 | //                  | OK                           |

#### IV-5-2-4 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA

La résultante des forces sismique à la base  $V_{ROBOT}$  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

Rappelons que l'effort sismique généré à la base de la structure est :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

➤  $A = 0.15$

➤  $Q = 1.20$

➤  $R = 3.5$

➤ Estimation de  $D_x$  et  $D_y$  :

$T_{analytique} = 0.50s$

$T_{xempirique} = 0.33s \rightarrow 1.3T_{empirique} = 0.43s$

$T_{yempirique} = 0.39s \rightarrow 1.3T_{empirique} = 0.51s$

$$T = \begin{cases} T_{Analytique} & \text{Si } T_{Analytique} \leq T_{Empirique} \\ T_{Empirique} & \text{Si } T_{Empirique} \leq T_{Analytique} \leq 1.3T_{Empirique} \\ 1.3T_{Empirique} & \text{Si } T_{Analytique} \geq 1.3T_{Empirique} \end{cases}$$

Pour le calcul de Dx on prendra la valeur  $T = 1.3T_{empirique} = 0.43s$

Pour le calcul de Dy on prendra la valeur  $T = T_{empirique} = 0.39s$

$$= \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Rappelons que  $T_2 = 0.40s$

Pour Dx :  $T = 0.43s > T_2 = 0.40s$  et  $T < 3.0s \rightarrow Dx = 2.101$

Pour Dy :  $T = 0.39s < T_2 = 0.40s \rightarrow Dy = 2.205$

➤ Le poids W est tiré à partir du programme *ROBOT*  $\rightarrow W = 26018.33 \text{ KN}$

**Détermination de la force (V) :**

$$V_x = \frac{0.15 \cdot 2.101 \cdot 1.2}{3.5} \times 26018.33 = 2811.32 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \cdot 2.205 \cdot 1.2}{3.5} \times 26018.33 = 2950.48 \text{ KN}$$

D'après le fichier des résultats de *ROBOT* on a :

➤  $F_x = 2566.67 \text{ KN}$

➤  $F_y = 2409.38 \text{ KN}$

Ce qui donne :

$$V_{ROBOT}^x = 2566.67 \text{ kN} > 0,8V^x = 2249.06 \text{ kN} \dots\dots \text{vérifié}$$

$$V_{ROBOT}^y = 2509.38 \text{ kN} > 0,8V^y = 2360.38 \text{ kN} \dots\dots \text{vérifié}$$

#### IV.5.2.5. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003 ►► [Art 5.9]

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

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

- $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- $V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- $\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

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

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

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

**Tableau. IV.11 : Vérification l'effet P-Δ sens X**

| Niveau (m) | $h_k$ | $W_k$ (kN) | $V_{Xk}$ | $\Delta_{Xk}$<br>cm | $\theta_{Xk}$ | Vérification<br>$\theta_{Xk} \leq 0.1$ |
|------------|-------|------------|----------|---------------------|---------------|--|
| Terrasse   | 306   | 4227.33    | 861.92   | 0.70                | 0.011         | OK                                     |
| 5          | 306   | 8396.44    | 1445.44  | 0.90                | 0.017         | OK                                     |
| 4          | 306   | 12565.55   | 1876.47  | 0.70                | 0.015         | OK                                     |
| 3          | 306   | 16813.47   | 2200.09  | 0.70                | 0.017         | OK                                     |
| 2          | 306   | 21117.69   | 2428.66  | 0.35                | 0.010         | OK                                     |
| 1          | 306   | 26018.33   | 2551.23  | 0.35                | 0.012         | OK                                     |

**Tableau. IV.12 : Vérification l'effet P-Δ sens Y**

| Niveau (m) | $h_k$ | $W_k$ (kN) | $V_{Yk}$ | $\Delta_{Yk}$<br>cm | $\theta_{Yk}$ | Vérification<br>$\theta_{Yk} \leq 0.1$ |
|------------|-------|------------|----------|---------------------|---------------|--|
| Terrasse   | 306   | 4227.33    | 825.97   | 0.70                | 0.012         | OK                                     |
| 5          | 306   | 8396.44    | 1364.05  | 1.05                | 0.021         | OK                                     |
| 4          | 306   | 12565.55   | 1756.16  | 0.70                | 0.016         | OK                                     |
| 3          | 306   | 16813.47   | 2054.01  | 0.70                | 0.019         | OK                                     |
| 2          | 306   | 21117.69   | 2270.43  | 0.35                | 0.011         | OK                                     |
| 1          | 306   | 26018.33   | 2391.53  | 0.35                | 0.012         | OK                                     |

**IV.7. Conclusion :**

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de la structure. La structure à une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferrailage correct.

*CHAPITRE V :*  
*FERRAILLAGE DES*  
*ELEMENTS*  
*RESISTANTS*

**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.

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Les Poutres,
2. Les Poteaux,
3. Les voiles.

**V.2. Ferrailage des poutres :****V.2.1. Introduction :**

Les poutres sont sollicitées par les moments fléchissant et les efforts tranchants,

Le ferrailage 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)

- $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

G : charge permanente ; Q : charge d'exploitation E : charge sismique.

**➤ Les sections :**

- Poutres principales (bxh) =  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires (bxh) =  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

**➤ Les matériaux :**

- Situation durable :
  - Béton :  $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_b = 1.5$
  - Acier : FeE400;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ ; FeE400;  $\gamma_s = 1.15$

- Situation accidentelle :
  - Béton :  $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$
  - Acier : FeE400 ;  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1$

**V.2.2. Recommandation des règlements :**

**Selon le RPA99version 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 :
  - 40 $\Phi$  en zone Iia.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées. Le ferrailage 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 :  $A \geq A_{min} = \frac{b \cdot h}{1000}$

- $St \leq \min [0.9d ; 40\text{cm}]$
- $\frac{A_t f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa}$
- $\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{c28} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$

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

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par :  $\Phi_t \leq \min [ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ]$

**V.2.3. Ferrailage à l'Etat Limite Ultime :**

• **Armatures longitudinales :**

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants :

Les tableaux ci-après résument les efforts des poutres poteuses et secondaires les plus sollicitées au niveau de chaque étage.

On a considéré au niveau de chaque étage une poutre porteuse intermédiaire et une poutre de rive.

Pour chaque poutre on a mentionné un moment en travée et un moment en appui.

On a ensuite utilisé les formules de calcul des sections d'armatures en flexion simple et enfin choisi le ferrailage.

On a utilisé un programme qui nous permet de calculer de manière automatique la section d'acier (*SOCOTEC*).

Dans les tableaux on a cherché pour chaque poutre de chaque étage le moment maximum en travée avec la combinaison ELU et le moment maximum en appui avec les combinaison accidentelles (G+Q+E et 0.8G+E).

**Tableau.V.1 : Ferrailage longitudinal des poutres principales**

| Niveau   | B (cm <sup>2</sup> ) | Type    | Position | M <sub>u</sub> (KN.m) | Comb.               | A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|----------|----------------------|---------|----------|-----------------------|---------------------|--|---|
| Terrasse | 30*40                | Interm. | Travée   | 82.43                 | ELU                 | 6.74                                     | 3HA16+3HA14=10.65                       |
|          |                      |         | Appui    | -70.89                | G+Q+E <sub>x</sub>  | 5.73                                     | 3HA16=6.03                              |
|          |                      | Rive    | Travée   | 51.34                 | ELU                 | 4.07                                     | 3HA14=4.62                              |
|          |                      |         | Appui    | -33.14                | G+Q+E <sub>x</sub>  | 2.58                                     | 3HA14=4.62                              |
| Etage 5  | 30*40                | Interm. | Travée   | 84.44                 | ELU                 | 6.92                                     | 3HA16+3HA14=10.65                       |
|          |                      |         | Appui    | -140.37               | G+Q +E <sub>x</sub> | 12.29                                    | 3HA20+3HA14=14.04                       |
|          |                      | Rive    | Travée   | 45.52                 | ELU                 | 3.59                                     | 3HA14=4.62                              |
|          |                      |         | Appui    | -63.30                | G+Q+E <sub>y</sub>  | 5.07                                     | 3HA16=6.03                              |
| Etage 4  | 30*40                | Interm. | Travée   | 84.44                 | ELU                 | 6.92                                     | 3HA16+3HA14=10.65                       |
|          |                      |         | Appui    | -123.46               | G+Q +E <sub>x</sub> | 10.58                                    | 3HA16+3HA14=10.65                       |
|          |                      | Rive    | Travée   | 16.47                 | ELU                 | 1.26                                     | 3HA12=3.39                              |
|          |                      |         | Appui    | -50                   | G+Q+E <sub>y</sub>  | 3.96                                     | 3HA14=4.62                              |
| Etage 3  | 30*40                | Interm. | Travée   | 81.80                 | ELU                 | 6.68                                     | 3HA16+3HA14=10.65                       |
|          |                      |         | Appui    | -137.33               | G+Q +E <sub>x</sub> | 11.98                                    | 3HA20+3HA14=14.04                       |
|          |                      | Rive    | Travée   | 12.74                 | ELU                 | 0.97                                     | 3HA12=3.39                              |
|          |                      |         | Appui    | -51.10                | G+Q+E <sub>x</sub>  | 4.05                                     | 3HA14=4.62                              |
| Etage 2  | 30*40                | Interm. | Travée   | 79.44                 | ELU                 | 6.47                                     | 3HA14=4.62                              |
|          |                      |         | Appui    | -143.70               | G+Q +E <sub>x</sub> | 12.64                                    | 3HA20+3HA14=14.04                       |
|          |                      | Rive    | Travée   | 53.21                 | ELU                 | 4.22                                     | 3HA14=4.62                              |
|          |                      |         | Appui    | -49.73                | G+Q+E <sub>x</sub>  | 3.93                                     | 3HA14=4.62                              |
| Etage 1  | 30*40                | Interm. | Travée   | 81.35                 | ELU                 | 6.64                                     | 3HA16+3HA14=10.65                       |
|          |                      |         | Appui    | -120.07               | G+Q +E <sub>x</sub> | 10.25                                    | 3HA16+3HA14=10.65                       |
|          |                      | Rive    | Travée   | 59.18                 | ELU                 | 4.72                                     | 3HA16=6.03                              |
|          |                      |         | Appui    | -51.58                | G+Q+E <sub>x</sub>  | 4.09                                     | 3HA14=4.62                              |



**Tableau.V.2 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires**

| Niveau   | B (cm <sup>2</sup> ) | Type  | Position | M <sub>u</sub> (KN.m) | Comb.              | A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|----------|----------------------|-------|----------|-----------------------|--------------------|--|---|
| Terrasse | 30*35                | Inter | Travée   | 14.33                 | ELU                | 1.27                                     | 3HA14=3.39                              |
|          |                      |       | Appui    | -38.14                | G+Q+E <sub>y</sub> | 3.48                                     | 6HA14=6.78                              |
|          |                      | Rive  | Travée   | 2.89                  | ELU                | 0.25                                     | 3HA14=3.39                              |
|          |                      |       | Appui    | -52.97                | G+Q+E <sub>y</sub> | 4.92                                     | 6HA14=6.78                              |
| Etage 5  | 30*35                | Inter | Travée   | 10.45                 | ELU                | 0.92                                     | 3HA14=3.39                              |
|          |                      |       | Appui    | -50.33                | G+Q+E <sub>y</sub> | 4.66                                     | 6HA14=6.78                              |
|          |                      | Rive  | Travée   | 2.44                  | ELU                | 0.21                                     | 3HA14=3.39                              |
|          |                      |       | Appui    | -62.70                | G+Q+E <sub>y</sub> | 5.91                                     | 6HA14=6.78                              |
| Etage 4  | 30*35                | Inter | Travée   | 10.95                 | ELU                | 0.97                                     | 3HA14=3.39                              |
|          |                      |       | Appui    | -46.46                | G+Q+E <sub>y</sub> | 4.28                                     | 6HA14=6.78                              |
|          |                      | Rive  | Travée   | 2.58                  | ELU                | 0.23                                     | 3HA14=3.39                              |
|          |                      |       | Appui    | -61.33                | G+Q+E <sub>y</sub> | 5.77                                     | 6HA14=6.78                              |
| Etage 3  | 30*35                | Inter | Travée   | 10.42                 | ELU                | 0.92                                     | 3HA14=3.39                              |
|          |                      |       | Appui    | -43.84                | G+Q+E <sub>y</sub> | 4.03                                     | 6HA14=6.78                              |
|          |                      | Rive  | Travée   | 12.61                 | ELU                | 1.11                                     | 3HA14=3.39                              |
|          |                      |       | Appui    | -58.09                | G+Q+E <sub>y</sub> | 5.44                                     | 6HA14=6.78                              |
| Etage 2  | 30*35                | Inter | Travée   | 10.50                 | ELU                | 0.93                                     | 3HA14=3.39                              |
|          |                      |       | Appui    | -37.85                | G+Q+E <sub>y</sub> | 3.45                                     | 6HA14=6.78                              |
|          |                      | Rive  | Travée   | 2.67                  | ELU                | 0.23                                     | 3HA14=3.39                              |
|          |                      |       | Appui    | -49.89                | G+Q+E <sub>y</sub> | 4.62                                     | 6HA14=6.78                              |
| Etage 1  | 30*35                | Inter | Travée   | 10.8                  | ELU                | 0.95                                     | 3HA14=3.39                              |
|          |                      |       | Appui    | -25.43                | G+Q+E <sub>y</sub> | 2.28                                     | 6HA14=6.78                              |
|          |                      | Rive  | Travée   | 2.86                  | ELU                | 0.25                                     | 3HA14=3.39                              |
|          |                      |       | Appui    | -30.38                | G+Q+E <sub>y</sub> | 2.74                                     | 6HA14=6.78                              |

Les poutres secondaires auront un ferrailage identique.  
 Nous allons maintenant vérifier la section d'acier des poutres porteuses et

**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 M<sub>ser</sub> :

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

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Ma, et on doit vérifier que : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

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

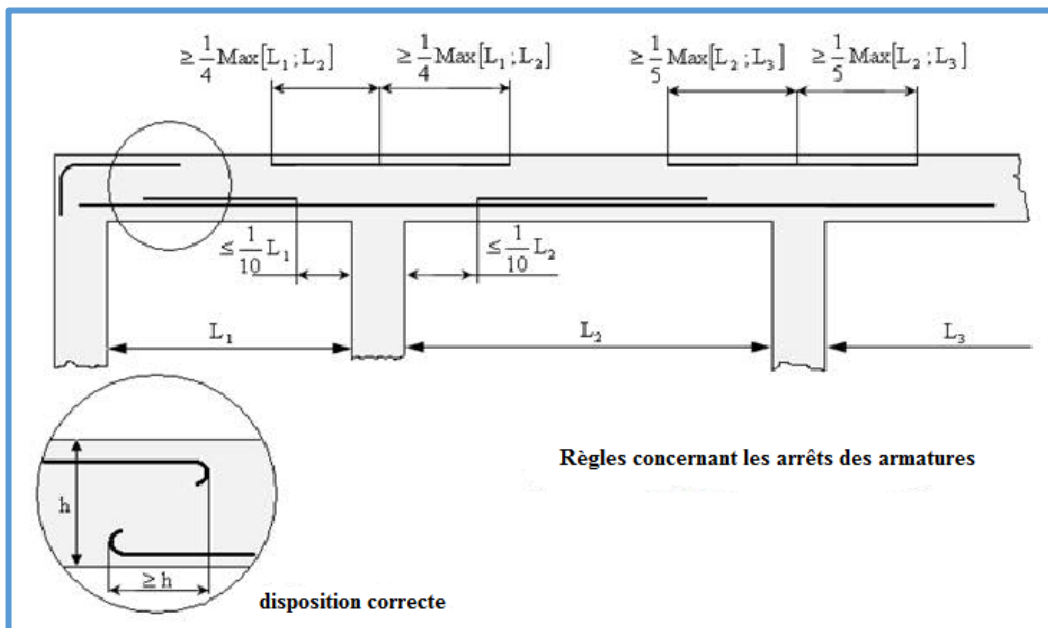
$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ Mpa, et on doit vérifier que : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

**Tableau.V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.**

| Niveau        | B (cm <sup>2</sup> ) | Type  | Position | M <sub>ser</sub> (KN.m) | A <sub>adoptée</sub> ( cm <sup>2</sup> ) | σ <sub>b</sub> Mpa | σ̄ <sub>b</sub> Mpa | σ <sub>s</sub> Mpa | σ̄ <sub>s</sub> Mpa | σ <sub>b</sub> ≤ σ̄ <sub>b</sub><br>σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub> |
|---------------|----------------------|-------|----------|-------------------------|--|--------------------|---------------------|--------------------|---------------------|--|
| Terrasse      | 30*40                | Inter | Travée   | 33.58                   | 10.65                                    | 3.48               | 15                  | 92.4               | 201.63              | OK   |
|               |                      |       | Appui    | -40.45                  | 6.03                                     | 4.24               |                     | 189.6              |                     |  |
|               |                      | Rive  | Travée   | 11.42                   | 4.62                                     | 1.62               | 15                  | 70.4               | 201.63              |  |
|               |                      |       | Appui    | -15.82                  | 4.62                                     | 2.24               |                     | 97.6               |                     |  |
| Etage courant | 30*40                | Inter | Travée   | 26.44                   | 10.65                                    | 2.74               | 15                  | 72.7               | 201.63              | OK   |
|               |                      |       | Appui    | -42.77                  | 14.04                                    | 3.55               |                     | 88.7               |                     |  |
|               |                      | Rive  | Travée   | 10.12                   | 4.62                                     | 1.43               | 15                  | 62.4               | 201.63              |  |
|               |                      |       | Appui    | -20.05                  | 4.62                                     | 2.84               |                     | 123.7              |                     |  |

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

| Niveau        | B (cm <sup>2</sup> ) | Type  | Position | M <sub>ser</sub> (KN.m) | A <sub>adoptée</sub> ( cm <sup>2</sup> ) | σ <sub>b</sub> Mpa | σ̄ <sub>b</sub> Mpa | σ <sub>s</sub> Mpa | σ̄ <sub>s</sub> Mpa | σ <sub>b</sub> ≤ σ̄ <sub>b</sub><br>σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub> |
|---------------|----------------------|-------|----------|-------------------------|--|--------------------|---------------------|--------------------|---------------------|--|
| Terrasse      | 30*35                | Inter | Travée   | 13.2                    | 3.39                                     | 2.73               | 15                  | 127.7              | -                   | OK   |
|               |                      |       | Appui    | -15.52                  | 6.78                                     | 2.54               |                     | 77.1               |                     |  |
|               |                      | Rive  | Travée   | 10.11                   | 3.39                                     | 2.09               | 15                  | 97.8               | 201.63              |  |
|               |                      |       | Appui    | -15.36                  | 6.78                                     | 2.52               |                     | 76.3               |                     |  |
| Etage courant | 30*35                | Inter | Travée   | 13.75                   | 3.39                                     | 2.82               | 15                  | 133.6              | -                   | OK   |
|               |                      |       | Appui    | -16.35                  | 6.78                                     | 2.58               |                     | 85.25              |                     |  |
|               |                      | Rive  | Travée   | 11.12                   | 3.39                                     | 2.12               | 15                  | 101.25             | 201.63              |  |
|               |                      |       | Appui    | -9.17                   | 6.78                                     | 2.05               |                     | 66.85              |                     |  |



**Fig. V.1 : Disposition des armatures pour les poutres**

**V.2.5. Vérification des poutres selon les conditions RPA [1] :**

Il faut vérifier que :

- $A_s \text{ Travée} \geq A_{\min} \text{ RPA}$  et  $A_s \text{ Travée} \leq A_{\max} \text{ RPA}$
- $A_s \text{ appui} \geq A_{\min} \text{ RPA}$  et  $A_s \text{ appui} \leq A_{\max} \text{ RPA}$

$A_{s \text{ min RPA}} = 0.5\% b \cdot h$

$A_{s \text{ max RPA}} = 4\% b \cdot h$  en zone courante

$A_{s \text{ max RPA}} = 6\% b \cdot h$  en zone de recouvrement.

**Tableau .V.5 : Vérification des poutres principales selon le RPA**

| Niveau        | B (cm <sup>2</sup> ) | Type  | Position | A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>Min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Vérification |
|---------------|----------------------|-------|----------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------|
| Terrasse      | 30*40                | Inter | Travée   | 3HA16+3HA14=10.65                       | 6.00                                | 48                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA16= 6.03                             |                                     | 72                                  | OK           |
|               |                      | Rive  | Travée   | 3HA14=4.62                              | 6.00                                | 48                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA14=4.62                              |                                     | 72                                  | OK           |
| Etage courant | 30*40                | Inter | Travée   | 3HA16+3HA14=10.65                       | 6.00                                | 48                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA20+3HA14=14.04                       |                                     | 72                                  | OK           |
|               |                      | Rive  | Travée   | 3HA14=4.62                              | 6.00                                | 48                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA14=4.62                              |                                     | 72                                  | OK           |

On constate que le ferrailage adopté ne satisfait pas aux conditions du RPA, donc le ferrailage sera revu à la hausse et le ferrailage définitif des poutres porteuses se fera comme suit :

**Tableau.V.6 : vérification des poutres principales selon le RPA**

| Niveau        | B (cm <sup>2</sup> ) | Type  | Position | A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>Min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Vérification |
|---------------|----------------------|-------|----------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------|
| Terrasse      | 30*40                | Inter | Travée   | 3HA16+3HA14=10.65                       | 6.00                                | 48                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA16= 6.03                             |                                     | 72                                  | OK           |
|               |                      | Rive  | Travée   | 3HA16=6.03                              | 6.00                                | 48                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA16=6.03                              |                                     | 72                                  | OK           |
| Etage courant | 30*40                | Inter | Travée   | 3HA16+3HA14=10.65                       | 6.00                                | 48                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA20+3HA14=14.04                       |                                     | 72                                  | OK           |
|               |                      | Rive  | Travée   | 3HA16=6.03                              | 6.00                                | 48                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA16=6.03                              |                                     | 72                                  | OK           |

**Tableau.V.7 : vérification des poutres secondaires selon le RPA**

| Niveau        | B (cm <sup>2</sup> ) | Type  | Position | A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>Min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Vérification |
|---------------|----------------------|-------|----------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------|
| Terrasse      | 30*35                | Inter | Travée   | 3HA12=3.39                              | 5.25                                | 42                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA12=3.39                              |                                     | 63                                  | OK           |
|               |                      | Rive  | Travée   | 3HA12=3.39                              | 5.25                                | 42                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA12=3.39                              |                                     | 63                                  | OK           |
| Etagé courant | 30*35                | Inter | Travée   | 3HA12=3.39                              | 5.25                                | 42                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA16=6.03                              |                                     | 63                                  | OK           |
|               |                      | Rive  | Travée   | 3HA12=3.39                              | 5.25                                | 42                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 6HA12=6.80                              |                                     | 63                                  | OK           |

On constate que le ferrailage adopté ne satisfait pas aux conditions du RPA, donc le ferrailage sera revu à la hausse et le ferrailage définitif des poutres secondaires se fera comme suit :

**Tableau.V.8 : Ferrailage des poutres secondaires selon le RPA**

| Niveau        | B (cm <sup>2</sup> ) | Type  | Position | A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>Min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Vérification |
|---------------|----------------------|-------|----------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------|
| Terrasse      | 30*35                | Inter | Travée   | 3HA16=6.03                              | 5.25                                | 42                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA16=6.03                              |                                     | 63                                  | OK           |
|               |                      | Rive  | Travée   | 3HA16=6.03                              | 5.25                                | 42                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA16=6.03                              |                                     | 63                                  | OK           |
| Etagé courant | 30*35                | Inter | Travée   | 3HA16=6.03                              | 5.25                                | 42                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA16=6.03                              |                                     | 63                                  | OK           |
|               |                      | Rive  | Travée   | 3HA16=6.03                              | 5.25                                | 42                                  | OK           |
|               |                      |       | Appui    | 3HA16=6.03                              |                                     | 63                                  | OK           |

**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] :

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

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

|              |   |  |
|--------------|---|--|
|              | poutres de rive                                       | poutres intermédiaires                               |
| Fissuration  | la fissuration est préjudiciable                      | la fissuration est peu nuisible                      |
| $\bar{\tau}$ | Min $[0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa}]$ | Min $[0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa}]$ |

$\gamma_b=1.5$  ELU et  $\gamma_b=1.15$  ACC

**Tableau.V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales**

| Niveau | B (cm <sup>2</sup> ) | Type  | Position | T <sub>u</sub> (KN.m) | Combinaison | $\tau_u$ (Mpa) | $\bar{\tau}$ (Mpa) | Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|--------|----------------------|-------|----------|-----------------------|-------------|----------------|--------------------|-------------------------------------|
|        | 30*40                | Inter | Appui    | 185.44                | ELU         | 1.55           | 3.26               | OK                                  |
|        |                      | Rive  | Appui    | 135.62                | ELU         | 1.13           | 3.26               | OK                                  |

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

| Niveau | B (cm <sup>2</sup> ) | Type  | Position | T <sub>u</sub> (KN.m) | Combinaison | $\tau_u$ (Mpa) | $\bar{\tau}$ (Mpa) | Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$ |
|--------|----------------------|-------|----------|-----------------------|-------------|----------------|--------------------|-------------------------------------|
|        | 30*35                | Inter | Appui    | 44.44                 | ELU         | 0.42           | 3.26               | OK                                  |
|        |                      | Rive  | Appui    | 14.88                 | ELU         | 0.14           | 3.26               | OK                                  |

**V.2.7. Calcul des armatures transversales :**

- L'acier choisi est de type rond lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :  $\phi_t \leq \min [h/35 ; b/10]$  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] :

- $S_t = \min [h/4 ; 12\phi_1]$  ..... [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]

- $S_t = \min [0.9d ; 40\text{cm}]$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa}$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28} \cdot K)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha i)}$

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

**Tableau.V.11 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales**

| Niveau          | B (cm <sup>2</sup> ) | $\tau_u$ (Mpa) | CBA 93              |                                   | RPA 99                       |                               |                                   | St adopté (cm)               |                               | A <sub>t</sub> choisie (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|----------------------|----------------|---------------------|-----------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|-------------------------------|---|
|                 |                      |                | S <sub>t</sub> (cm) | A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> ) | S <sub>t</sub> (nodale) (cm) | S <sub>t</sub> (courant) (cm) | A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> ) | S <sub>t</sub> (nodale) (cm) | S <sub>t</sub> (courant) (cm) |   |
| Tous les Niveau | 30*40                | 0.802          | 38.25               | 1.95                              | 11.25                        | 22.5                          | 1.01                              | 10                           | 15                            | 4Ø8 =2.01                                 |

**Tableau.V.12 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires**

| Niveau          | B (cm <sup>2</sup> ) | $\tau_u$ (Mpa) | CBA 93              |                                   | RPA 99                       |                               |                                   | St adopté (cm)               |                               | A <sub>t</sub> choisie (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|----------------------|----------------|---------------------|-----------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|-------------------------------|---|
|                 |                      |                | S <sub>t</sub> (cm) | A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> ) | S <sub>t</sub> (nodale) (cm) | S <sub>t</sub> (courant) (cm) | A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> ) | S <sub>t</sub> (nodale) (cm) | S <sub>t</sub> (courant) (cm) |   |
| Tous les Niveau | 30*35                | 0.517          | 29.52               | 1.32                              | 10                           | 20                            | 0.87                              | 10                           | 15                            | 4Ø8 =2.01                                 |

**V.2.8. Vérification de la flèche :**

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

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

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

| Niveau          | B (cm <sup>2</sup> ) | 1 <sup>ère</sup> condition |                |                                 | 2 <sup>ème</sup> condition |                             |  | 3 <sup>ème</sup> condition |                   |                                     |
|-----------------|----------------------|----------------------------|----------------|---------------------------------|----------------------------|-----------------------------|--|----------------------------|-------------------|-------------------------------------|
|                 |                      | $\frac{h}{L}$              | $\frac{1}{16}$ | $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ | $\frac{h}{L}$              | $\frac{M_t}{10 \times M_0}$ | $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$ | $\frac{A}{bd}$             | $\frac{4.2}{f_e}$ | $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$ |
| Tous les Niveau | 30*40                | 0.098                      | 0.062          | C.V                             | 0.098                      | 0.085                       | C.V  | 0.004                      | 0.010             | C.V                                 |
|                 | 30*35                | 0.085                      | 0.062          | C.V                             | 0.085                      | 0.085                       | C.V  | 0.004                      | 0.010             | C.V                                 |
|                 |                      |                            |                |                                 |                            |                             |  |                            |                   |                                     |

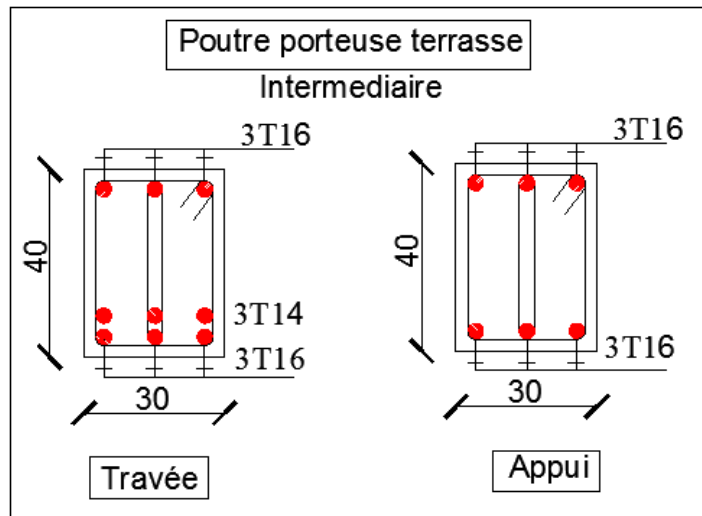


Fig. V.2: Ferrailage des poutres principales (30\*40) intermédiaires du niveau terrasse.

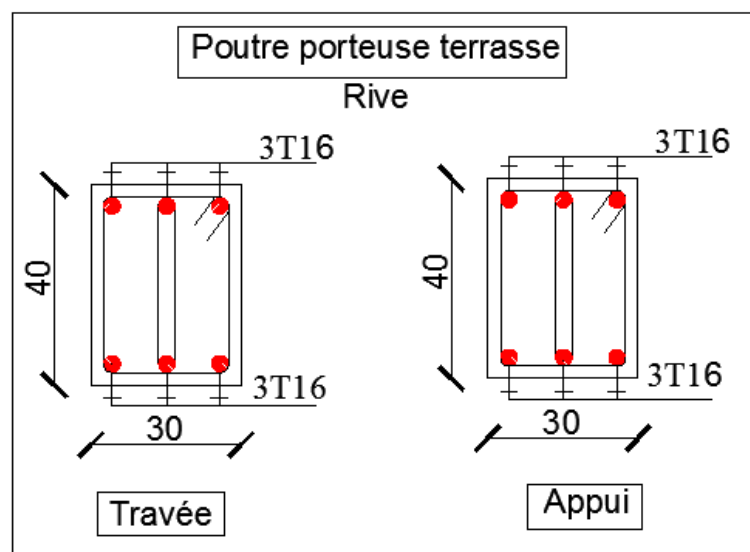


Fig. V.3 : Ferrailage des poutres principales (30\*40) de rive du niveau terrasse.

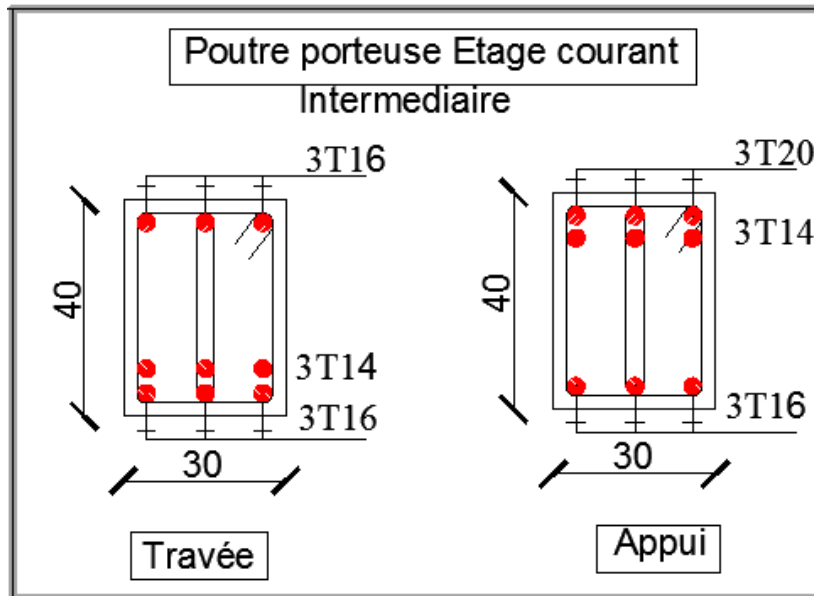


Fig. V.4 : Ferrailage des poutres principales (30\*40) intermédiaires des étages.

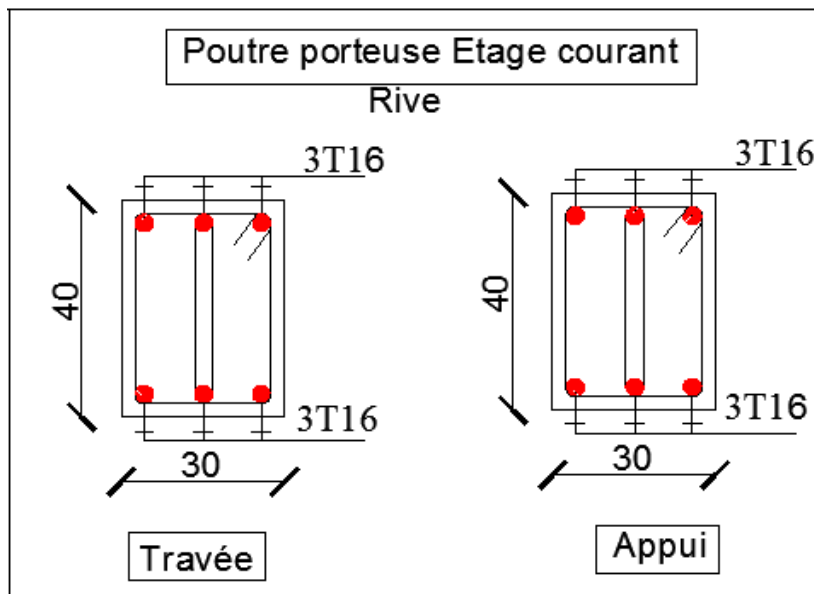


Fig. V.5 : Ferrailage des poutres principales (30\*40) de rive des étages.



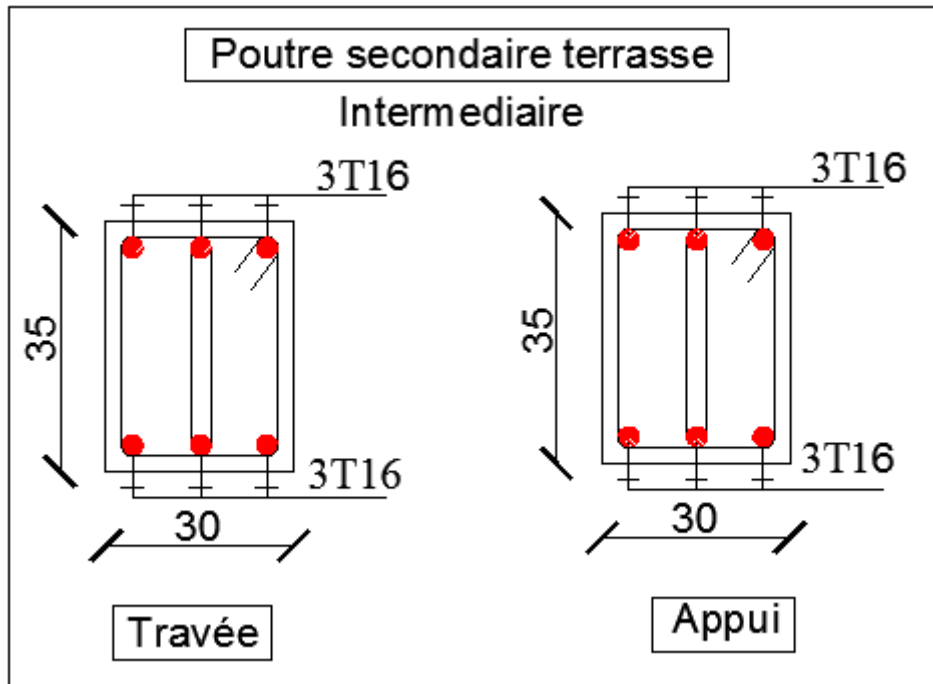


Fig. V.6: Ferrailage des poutres secondaires intermédiaires du niveau terrasse.

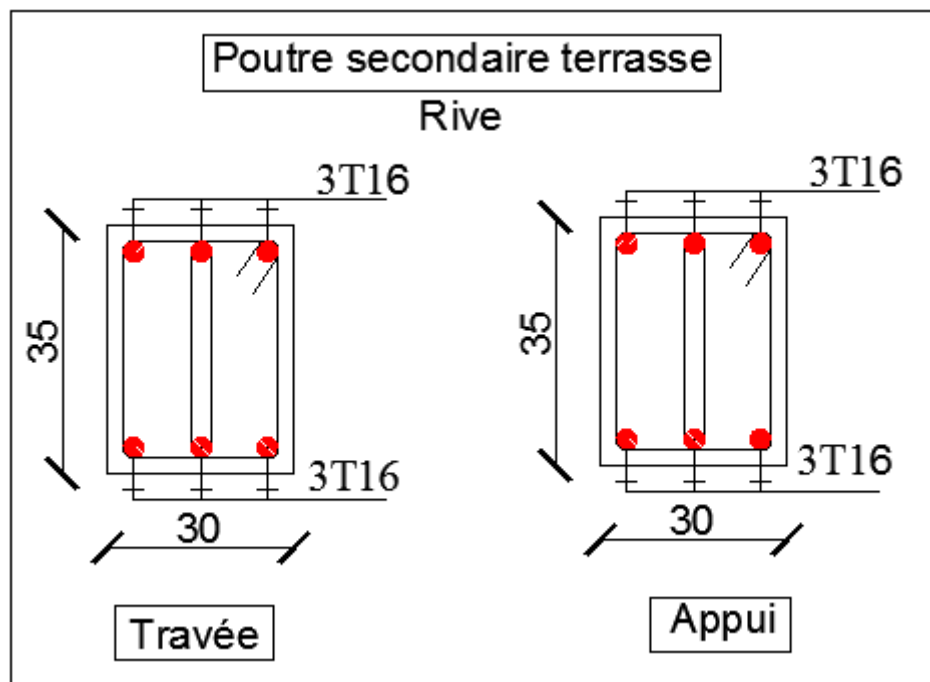


Fig. V.7 : Ferrailage des poutres secondaires de rive du niveau terrasse.

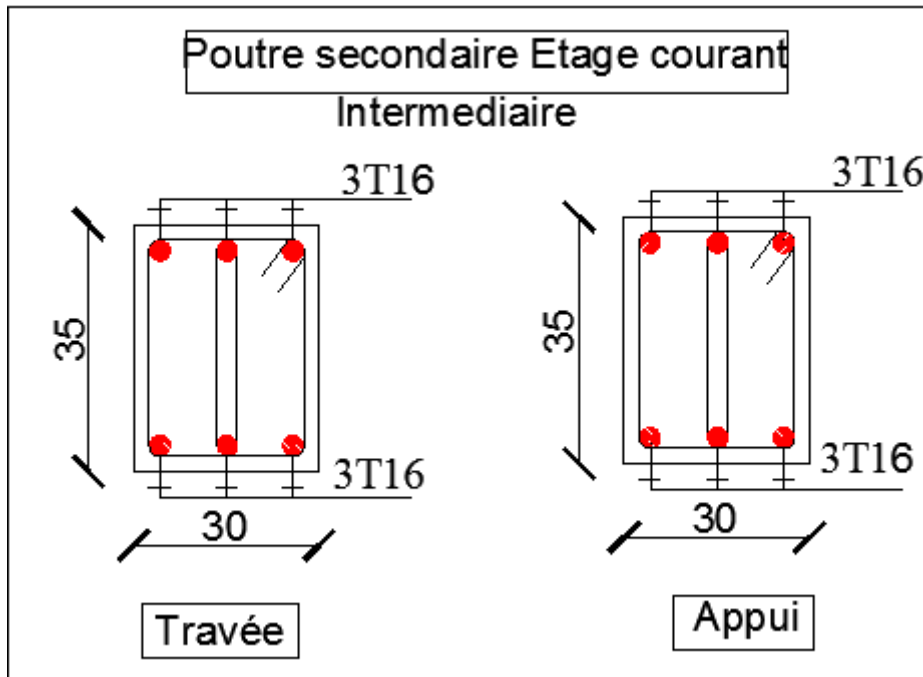


Fig. V.8 : Ferrailage des poutres secondaires intermédiaires des étages.

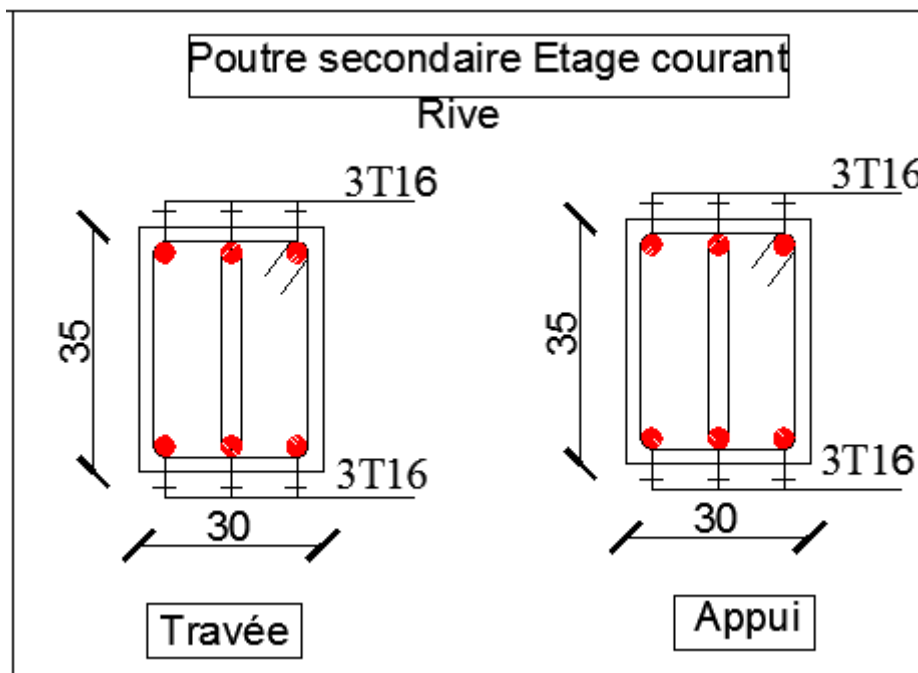


Fig. V.9 : Ferrailage des secondaires de rive des étages.

### V.3. CALCUL 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 :  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14.2$  MPa.
  - Acier :  $\gamma_s = 1.15$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 348$  MPa.
- ✓ Situation accidentelle :
  - Béton :  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14.2$  MPa.
  - Acier :  $\gamma_s = 1$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 400$  MPa.

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

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

#### 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 IIa
- Leur pourcentage **maximal** sera de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
    - Leur pourcentage **maximal** sera de
    - 4% en zone courante
    - 6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  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 ferrailage :

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

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

Le calcul en flexion composé ce fera avec  $M_{\max}$  et son  $N_{\text{corres}}$ .

**2eme cas : Influence de l'effort normal :**

Dans le cas de l'effort normal maximum  $N_{\max}$ , le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison  $1.35G+1.5Q$ , dans ce cas on détermine le moment correspondant  $M_{\text{corres}}$  pour le même poteau et dans la même combinaison.

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

**3eme cas : Effort normal minimum :**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison  $0.8G\pm E$ . 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  $N_{\min}$  et son  $M_{\text{corres}}$ .

**V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :**

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

$$e=e_1+e_2$$

$$e_1=\frac{M}{N+e_a}$$

$$e_2=\frac{3L_f^2(2+\alpha.\Phi)}{10^4.h}$$

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

$$0.7 \leq \alpha \leq 1 \text{ et } \Phi = 2$$

$e_1$  : 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.

$\Phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du

Béton sous la charge considérée.

$\alpha$ : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

**V.3.5. Détermination des sections d’acier :**

Les poteaux seront ferrailés 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 résumées dans les tableaux ci-dessous.

Avec Socotec on calcule la section d’acier.

**Tableau.V.14 : Les Armatures longitudinaux des poteaux**

| Niveau (m) | Cas                                 | Comb   | N (KN)  | M <sub>u</sub> (KN.m) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) par face | A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) 0.8%b*h | A <sub>choisi</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|------------|-------------------------------------|--------|---------|-----------------------|--|--------------------------------------|---|--|
| 35*35      | N <sub>min</sub> >M <sub>corr</sub> | ELS    | 475.23  | 23.40                 | 0  | 8HA14                                | 9.8   | 8HA14 =12.31                           |
|            | M <sub>max</sub> >N <sub>corr</sub> | G+Q+Ex | 63.48   | 60.23                 | 4.75/face                                    | 8HA14                                | 9.8   |  |
|            | N <sub>max</sub> >M <sub>corr</sub> | ELU    | 653.08  | 32.36                 | 0.00   | 8HA14                                | 9.8   |  |
| 40*40      | N <sub>min</sub> >M <sub>corr</sub> | ELS    | 1033.52 | 12.10                 | 0  | 8HA14                                | 12.8  | 8HA16 =16.08                           |
|            | M <sub>max</sub> >N <sub>corr</sub> | G+Q+Ex | 698.59  | 62.24                 | 0  | 8HA14                                | 12.8  |  |
|            | N <sub>max</sub> >M <sub>corr</sub> | ELU    | 1422.33 | 16.73                 | 0  | 8HA14                                | 12.8  |  |

**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<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>) selon les règles CBA93 [2] ; concernant la flexion composée.

**Tableau.V.15 : Valeurs des contraintes à l’E.L. S**

|       | N <sub>ser</sub> (kN) | M <sub>ser</sub> (kN.m) | $\bar{\sigma}_b$ | $\bar{\sigma}_s$ | [ $\bar{\sigma}_b$ ] | [ $\bar{\sigma}_s$ ] (MPa) |
|-------|-----------------------|-------------------------|------------------|------------------|----------------------|----------------------------|
| 35x35 | 475.23                | 23.40                   | 5.79             | 82.7             | 15.00                | 201.63                     |
| 40x40 | 1033.52               | 12.10                   | 6.44             | 95.4             | 15.00                | 201.63                     |

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

La fissuration est considérée :

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

**V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l’effort tranchant :**

**Justification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l’axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l’effort tranchant à l’état limite ultime, elle est Donnée par :

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

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

$b$ : Largeur de la section du poteau.

$d$ : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

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

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

❖ Selon le CBA93 [2] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$  ..... Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

❖ Selon le RPA 99 (version2003) [1] :

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

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

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

$\lambda$ : L'élancement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

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

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

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

**Tableau.V.16 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement**

| Niveau                                     | Section (cm <sup>2</sup> ) | T <sub>u</sub> max (kN) | τ <sub>u</sub> (MPa) | λ      | ρ <sub>d</sub> | τ <sub>b</sub> | τ <sub>u</sub> | τ <sub>u</sub> ≤ τ <sub>u</sub><br>τ <sub>u</sub> ≤ τ <sub>b</sub> |
|--|----------------------------|-------------------------|----------------------|--------|----------------|----------------|----------------|--|
| 3 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage | 35*35                      | 33.51                   | 0.27                 | 18.436 | 0.075          | 1.875          | 3.33           | C.V  |
| RDC au 2 <sup>eme</sup> étage              | 40*40                      | 41.47                   | 0.26                 | 16.191 | 0.075          | 1.875          | 3.33           | 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 :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{f_e \cdot h_t}$$

T<sub>u</sub> : l’effort tranchant de calcul.

h<sub>t</sub>: hauteur totale de la section brute.

S<sub>t</sub> : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & \text{zone nodale .} \\ (b/2, h/2, 10\phi) & \text{zone courante.} \end{cases}$$

ϕ: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ<sub>a</sub>: Coefficient correcteur en fonction de l’élément, il est donné comme suit :

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

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99 Version 2003[1]** est donnée par :

$$A_t / (S_t \cdot b) = \begin{cases} 0.3\% & \text{pour } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{pour } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$$\lambda_g = l_f / D$$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend  $f_e = 235$  MPa

On a  $\Phi_{\min} = 14$  mm;

❖ Selon CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right) \end{array} \right.$$

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales

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

**Tableau.V.17 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés**

A<sub>t</sub> = 4 \* 8\*8\*3.14/4 = 200.96 mm<sup>2</sup>.

| Section | T <sub>u</sub> (kN) | A <sub>t</sub> (mm <sup>2</sup> ) | λ <sub>g</sub> | ρ <sub>a</sub> | St <sub>cal</sub> (cm) | Zone     | St <sub>finale</sub> | choix |
|---------|---------------------|-----------------------------------|----------------|----------------|------------------------|----------|----------------------|-------|
| 35*35   | 33.51               | 200.96                            | 6.12           | 2.5            | 21.10                  | courante | 15                   | 4Φ8   |
|         |                     |                                   |                |                |                        | nodale   | 10                   |       |
| 40*40   | 41.47               | 200.96                            | 5.36           | 2.5            | 24.11                  | courante | 15                   | 4Φ8   |
|         |                     |                                   |                |                |                        | nodale   | 10                   |       |
|         |                     |                                   |                |                |                        | nodale   | 10                   |       |
|         |                     |                                   |                |                |                        | nodale   | 10                   |       |

**V.3.9. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (A<sub>t</sub> / St.b) :**

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

| section | zone     | t = $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$ (%) | λ <sub>g</sub> | t ≥ 0.3% | t ≥ 0.8% | 0.3% < t < 0.8% |
|---------|----------|-----------------------------------|----------------|----------|----------|-----------------|
| 35*35   | courante | 0.38                              | 6.12           | oui      | -        | -               |
|         | nodale   | 0.57                              |                | oui      | -        | -               |
| 40*40   | courante | 0.34                              | 5.36           | oui      | -        | -               |
|         | nodale   | 0.50                              |                | oui      | -        | --              |



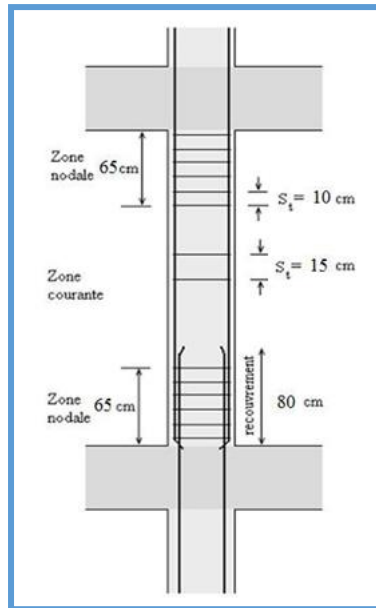


Fig. V.10 : Disposition des armatures dans les poteaux

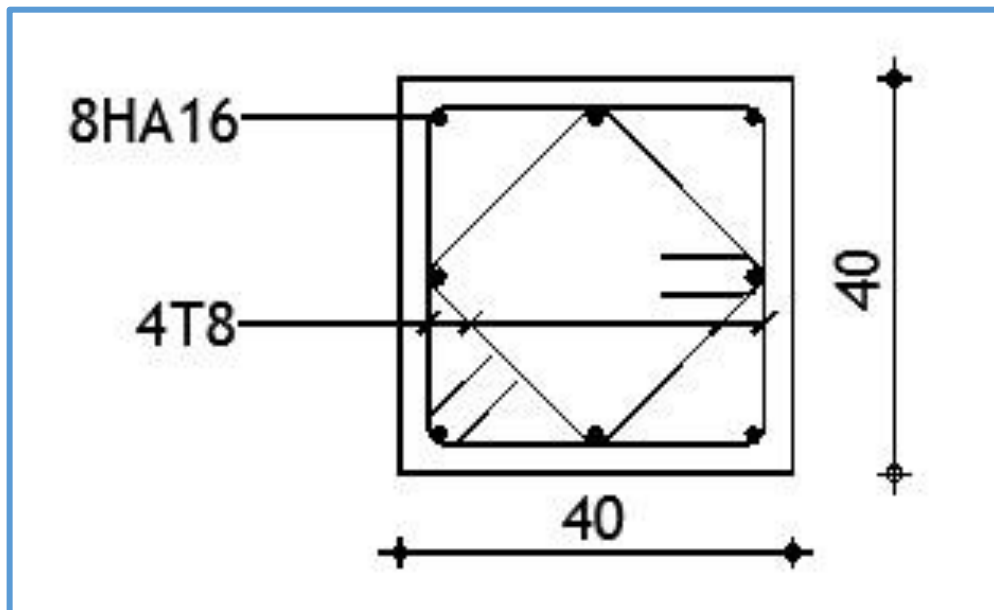


Fig. V.11: Ferrailage des poteaux carré (40×40)

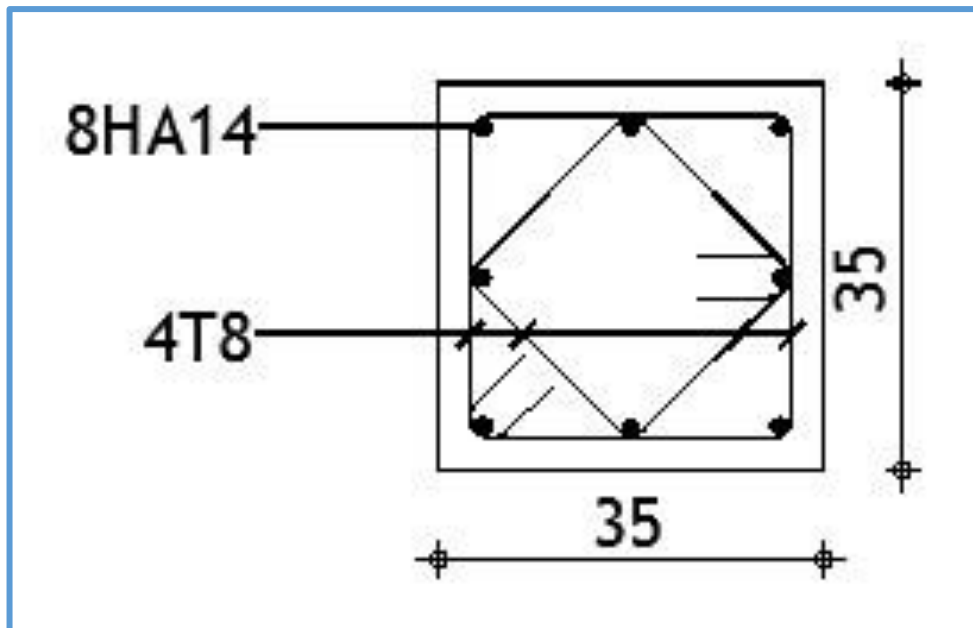


Fig. V.20 : Ferrailage des poteaux carré (35×35)

#### V.4.Ferrailage des voiles :

##### V.4.1. Introduction :

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

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

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

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

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

**V.4.2. Les voiles pleins :**

Le ferrailage 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<sub>l</sub>".
- ✓ Des aciers transversaux " A<sub>t</sub>".
- ✓ 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. Armatures verticales :****❖ Selon le CBA 93[2] :**

- $A_{ver} \leq 0.4 \text{ cm}^2$  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 Version 2003 ►► [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.
- ✓  $\varphi_{ver}$ : diamètre vertical.

### B. Armatures horizontales :

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

#### ❖ Selon 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:

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

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 :

- ✓  $\tau_b$ : 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]:

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10} \cdot a$$

$$S_h \leq \frac{A_h}{0.003}$$

$$S_h \leq \min [1.5a; 30\text{cm}]$$

### C. Armatures transversales :

Ce sont des armatures rondes lisses de FeE235 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])**

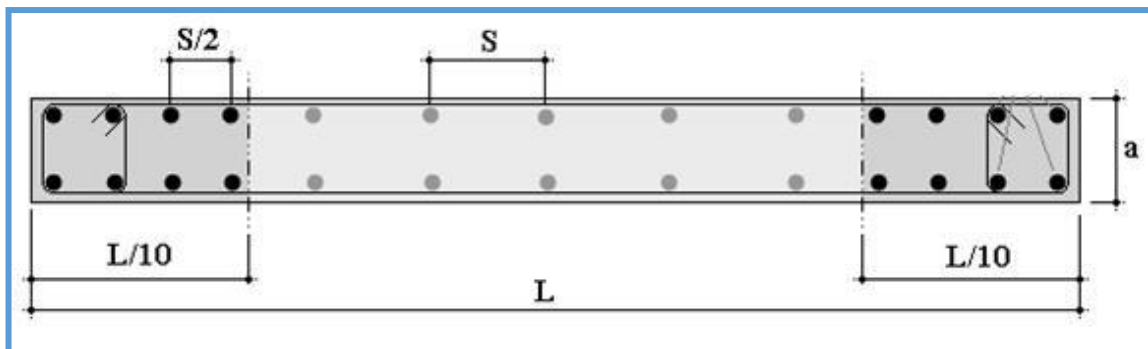
La longueur de recouvrement doit être égale :

- 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.

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

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

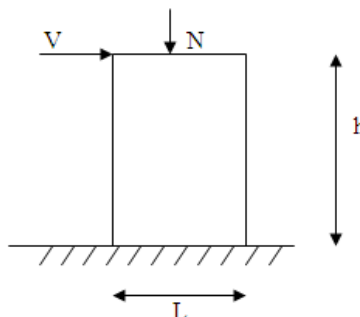
Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.



**Fig. V13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

**V.4.5. Ferrailage des voiles :**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



**Fig. V.14 : Efforts dans les voiles.**

V.4.5.1. Armatures verticales :

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

On commencera par étudier le voile V1

Tableau.V.19 : Les données de calcul

| Situation durable      |                     | Situation accidentelle |                     |
|------------------------|---------------------|------------------------|---------------------|
| Béton                  | Acier               | Béton                  | Acier               |
| $\gamma_b=1.5$ Mpa     | $\gamma_s=1.15$ Mpa | $\gamma_b=1.15$ Mpa    | $\gamma_s=1$ Mpa    |
| $f_{c28}=25$ Mpa       | FeE400              | $f_{c28}=25$ Mpa       | FeE400              |
| $\sigma_{bc}=14.2$ Mpa | $\sigma_s =348$ Mpa | $\sigma_{bc}=18.5$ Mpa | $\sigma_s =400$ Mpa |

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.20 : Calcul des armatures verticales des voiles  
(N-) compression et (N+) Traction

| Niveau | Voile          | S (cm <sup>2</sup> ) | N (KN)  | M (KN.m) |
|--------|----------------|----------------------|---------|----------|
|        | V <sub>1</sub> | 20×440               | -295.51 | 3760.12  |
|        | V <sub>2</sub> | 20×190               | 275.31  | 230.40   |

a) VOILE V1 :

Tableau V.21 Efforts réduit au niveau du voile V1

| Résultats réduits pour les panneaux - Cas: 8A13 |              |              |              |
|---|--------------|--------------|--------------|
|   | NRx [kN]     | MRz [kNm]    | TRy [kN]     |
| <b>MAX</b>                                      | 295.51       | 3760.12      | 884.24       |
| Panneau   | 503          | 503          | 503          |
| Coupe   | 43-44        | 45-43        | 45~46-43~44  |
| Cas   | 13 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) |
| <b>MIN</b>                                      | -1445.18     | -18.16       | -22.86       |
| Panneau   | 503          | 503          | 503          |
| Coupe   | 45-43        | 43-44        | 43-44        |
| Cas   | 8 (C)        | 8 (C)        | 8 (C)        |

Tableau V.22 Combinaisons de charges

Tableau V.22 Combinaisons de charges

| Combinaison  | Nom  | Type d'analyse  | Type de la | Nature du cas | Définition       |
|--------------|------|-----------------|------------|---------------|------------------|
| 8 (C)        | ELU  | Combinaison lin | EFF        | poids propre  | $1*1.35+2*1.50$  |
| 9 (C)        | ELS  | Combinaison lin | DEP        | poids propre  | $(1+2)*1.00$     |
| 10 (C) (CQC) | GQEx | Combinaison lin | ACC        | poids propre  | $(1+2+14)*1.00$  |
| 11 (C) (CQC) | GQEy | Combinaison lin | ACC        | poids propre  | $(1+2+15)*1.00$  |
| 12 (C) (CQC) | GEx  | Combinaison lin | ACC        | poids propre  | $1*0.80+14*1.00$ |
| 13 (C) (CQC) | GEy  | Combinaison lin | ACC        | poids propre  | $1*0.80+15*1.00$ |

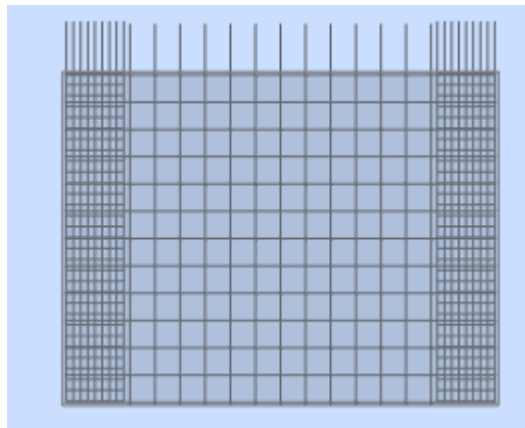


Fig.V.15 Ferrailage voile V1

|   | N° | Type d'armature        | Classe d'acier | Diamètre [mm] |
|---|----|------------------------|----------------|---------------|
| 1 | 1  | Principale horizontale | HA 400         | 8             |
| 2 | 2  | <valeur différente>    | HA 400         | 10            |
| 3 | 3  | de bord transversale   | HA 400         | 8             |
| 4 | 4  | Epingles               | HA 400         | 8             |
| 5 | 5  | Epingles               | HA 400         | 8             |
| * |    |                        |                |               |

b) VOILE V2 :

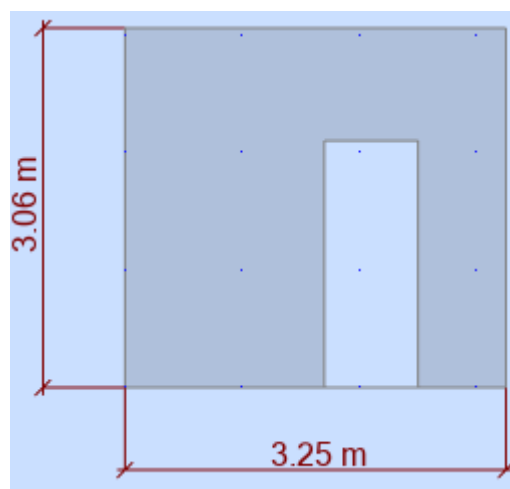


Fig.V.16 Ferrailage voile V2

**Tableau.V.23 : Ferrailage verticales des voiles**  
(N-) compression et (N+) Traction

| Niveau | voile          | S (cm <sup>2</sup> ) | N (KN)  | M (KN.m) | Situation | Acalculée (cm <sup>2</sup> ) | S <sub>t</sub> (cm) | Achoisie(cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------|----------------------|---------|----------|-----------|------------------------------|---------------------|----------------------------|
|        | V <sub>1</sub> | 20×440               | -295.51 | 3760.12  | ACC       | 12.71                        | 15                  | HA14 esp 15 cm             |
|        | V <sub>2</sub> | 20×190               | 275.31  | 230.40   | ACC       | 9.71                         | 15                  | HA14 esp 15 cm             |
|        |                |                      |         |          |           |                              |                     |                            |

❖ Selon le RPA 99 Version2003 ►► [Art 7.7.4] ◀◀ [1] :

$A_v = 0.2\% B_t = 0.2 \cdot 20 \cdot 330 / 100 = 13.20 \text{ cm}^2$  dans la section tendue du voile. OK  
 $A_v = 0.15\% B = 0.15 \cdot 20 \cdot 330 / 100 = 9.9 \text{ cm}^2$  dans la section globale du voile. OK  
 $A_v = 0.10\% B = 0.10 \cdot 20 \cdot 330 / 100 = 6.6 \text{ cm}^2$  dans la section courante. OK

❖ Selon le CBA 93[2] :

$A_{ver} \leq 0.4 \text{ cm}^2$  pour un mètre de parement  
 $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\% \quad 3 \text{ cm}^2 \leq A_v \leq 150 \text{ cm}^2$  OK

**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 M<sub>ser</sub> :

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

$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ , et on doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

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

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

**Tableau.V.24 : Vérification des armatures à ELS**

| Niveau | voile          | S (cm <sup>2</sup> ) | N (KN)  | M (KN.m) | Aadoptée(cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_b$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | $\sigma_s$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_s$ (Mpa) | $\frac{\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b}{\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s}$ |
|--------|----------------|----------------------|---------|----------|----------------------------|------------------|------------------------|------------------|------------------------|---|
|        | V <sub>1</sub> | 20×440               | 1057.38 | 198.51   | 27.70                      | 3.5              | 15                     | 75.5             | 201.63                 | C.V   |
|        | V <sub>2</sub> | 20×190               | 1134.15 | 157.67   | 21.54                      | 2.89             |                        | 83.97            |                        |   |
|        |                |                      |         |          |                            |                  |                        |                  |                        |   |

**V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :**

**Tableau.V.25 : Calcul des armatures horizontales des voiles.**

| Niveau | Voile          | e (cm) | h (cm) | V (KN) | $\tau_b$ (Mpa) | $\bar{\tau}$ (Mpa) | S <sub>tado</sub> ptée (cm <sup>2</sup> ) | Achoisie (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------|--------|--------|--------|----------------|--------------------|---|-----------------------------|
|        | V <sub>1</sub> | 20     | 3.06   | 881.88 | 4.12           | 5                  | 15  | 2× (15HA10 = 11.76)         |
|        | V <sub>2</sub> | 20     | 3.06   | 495.46 | 3.68           | 5                  | 15  | 2× (15HA10 = 11.76)         |



**V.4.5.3. Armatures transversales :**

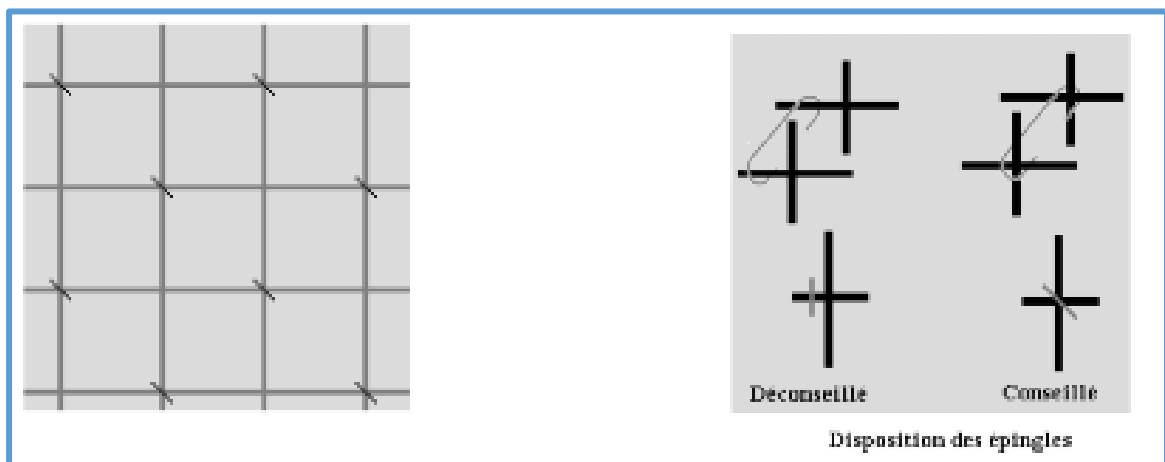
Les deux nappes d’armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures  $\Phi_t$  est tel que  $\Phi_t \geq \frac{\Phi_v}{3}$ ,  $\Phi_v$  étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

**Tableau.V.26 : Diamètre des armatures transversales**

| Armatures longitudinales $\Phi_v$ | Épingles $\Phi_t$ |
|-----------------------------------|-------------------|
| 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<sup>2</sup> au moins.



**Fig. V.22 : Les armatures transversales et les épingles des voiles**

Toutes les longueurs de recouvrement sont :  $L_r=40\phi=48 \text{ cm} \sim 50 \text{ cm}$ .

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 connaît 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  $\sigma_{\text{sol}}$  ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux...).

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 reposer 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.

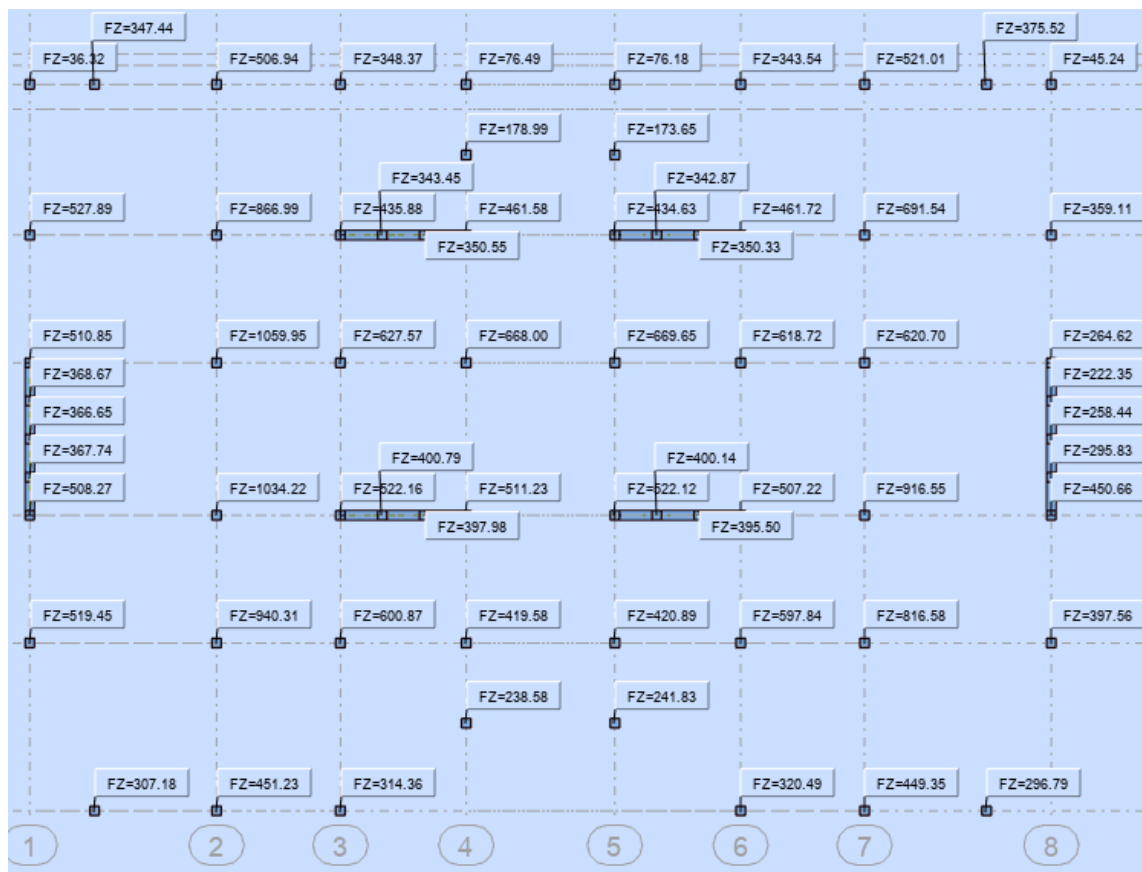
**VI.4. Choix du type de fondation :**

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.



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

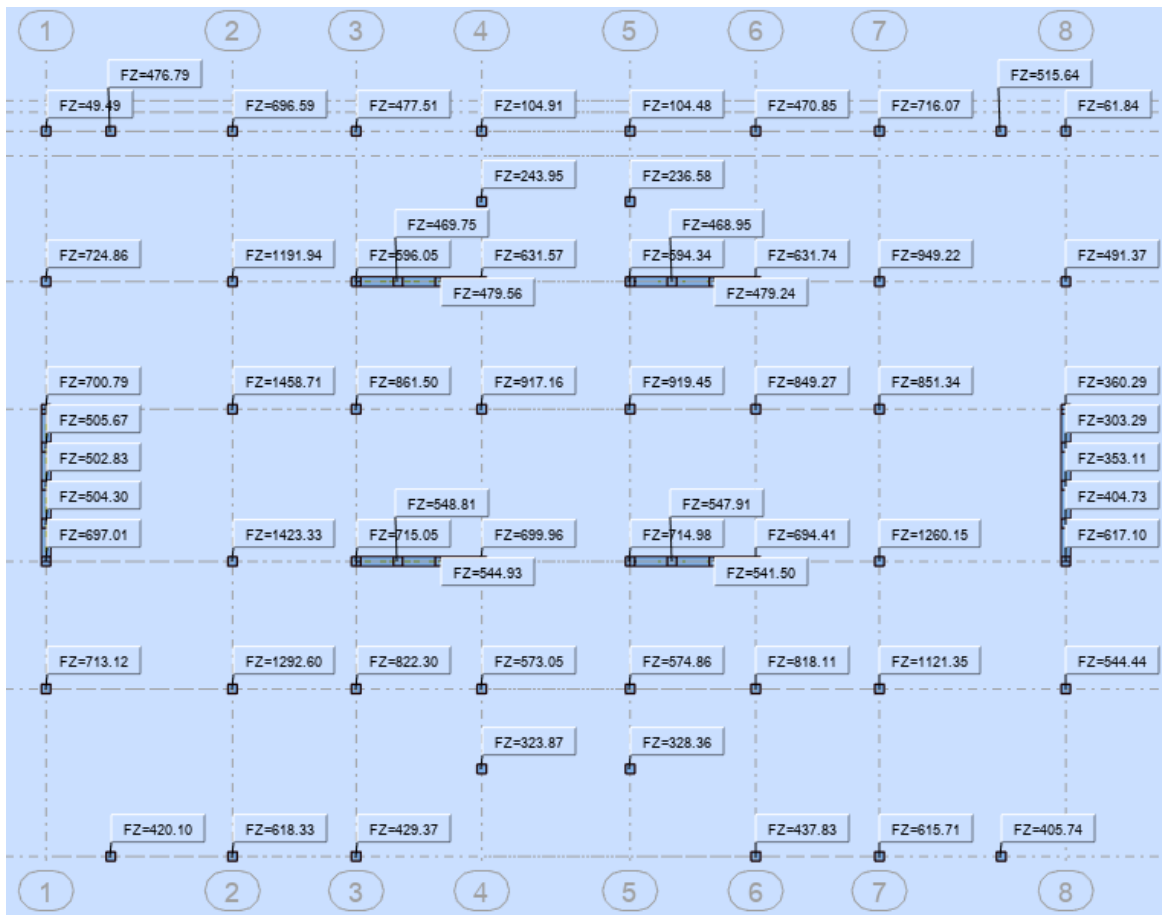


Fig.VI.2 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.

**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<sup>2</sup>

S est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où :  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :  $A = \sqrt{S}$

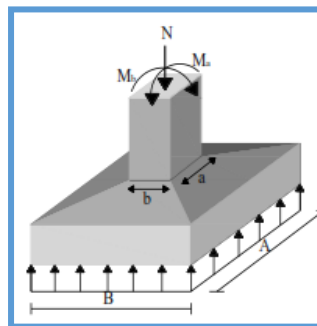


Fig. VI.3 : Semelle isolée sous poteau.

- Si  $M = 0$  :

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} \rightarrow h \geq d + e + \frac{\phi}{2} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} d_{a \text{ adpt}} = h - e - \frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{a \text{ adpt}} - \frac{\phi_a + \phi_b}{2} \end{array} \right.$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferrailage comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = N \left( \frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s} \right) \\ A_b = N \left( \frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s} \right) \end{array} \right.$$

- Si  $M \neq 0$  :

On procède comme suit:

**Tableau.VI.1 : Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.**

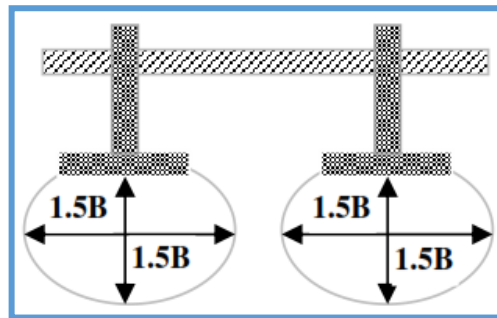
| Répartition trapézoïdale                                   |  | Répartition triangulaire  |   |
|--|--|---|---|
| Dimensionnement des semelles carré                         |  |   |   |
| $e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$                  |  | $e_{0b} = \frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$   |   |
| $\frac{a}{b} \sigma_s . B^3 - N . B - 3 e_{0b} . N \geq 0$ |  | $\frac{1.995a}{b} \sigma_s . B^2 - (3.99 \frac{a}{b} . e_{0b} . \sigma_s) B - 2 . N \geq 0$               |   |
| $M_a = 0$  | BA   | $A = \frac{a}{b} . B$   |   |
| $M_a \neq 0$   | $\frac{a}{b} \sigma_s . A^3 - N . A - 3 e_{0b} . N \geq 0$   |   |   |
| Ferrailage des semelles carré                              |  |   |   |
| $e_{0b} \leq \frac{B}{18}$                                 | $A_b = N \left( 1 + \left( 3 \frac{e_{0b}}{B} \right) \right) \left( \frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s} \right)$ | $M_{1b} = A(B/2 - 0.35b)^2 . (\sigma_{3b} + 2\sigma_{2b}) / 6$<br>$A_b = M_{1b} / \beta . d_b . \sigma_s$ |   |
| $M_a = 0$  | $A_a = N \left( 1 + \left( 3 \frac{e_{0a}}{A} \right) \right) \left( \frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s} \right)$ | $M_a = 0$   | $A_a = N \left( 1 + \left( 3 \frac{e_{0a}}{A} \right) \right) \left( \frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s} \right)$  |
| $M_a \neq 0$ et<br>$e_{0a} \leq A/18$                      | $A_a = N \left( 1 + \left( 3 \frac{e_{0a}}{A} \right) \right) \left( \frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s} \right)$ | $M_a \neq 0$  | $M_{1a} = B(A/2 - 0.35a)^2 . (\sigma_{3b} + 2\sigma_{2b}) / 6$<br>$A_a = M_{1a} / \beta . d_a . \sigma_s$ |

L'espace est le suivant :  $S_a = \frac{B - 2(e + \phi_b + \frac{\phi_a}{2})}{n_a - 1}$  ;  $S_b = \frac{A - 2(e + \frac{\phi_b}{2})}{n_b - 1}$

**VI.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées :**

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

| Semelle        | N <sub>ser</sub><br>(KN) | M <sub>ser</sub><br>(KN.m) | A(m) | B(m) | A <sub>choisie</sub> (m) | B <sub>choisie</sub> (m) | h(m) | d(m) | e(m) |
|----------------|--------------------------|----------------------------|------|------|--------------------------|--------------------------|------|------|------|
| S <sub>1</sub> | 1059.95                  | 12.57                      | 2.66 | 2.66 | 2.70                     | 2.70                     | 0.58 | 0.52 | 0.03 |



**Fig.VI.4 : Les bulles de pression.**

$$L_{min} = 3.25m \text{ entre axes des poteaux } 2.70 * 1.5 = 4.05 > 3.25 m$$

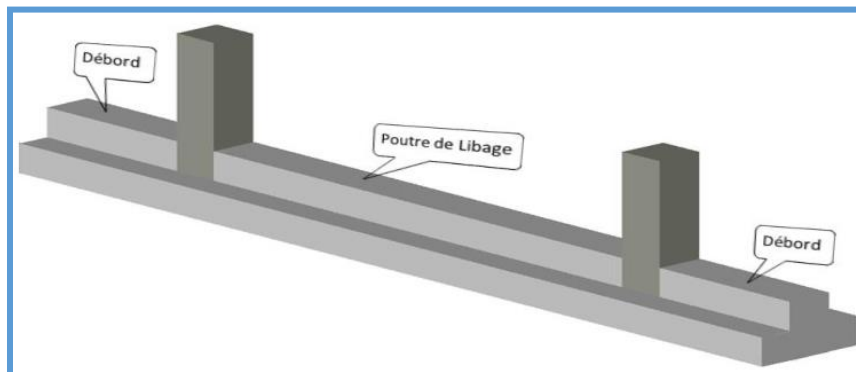
**Remarque :**

D'après le résultat ci-dessus (nous remarquons l'existence des chevauchements entre les semelles. Vu 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.5 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux**

**VI.4.2.1. Dimensionnement :**

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

$$N = \frac{\sum N}{L} ; M = \frac{\sum M}{L}$$

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b \text{ (pour les semelles sous plusieurs poteaux)}$$

Avec :

- $\sum N$  : est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$  : 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 :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} ; d \geq \frac{B-b}{4} ; h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.3: Dimensions des semelles filantes centrale à l'ELS**

| Semelle | L(m)  | N <sub>ser</sub><br>(KN) | N <sub>ser/ml</sub><br>(KN/ml) | M <sub>ser</sub><br>(KN.m) | M <sub>ser/ml</sub><br>(KN) | B(m) | B <sub>choisie</sub> (m) | h(m) | d <sub>b</sub> (m) | e(m) |
|---------|-------|--------------------------|--------------------------------|----------------------------|-----------------------------|------|--------------------------|------|--------------------|------|
| SF1     | 26.80 | 5762                     | 215                            | 27.66                      | 1.03                        | 1.43 | 1.50                     | 0.3  | 0.25               | 0.30 |

**Fig. VI.6: La proposition finale des semelles.**

**VI.4.2.2. Vérifications des contraintes des semelles filantes :**

Il faut vérifier que  $\sigma \leq \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar} \times 1.5 = 0.225 \text{ MPa}$

Avec :  $\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle}}{S_f}$

Les vérifications des contraintes des semelles filantes sont données dans le tableau suivant:

**Tableau VI.4: vérifications des contraintes des semelles filantes.**

| Semelle | N <sub>ser</sub> (KN) | M <sub>ser</sub><br>(KN.m) | P <sub>semelle</sub> (K) | S <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> ) | σ(Mp) | σ ≤ σ <sub>sol</sub> |
|---------|-----------------------|----------------------------|--------------------------|----------------------------------|-------|----------------------|
| SF1     | 5762                  | 277.66                     | 402                      | 40.2                             | 0.153 | C.V                  |

**VI.4.2.3. Ferrailage :**

Le calcul de ferrailage 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 :**

$$A=N \left(1+\frac{3e_0b}{B}\right) \left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) ; \quad \text{ESP} = \frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres
- ✓  $[\sigma_s]= 348\text{MPa}$  à l'ELU : en situation durable.
- ✓  $[\sigma_s] = 202\text{MPa}$  à l'ELS.

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5: Armatures principales des semelles filantes.**

| Semelle         | $N_u/\text{ml}$<br>(KN/ml) | $M_u/\text{ml}$<br>(KN) | $A_{\text{calculée}}(\text{c m}^2)$ | $A_{\text{choisie}}(\text{cm}^2)$ | ESP (cm) |
|-----------------|----------------------------|-------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|----------|
| SF <sub>1</sub> | 258.02                     | 11.48                   | 0.52                                | 6HA12=6.78                        | 15       |

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A(\text{cm}^2).B(\text{m})}{4} ; \quad \text{ESP} = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

**Tableau VI.6: Armatures de répartition de la semelle filante.**

| Semelle | $A_{\text{répartition}}(\text{cm}^2)$ | ESP (cm) |
|---------|---------------------------------------|----------|
| SF      | 6HA12=7.92                            | 20       |

**VI.4.2.4. Vérification des longueurs de scellement :**La contrainte admissible d'adhérence est  $\tau_s = 2.8 \text{ MPa}$ .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  $0.71B$ .

**Tableau VI.7: Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.**

| Semelle | $\emptyset(\text{mm})$ | $L_s(\text{cm})$ | $B/8$ (cm) | $B/4$ (cm) | Ancrage |
|---------|------------------------|------------------|------------|------------|---------|
| SFi     | 12                     | 42.86            | 17.50      | 35.00      | Courbe  |

**Commentaire :**

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

**VI.5. Ferrailage des poutres de libage :**

**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  $h_p$  sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoit l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

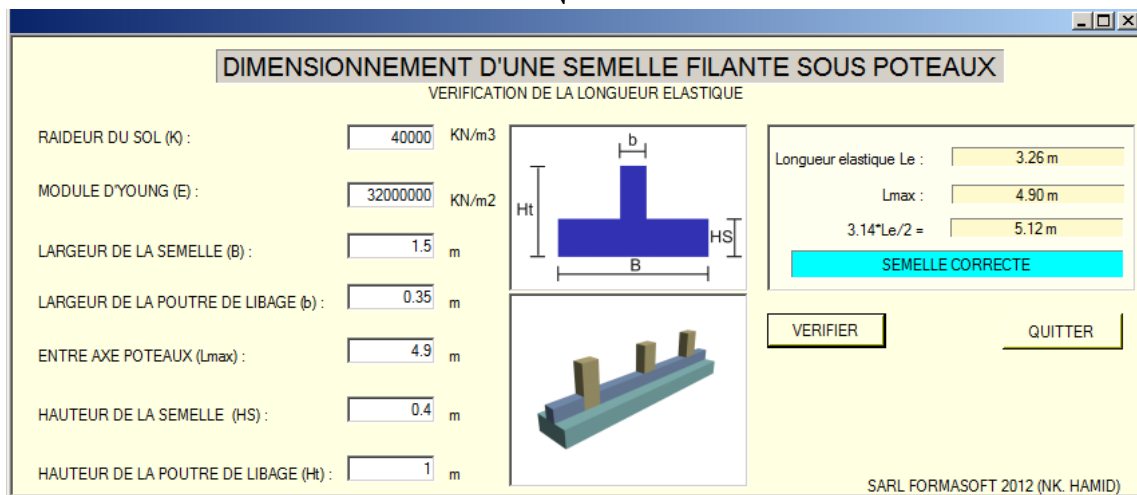
Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- ✓  $E$  : Module d'élasticité du béton ( $E = 32164.19 \text{MPa}$ ).
- ✓  $L$  : La plus grande travée dans la fille
- ✓  $K$  : Coefficient de réduire du sol ( $K = 4 \text{ kg/cm}^3$ ).
- ✓  $I$  : Moment d'inertie de la semelle  $I = \frac{b.h_p^3}{12}$ .
- ✓  $h_p$  : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$



**Tableau VI.9: Dimensionnement de la poutre de libage**

| Poutre de libage | b(m) | l(m) | h(m) | $\frac{\pi}{2} l_e$ | $l \leq \frac{\pi}{2} l_e$ |
|------------------|------|------|------|---------------------|----------------------------|
|                  | 0.35 | 4.90 | 1.00 | 5.12                | oui                        |

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

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

Avec :

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

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

**Tableau VI.10: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage**

| Poutre de libage | $\sum N$ (ELU)<br>KN | $\sum N$ (ELS)<br>KN | L<br>(m) | q <sub>u</sub><br>(KN/m <sup>2</sup> ) | q <sub>ser</sub><br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------|----------------------|----------------------|----------|--|--|
|                  | 3259                 | 2630.45              | 11.8     | 153.44                                 | 123.85                                   |

**Vérification du Cisaillement de la poutre de Libage CBA 91 Art A.5.2.4.2 :**

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.15 \cdot f_{ct28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

T<sub>max</sub> ELU: 847,43 KN  
 τ : 4,22 MPa  
 τ adm : 2,50 MPa

**Ferrailage des armatures longitudinal de la poutre de Libage à L'ELU :**

**En Appui :**

Ma : -607,06 KN.m

AS2 : 24,60 cm<sup>2</sup>

AS2 ch : 5 \* HA 16 + 5 \* HA 20 = 25,76 cm<sup>2</sup>

**En Travée :**

Mt : 309,03 KN.m

AS1 : 12,00 cm<sup>2</sup>

AS1 ch : 5 \* HA 16 + 1 \* HA 20 = 13,19 cm<sup>2</sup>

#### VI.5.4. Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 75 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm<sup>2</sup>/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.  $A_p=3*0.9 = 2.7 \text{ cm}^2$ , donc on adopte 6HA12=6.79cm<sup>2</sup>.

#### VI.5.5. Armatures transversales :

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

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

**Tableau VI.15: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.**

| élément | Vu(KN) | $\tau_u$ | [ $\tau_u$ ] | $A_t(\text{cm}^2)$ | choix       |               |
|---------|--------|----------|--------------|--------------------|-------------|---------------|
|         |        |          |              |                    | Zone nodale | Zone courante |
| PL4     | 395.25 | 1.67     | 2.5          | 4HA10=3.14         | 10          | 15            |

#### VI.6. Ferrailage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◀◀

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 :

$$F = (N / \alpha) \geq 20 \text{ KN}$$

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

$\alpha$  = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

❖ **La section choisie :** 30\*30 cm<sup>2</sup>

❖ **Matériaux :**

• Situation durable :

- Béton :  $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$

- Acier: FeE 400;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ ; FeE 400;  $\gamma_s = 1.15$

• Situation accidentelle :

- Béton :  $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$

- Acier: FeE400;  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ ;  $\gamma_s = 1$

**VI.6.1. Recommandation des règlements :**

❖ Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◀◀ [1] :

Le ferrailage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

❖ Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◀◀ [2]

La section des armatures longitudinales est :  $A \geq A_{\min} = \frac{b \cdot h}{1000}$

•  $St \leq \min [0.9d ; 40\text{cm}]$

•  $\frac{A_t f_e}{b \cdot St} \geq 0.4 \text{ Mpa}$

•  $\frac{A_t}{b \cdot St} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28} \cdot k)}{0.9f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)}$

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

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par :  $\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right]$

**VI.6.2. Ferrailage à l'Etat Limite Ultime :**

• **Armatures longitudinales :**

$F = (N / \alpha) \geq 20 \text{ KN}$       avec :  $\alpha = 10$

$A = (F / \sigma_s)$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau .VI.16 : Ferrailage longitudinal des longrines**

| B (cm <sup>2</sup> ) | N <sub>u</sub> (KN) | F(KN) | A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>Min</sub> CBA(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>Min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) | Vérification |
|----------------------|---------------------|-------|--|---|--|---|--------------|
| 30*30                | 1934                | 193.4 | 6.57                                     | 6HA14=10.77                             | 0.9                                    | 5.4                                     | 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 M<sub>ser</sub> :

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

$\sigma_s = F / A_{\text{choisie}}$

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

**Tableau.V.17: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines**

| B (cm <sup>2</sup> ) | N <sub>ser</sub> (KN) | F(KN) | A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> ) | σ <sub>s</sub> Mpa | σ̄ <sub>s</sub> Mpa | σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub> |
|----------------------|-----------------------|-------|---|--------------------|---------------------|----------------------------------|
| 30*30                | 882                   | 88.2  | 4.41                                    | 200.31             | 201.63              | CV                               |

**VI.6.4. Calcul des armatures transversales :**

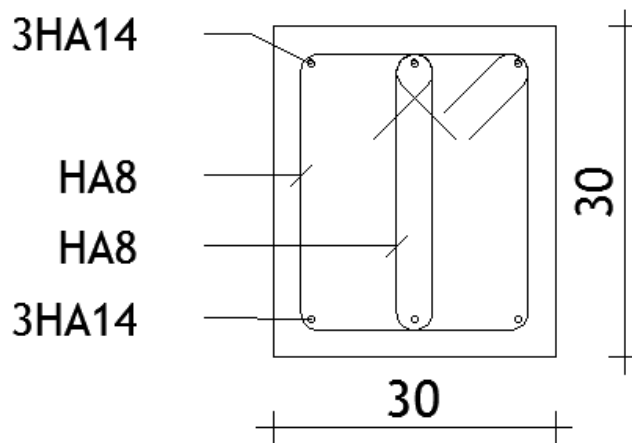
- L'acier choisi est de type rond lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :
  - ❖  $\phi_t \leq \min [h/35; b/10]$  selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

L'espace 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] :
- $S_t = \min [h/4 ; 12\phi_t]$  ..... [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]

- $S_t = \min [0.9d ; 40\text{cm}]$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa}$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28} \cdot K)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$



**Fig. VI.8: Ferrailage des longrines**

---

# CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale en assurant l'économie et surtout la sécurité des usagers.

La réalisation de ce mémoire nous a permis de faire les constats suivants pour l'analyse d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure ; en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA 99 V2003, CBA93, DTR)
- La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite, trancher sur le type de fondation (superficielle ou profonde)
  
- Le choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des méthodes numériques telles que le logiciel ROBOT permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant notre cycle universitaire, de les améliorer surtout dans la conception et la mise en application des codes de calcul et de dimension en vigueur.

# CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale en assurant l'économie et surtout la sécurité des usagers.

La réalisation de ce mémoire nous a permis de faire les constats suivants pour l'analyse d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure ; en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA 99 V2003, CBA93, DTR)
- La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite, trancher sur le type de fondation (superficielle ou profonde)
- Le choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des méthodes numériques telles que le logiciel ROBOT permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant notre cycle universitaire, de les améliorer surtout dans la conception et la mise en application des codes de calcul et de dimension en vigueur.