

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**UNIVERSITE d'ADRAR**  
**FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**  
**DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE**



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN VUE DU L'OBTENTION DU  
DIPLOME MASTER EN GÉNIE CIVIL**

**OPTION : STRUCTURE**

**Thème**

**Conception et calcul d'un bâtiment en béton armé  
de type R+10 à contreventement mixte**

Présenté par :

Messaoudi Amine

Bouyoucef Khadîdja

Soutenu le : /06/2021

Devant le jury composé de :

Dr. BENNACER. LYACINE	Univ. d'ADRAR	Examineur
Mr. HAMOUDA. ABDELAZIZ	Univ. d'ADRAR	Examineur
Dr. MAHMOUDI. ABDELKADER	Univ. d'ADRAR	Encadreur

2020/2021





## DÉDICACES

«و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب»

Au nom de Dieu le clément et le Miséricordieux et en termes  
d'amour et de

Fidélité, je dédie ce modeste travail :

Aux deux êtres les plus précieux au monde

Ma MERE et mon PERE

QUE DIEU LES PROTEGE

A ceux qui m'ont entouré et soutenu

Mes SOEURS et mon FRERE

Mon adorable GRAND –PERE que dieu me le protège

Mes chers oncles

Toute ma famille

Mes cousins et cousines chacun son nom

Mes amies et mes camarades

Pour leur affection, leur soutien et leur compréhensions qu'ils  
m'ont prodigués

Et à tous ceux que j'aime.

A vous tous, merci.

*Messaoudi Amine*

## DÉDICACES

«و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب»

*Au nom de Dieu le clément et le Miséricordieux et en termes  
d'amour et de*

*Fidélité, je dédie ce présent rapport :*

*Aux deux êtres les plus précieux au monde*

*Ma MERE et mon PERE*

*QUE DIEU LES PROTEGE*

*A ceux qui m'ont entouré et soutenu*

*Mes SOEURS et mon FRERE*

*Mon adorable GRAND –PERE que dieu me le protège*

*Mes chers oncles*

*Toute ma famille*

*Mes cousins et cousines chacun son nom*

*Mes amies et mes camarades*

*Pour leur affection, leur soutien et leur compréhensions qu'ils  
m'ont prodigués*

*Et à tous ceux que j'aime.*

**A vous tous, merci.**

*Bouyoucef Khadîdja*

## **REMERCIEMENT**

Tout d'abord nous remercions avant tous, Dieu ALLAH ,le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous remercions vivement, notre encadreur **Dr. Abdelkader Mahmoudi** de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

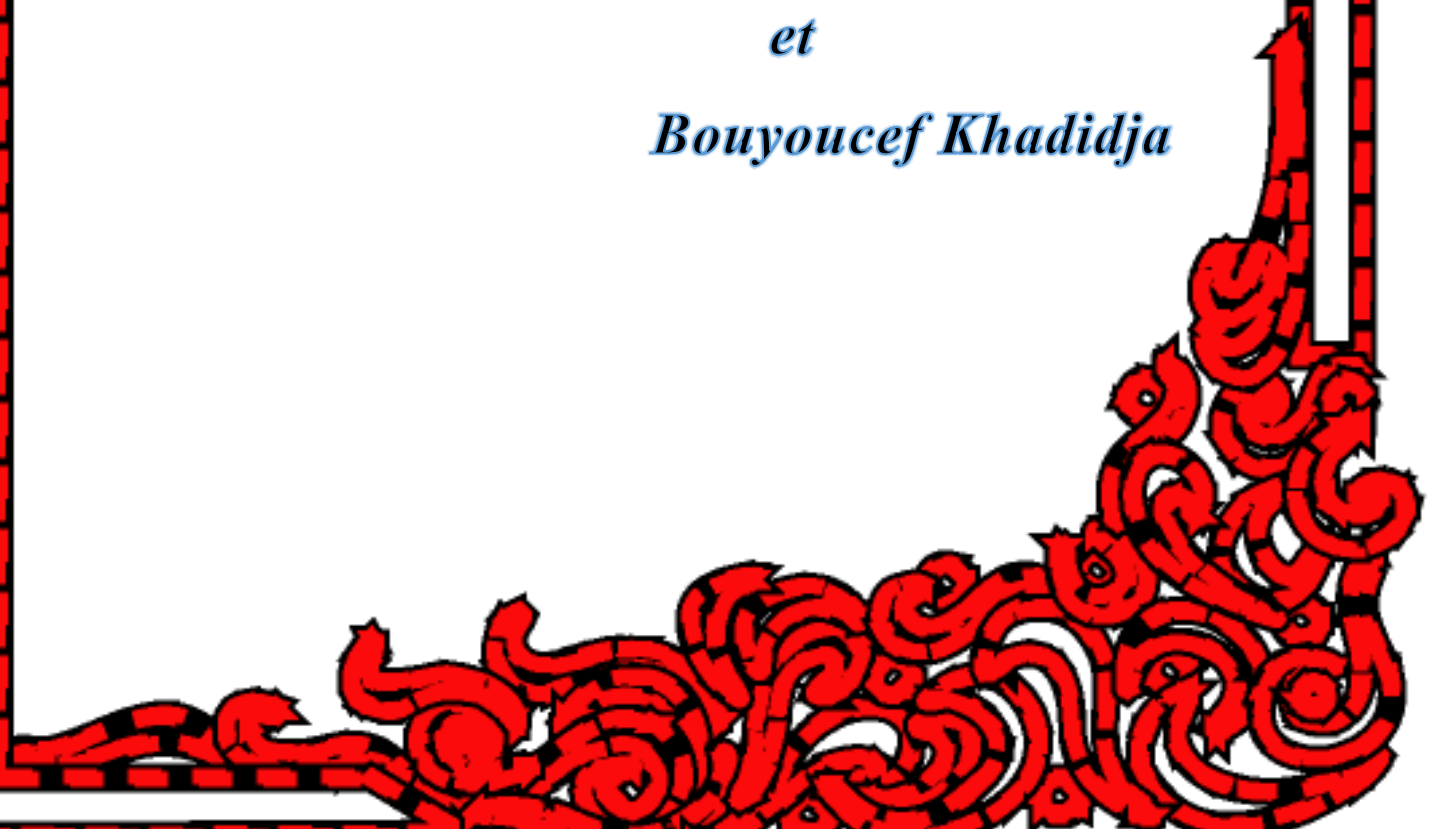
Nous remercions et portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation Master en Génie Civil.

Nous ne saurons pas oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce mémoire. A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

*Messaoudi Amine*

*et*

*Bouyoucef Khadidja*



# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment implanté à **Arzew wilaya de Oran** cette dernière est classée selon les règlements parasismiques Algériens (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude est divisée en quatre parties:

La première est consacrée à la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étudier les éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été traitée dans la troisième partie par le logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et surtout par les charges sismiques)

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sont calculés et on termine le travail par une conclusion générale.

**Mots clés** : Bâtiment, contreventement mixte, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99. **Arzew.**

## **Abstract**

This project presents a detailed study of a building located at **Arzew wilaya de Oran**. The latter is classified according to the Algerian seismic regulations (RPA 99 / version2003) as an area of medium seismicity (Zone IIa).

Using the new regulations for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified99), this study is divided into four parts:

The first part is devoted to the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads.

The second part aims to study the secondary elements (beams, stairs, parapet (acroter), balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was treated in the third part by the SAP2000 software in order to determine the different loading loads (permanent loads, operating loads and especially by seismic loads)

At the end, the study of the resistant elements of the structure (columns, beams, concrete walls, and general raft) are calculated and, the work ends with a general conclusion.

### **Key words:**

Buildings, Reinforced concrete, SAP 2000, RPA 99 v. 2003, BAEL 91 modified 99.



## المخلص

بصدد إعداد مشروع مذكرة التخرج، قمنا بدراسة مفصلة لإنجاز بناية تتألف من طابق ارضي+10طوابق بلدية اريزو بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة ( RPA99V2003 ، BAEL91 modifié99 ) ، قسمت هذه الدراسة الى أربعة أجزاء كما يلي :

**الجزء الأول:** يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض خصائص المواد و حمولة لكل عنصر.

**الجزء الثاني:** يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنائية.

**الجزء الثالث:** يتضمن الدراسة الديناميكية للبنائية بواسطة الحاسوب.

**الجزء الرابع و الأخير:** يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنائية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الاساسات)

**الكلمات المفتاحية:** العمارة-الخرسانة المسلحة، SAP2000، BAEL 91 modified، RPA 99 v. 2003،

**Table DES MATIERES**  
**INTRODUCTION GENERALE :**  
**CHAPITRE I : Présentation du projet**

<i>I-1-Introduction :</i> .....	3
<i>I-2-Présentation de l'ouvrage :</i> .....	3
<i>I-3-Conception de la structure :</i> .....	4
<b>I-4-Infrastructure :</b> .....	5
<b>2) Béton armé :</b> .....	5
<b>2-1)Béton :</b> .....	5
<b>2-1-2) Propriétés du béton :</b> .....	6
<i>2-2) Aciers :</i> .....	8
 <b>CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des éléments structuraux et</b> <b>Descente des charges</b>	
<i>I-1)Introduction :</i> .....	14
<b>II-2)-Pré dimensionnement des Eléments secondaires :</b> .....	14
<i>II-2-1)- Planchers des corps creux :</i> .....	14
<i>II-2-2-Pré dimensionnement des poutrelles (nervures):</i> .....	15
<b>II-2-3)-Plancher à dalle pleine :</b> .....	16
<b>II-3)-Pré dimensionnement des voiles :</b> .....	17
<i>II-3-1)-Rôle des voiles et des murs :</i> .....	18
<i>II-3-2)-Coupe de voile en élévation :</i> .....	18
<b>II-4)-L'Acrotère :</b> .....	19
<i>II-4-1)-Section transversale :</i> .....	19
<b>II-4-2)-Descente des charges : (DTR B.C.2.2).</b> .....	19
<b>II-5)- Pré-dimensionnement des escaliers :</b> .....	20
<i>II-5-1)-Type 1 : Escalier à deux volées (à paillasse adjacente):</i> .....	20
<b>II-6)-Les charges appliquent sur le bâtiment :</b> .....	24
<i>II-6-1)-Plancher terrasse (non accessible):</i> .....	24
<b>II-6-2)- Plancher étage courant(Habitation) :</b> .....	25
<b>II-6-3)-Plancher à dalle pleine :</b> .....	26
<b>II-7)- Pré-dimensionnement des poutres :</b> .....	28

<b>II-8)-Vérification de la section de poteau :</b> .....	30
<b>II-9)- Descente des charges :</b> .....	31
<i>II-9-1) La dégression des charges d'exploitation pour le calcul des éléments porteurs :</i> .....	32
<b>II-9-2) Poteau d'angle :</b> .....	33
<b>II-10)-Vérification à l'état limite de stabilité de forme :</b> .....	43

### **CHAPITRE III : Etude des planchers**

<b>III-1)-Introduction :</b> .....	53
<b>III-2)- Calcul des planchers à corps creux :</b> .....	53
<i>III-2-1)-Présentation théorique de la méthode forfaitaire :</i> .....	53
<i>III-2-2)-Présentation théorique de la Méthode de CAQUOT :</i> .....	55
<b>III-3)-Calcul des sollicitations des poutrelles terrasse:</b> .....	58
<b>III-4)-Diagramme des moments fléchissant :</b> .....	64
<b>III-4)-Conclusion :</b> .....	70

### **CHAPITRE IV : Etudes des Eléments non structuraux**

<b>IV-1) Introduction :</b> .....	72
<b>IV-2) Acrotère :</b> .....	72
<i>IV-2-1)-Définition :</i> .....	72
<i>IV-2-2)-Méthode de calcul :</i> .....	72
<i>IV-2-3)-Evaluation des charges et Surcharges :</i> .....	73
<i>IV-2-4)-Calcul des Sollicitations :</i> .....	74
<i>IV-2-5)-Calcul de la section d'armatures :</i> .....	74
<i>IV-2-6)-Vérification de l'effort tranchant :</i> .....	77
<i>IV-2-7)- Les sollicitations à l'ELS :</i> .....	78
<i>IV-2-8)-Vérification au flambement:</i> .....	80
<b>IV-3) Étude de l'escalier :</b> .....	80
<i>IV-3-1 Introduction :</i> .....	80
<i>IV-3-2 Escalier deux volées (à palliase adjacente) :</i> .....	81
<i>IV-3-3 Etude de la poutre palière :</i> .....	86
<b>IV-3-3-1 Introduction :</b> .....	86
<b>IV-3-3-2-Pré-dimensionnement de la poutre palière:</b> .....	86
<b>IV-3-3-3-Evaluation des charges :</b> .....	87

IV-3-3-4-Calcul du Ferrailage :	88
<b>IV-4-L'ascenseur :</b>	92
IV-4-1-Introduction :	92
IV-4-2-Etude de l'ascenseur:	93
IV-4-3-Descente de charge:	94
IV-4-4-Calcul de la charge de rupture $C_r$ :	95
IV-4-5-Calcul des sollicitations:	98
IV-4-6-Moments dus aux charges réparties : « $M_r$ »:	99
IV-4-7-Détermination du ferrailage :	101
IV-4-8-Vérification de la contrainte de cisaillement :	106
<b>IV-5) Conclusion :</b>	106

### *CHAPITRE V: Etude sismique*

<b>V-1)- Introduction :</b>	108
<b>V-2)- L'objectif de l'étude dynamique :</b>	108
<b>V-3)- Domaine d'application :</b>	108
<b>V-4)- Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :</b>	109
V-4-1)- Choix de la méthode de calcul :	111
<b>V-5)- La modélisation de la structure :</b>	112
<b>V-6)-Détermination des poids (wt)de la structure :</b>	121
<b>VI-7)- Méthode modale spectrele :</b>	128
<b>V-8)- L'Effort Normal Réduit :</b>	130
<b>V-9)- Vérification des déplacements:</b>	131
<b>V-10)-Conclusion :</b>	133

### *CHAPITRE VI: Ferrailage des éléments structuraux*

<b>VI-1)-introduction :</b>	135
<b>VI-2)- Ferrailage des poteaux :</b>	136
<b>VII-3)-Ferrailage des poutres :</b>	147
<b>VI-4) Étude des voiles</b>	158
VI-4-1) -Calcul des voiles :	159

## ***CHAPITRE VII: Etude de l'infrastructure***

<b>VII-1)- Introduction :</b> .....	164
<b>VII-2)-Calcul des fondations :</b> .....	165
<b>VII-3)-Etude de radier :</b> .....	170
<i>VII-3-1)-Pré-dimensionnement du radier :</i> .....	<b>170</b>
<i>VII-3-2)-Ferrailage du radier :</i> .....	<b>175</b>
<b>VII-4)-Calcul de débord :</b> .....	180
<b>VII-5)- Calcul de la poutre de libage (nervure) :</b> .....	183
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	168
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	168

# LISTE DES FIGURE

## CHAPITRE I : Présentation du projet

Figure (I-1):lieu du projet .....	3
Figure (I-2):Diagramme des contraintes–déformations du béton à l’ELU.....	7
Figure (I-3):Diagramme contraintes-déformations du béton à l’ELS. ....	7
Figure (I-4): Module de déformation Transversale .....	8
Figure (I-5) : Diagramme contraintes-déformations de l’acier.....	8

## CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des éléments structuraux et

### Descente des charges

Figure (II-1):Plancher à corps creux .....	15
Figure (II-2) : pré dimensionnement des poutrelles.....	16
Figure (II-3): Dimensions de la section en T .....	16
Figure (II-4):Pré-dimensionnement des voiles .....	18
Figure (II-5)- Acrotère .....	19
Figure II.6 Composition d’un escalier .....	20
Figure II.7 Vue en 3D de l’escalier à paillasse adjacente .....	20
Figure II.8 Dimensions de l’escalier.....	21
Figure (II-3):Coupe transversale au niveau de plancher terrasse .....	25
Figure (II-10):Coupe transversale au niveau de plancher étage courant .....	26
Figure (II-11):Charge Plancher à dalle pleine .....	26
Figure II-12 Charge de Balcon .....	27
Figure (II-13) : Mur extérieur .....	28
Figure II-14 : Schéma de la section .....	28
d’un Poutre Principale. ....	28
Figure II-15: schéma de la section d’un Poutre Secondaire .....	29
Figure II-16 : Les Poteaux .....	29
Figure II-17:La section réduite du béton .....	30
Figure II-18 : Poteau le plus sollicité.....	32
Figure II-19:La dégression des charges .....	33
FigureII-20 Poteau d’angle .....	33
Figure II-21 poteau de rive .....	37
FigureII-22 Poteau central .....	40

# LISTE DES FIGURE

## CHAPITRE III : Etude des planchers

Figure (III-1). Schéma de ferrailage des poutrelles .....	69
Figure (III-2) : Schéma de ferrailage .....	70

## CHAPITRE IV : Etudes des Eléments non structuraux

Figure (IV-01) : Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique.....	72
Figure (IV-02): l'effort sismique.....	73
Figure( IV-3) : Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	80
Figure ( IV-4) : Distribution des charges sur l'escalier à deux volées .....	81
Figure( IV- 5): Ferrailage d'escalier .....	85
Figure (IV-6) : Vue 3D pour la poutre palière.....	86
Figure (VI-7) : section de calcul .....	87
Figure (IV-8) : section de calcul .....	89
Figure (IV-9) : Schéma d'un ascenseur mécanique.....	92
Figure (IV- 10): Schéma de l'appui du moteur de l'ascenseur .....	97

## CHAPITRE V : Etude sismique

Figure (V-01) : Version de SAP2000 .....	114
Figure (V-02) : modélisation de la structure vue en 3D .....	114
Figure (V-03) : Spectre de réponse de calcul .....	116
Figure (V-04) : Système brochette.....	128
Figure (V-05) : mouvement de la structure.....	133

## CHAPITRE VI: Ferrailage des éléments structuraux

Figure (VI-01):Zone nodale.....	137
Figure (VI-02):Sollicitations sur les poteaux.....	139
Figure (VI-03):La section réduite du béton. ....	140
Figure (VI-4) : disposition des armatures .....	145
Figure (VI-05) : disposition de la zone nodale .....	145
Figure (VI-06) : section de calcul .....	148
Figure (VI-07) : section de calcul .....	149

Figure (VI- 8): Disposition des voiles .....	159
Figure (VI-9 ): schéma de ferrailage de voile.....	162

## **LISTE DES FIGURE**

### **CHAPITRE VII: Etude de l'infrastructure**

Figure (VII-01) : type de fondation superficielle.....	164
Figure (VII-02) :Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	169
Figure (VII-3): Schéma statique de radier .....	180
Figure (VII-4): Schéma statique de débord .....	180
Figure VII.5: Schéma de ferrailage de débord.....	182
Figure VII.6 : Disposition des armatures des poutres.....	186



# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE I : Présentation du projet

Tableau I-1-Caractéristiques géométriques de bâtiment (en élévation) .....	4
Tableau I-2-Caractéristiques géométriques de bâtiment(en plan) .....	4

## CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des éléments structuraux et

### Descente des charges

Tableau (II-1) : Les voiles.....	18
Tableau (II-2):charge de plancher terrasse. ....	24
Tableau (II-3):charge de plancher étage courant .....	25
Tableau (II-4):charge de plancher à dalle pleine. ....	26
Tableau (II-5):charge de Mur extérieur .....	27
Tableau (II-6) : Descente des charges Poteau d'angle.....	36
Tableau II.7 Descente des charges pour le poteau de rive.....	39
Tableau. II.8 Descente des charges pour le poteau central.....	42
Tableau (II-9) : Pré-dimensionnement poteau, poutre (pp, ps), voile, l'acrotère, planche.....	51

## CHAPITRE III : Etude des planchers

Tableau (III-01) : évaluation des charges sur les poutrelles .....	56
Tableau III.1: résultats de(M.T.N) travée type 01 terrasse .....	58
Tableau III.2: résultats de(M.T.N) travée type 01 étage courant.....	59
Tableau III.3: résultats de(M.T.N) travée type 02 terrasse .....	61
Tableau III.4: résultats de(M.T.N) travée type 02 étage courant.....	61
Tableau III.5: résultats de(M.T.N) travée type 02 terrasse .....	63
Tableau III.6: résultats de(M.T.N) travée type 02 étage courant.....	64

## CHAPITRE IV : Etudes des Eléments non structuraux

Tableau (IV-01):résultats des efforts internes .....	74
Tableau (IV-2) : Combinaisons de charges .....	81
Tableau (IV-3) : Les Sollicitations De Calcul .....	83
Tableau (IV-4) : Différents coefficients pour le calcul de ferrailage .....	83
Tableau (IV-5) : Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier .....	83
Tableau( IV-6 )Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition.....	84
Tableau (VI-7) : Evaluation des moments .....	99

Tableau (IV-8) : résultats des moments en appuis et en travée en ELU et ELS.....	101
Tableau (IV- 9): Vérification des contraintes .....	106

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **CHAPITRE V : Etude sismique**

Tableau (V-01): Coefficient d'accélération de zone A.....	116
Tableau (V-02): Valeurs de T1 et T2.....	117
Tableau (V-03): Valeurs de $\xi$ (%) .....	118
<b>Tableau (V-04):</b> Coefficient d'accélération de zone A .....	118
Tableau (V-05) : valeurs du coefficient de comportement R .....	120
Tableau (V-07) : participation nodal massique.....	130
Tableau (V-08) : force sismique a la base .....	130

### **CHAPITRE VI: Ferrailage des éléments structuraux**

Tableau (VI-01) : Tableau récapitulatif ferrailage des poteaux.....	146
Tableau (VI-02) : Sollicitations des poutres .....	148
Tableau VI-3: Ferrailage des poutres .....	157
Tableau VI- 4: Les sollicitations obtenues par le sap2000. ....	160

### **CHAPITRE VII: Etude de l'infrastructure**

Tableau VII- 1: Effort normal appliqué sur les.....	165
Tableau VII- 2: les dimensions des semelles filantes .....	168
Tableau VII.3: Les sollicitations des panneaux .....	175
Tableau VII.4: Choix des armatures .....	178

<b><u>Notations en majuscules romaines</u></b>	
<b>A</b>	Aire d'une section d'acier.
<b>A'</b>	Section d'aciers comprimés
<b>Ar</b>	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme
<b>Aser</b>	Section d'aciers pour l'ELS
<b>Au</b>	Section d'aciers pour l'ELU
<b>B</b>	Aire d'une section de béton
<b>Br</b>	Section réduite
<b>CV</b>	Condition vérifié
<b>C N V</b>	Condition non vérifié
<b>D</b>	Diamètre
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale
<b>ELS</b>	Etat limite de service
<b>ELU</b>	Etat limite ultime
<b>E<sub>v</sub></b>	Module de déformation différé du béton
<b>E<sub>i</sub></b>	Module de déformation instantané du béton
<b>E<sub>h</sub></b>	Module de déformation longitudinal du béton
<b>E<sub>j</sub></b>	Module d'élasticité instantanée
<b>E<sub>s</sub></b>	Module de d'élasticité de l'acier
<b>F</b>	Force ou action générale
<b>F</b>	Flèche due à une charge considérée ( g, j, p)
<b>G</b>	Action permanente
<b>I</b>	Moment d'inertie
<b>L</b>	Longueur ou portée
<b>L<sub>x</sub></b>	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine
<b>L<sub>y</sub></b>	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine
<b>M</b>	Moment en général
<b>Ma</b>	Moment sur appui

<b>Mt</b>	Moment en travée
<b>Mu</b>	Moment de calcul ultime
<b>Mser</b>	Moment de calcul de service
<b>Mt</b>	Moment en travée
<b>N</b>	Effort normal
<b>Nu</b>	Effort normal de service
<b>Nser</b>	Effort normal en service
<b>P</b>	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)
<b>PP</b>	poutre principale
<b>PS</b>	Poutre secondaire
<b>Q</b>	Action ou charge variable
<b>S</b>	Section
<b>T</b>	Effort tranchant
<b>A</b>	Une dimension transversale
<b>B</b>	Une dimension longitudinale
<b>b0</b>	Epaisseur brute de l'arme d'une section
<b>D</b>	Hauteur utile
<b>E</b>	Excentricité, épaisseur, Enrobage
<b>Fe</b>	Limite d'élasticité de l'acier
<b>f<sub>cj</sub></b>	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
<b>f<sub>tj</sub></b>	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
<b>f<sub>c28</sub></b>	Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours
<b>f<sub>t28</sub></b>	Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours.
<b>h<sub>0</sub></b>	Epaisseur d'une membrure de béton
<b>H</b>	Hauteur totale d'une section de béton armé.
<b>I</b>	Rayon de giration d'une section
<b>J</b>	Nombre de jours
<b>K</b>	Coefficient en général
<b>L</b>	Longueur ou porté
<b>Lf</b>	Longueur de flambement

<b>L<sub>s</sub></b>	Longueur de scellement
<b>N</b>	Coefficient d'équivalence acier-béton
<b>δ<sub>t</sub></b>	Espacement des armatures transversales

# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE :

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol.

Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

- Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens.
- Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale .

Au sens large, tout objet fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposée sans subir des déformations importantes est une structure. Pour l'ingénieur civil il s'agit principalement de bâtiments, tours, murs ponts, barrages, arches, câbles, ect...

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos. Ils doivent protéger le milieu intérieur et corriger des agressions du milieu extérieur

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil. Ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures.

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisés en huit chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre nous avons présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique. En ce qui concerne le sixième chapitre nous avons exposé le ferrailage des éléments résistants. Dans les deux derniers chapitres nous avons une étude du sol et des fondations. Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.





**CHAPITRE I :**  
***Présentation du projet***

### I-1-Introduction :

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

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

### I-2-Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (RDC+10) à usage habitations.

Il est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé dans la ville de Arzew, wilaya de Oran, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone II a (zone moyenne sismicité).



Figure (I-1):lieu du projet

## I.3-Caractéristiques géométriques de la structure :

Dimensions	(m)
Hauteur totale (avec l'acrotère)	34,82
Hauteur du RDC	3,62
Hauteur des étages courants	3,06

Tableau I-1-Caractéristiques géométriques de bâtiment (en élévation)

Dimensions	(m)
Longueur en plan	13,45
Largeur en plan	26,23

Tableau I-2-Caractéristiques géométriques de bâtiment(en plan)

## I-3-Conception de la structure :

Superstructure :❖ Planchers :

- Les planchers des étages courants sont en corps creux.
- Le plancher terrasse est en corps creux, il aura en plus une isolation thermique (Multicouche) en plus une pente moyenne pour l'écoulement des eaux Pluviales.

❖ Poteaux, poutre et les voiles : sont en béton armé.❖ maçonneries :

- Murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 cm et 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (15+5+10).
- Murs intérieurs : Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

❖ Revêtement :

Le revêtement est constitué de:

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs intérieur et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- ❖ **Escaliers:** Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisées en béton armé coulé sur place.
- ❖ **Terrasse :** La terrasse est inaccessible.

**I-4-Infrastructure :****➤ Fondations :**

C'est un système qui doit former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène et très essentiel de l'ouvrage ce qui concerne notre structure, nous avons opté les fondations superficielles :

- Radier général

**I-5-Type de coffrage utilisé :**

Les éléments structuraux « Poteaux et Poutres » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois. Pour les planchers corps creux on utilise les coffrages en bois.

**I-6-Les charges :**

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas. Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

**I-7-Caractéristique des matériaux :****1)-Introduction:**

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

**2) Béton armé :**

C'est le matériau qui constitue l'ossature de notre ouvrage. Il offre une bonne résistance mécanique à cause de deux composants : le béton et l'acier

**2-1)Béton :**

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés "Granulats" (sable+ gravier) et "pâte cimentaire"

(l'eau+ciment).Cet constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles.

**2-1-1) Composition du béton :**

Un béton courant est composé de :

- 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment de classe CPA 325.
- 400 litres de sable de classe granulaire 0/5mm.
- 800 litres de gravier de classe granulaire 15/25mm.
- 175 litres d'eau de gâchage.

**2-1-2) Propriétés du béton :**

**a)Caractéristiques Physiques:** La masse volumique des bétons:

	granulat courant	granulats légers	Béton lourds	Béton armé
La masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2200-2400	700-1500	3500-4000	2500

→ On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 Kg/m<sup>3</sup>.

**b) Caractéristiques mécaniques:**

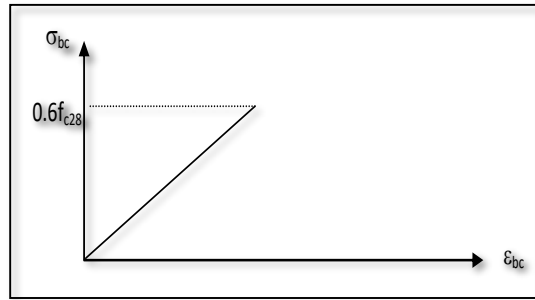
Résistance caractéristique		Module de déformation longitudinale du béton	
La compression	La traction	Module instantané	Module différé
$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ « pour j = 28 jours ».	$F_{tj} = 0,6 + 0,06.F_{cj}$ $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$	pour les charges d'une durée d'application <24h $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$	pour les charges de longue durée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ $E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$

**2-1-3) Contrainte de calcul du béton comprimé:**

➤ **Etats limites ultimes (ELU) :**

Des facteurs importants Correspondent à la perte d'équilibre statique et a la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout a la perte de résistance (rupture) qui conduisent a la ruine de l'ouvrage :

- ✓ Equilibre statique.
- ✓ Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- ✓ Stabilité de forme.



**Figure (I-2):**Diagramme des contraintes –déformations du béton à l'ELU.

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante (BAEL 91.A.4.3.41).....page33 :

Avec :

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

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{combinaisons accidentelles} \\ 1,50 & \text{autres cas} \end{cases}$$

Et en fonction de la durée d'application (t) de la combinaison d'actions Considérée:

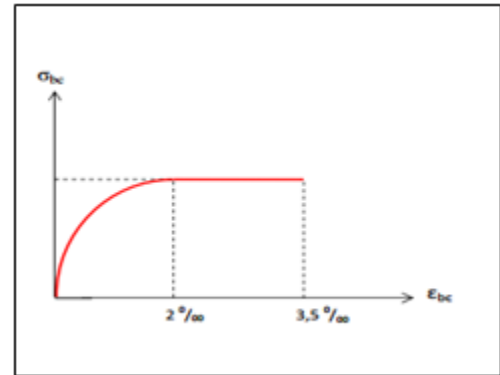
$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{si } t > 1 \text{ heures} \end{cases}$$

Donc on a utilise les donnes suivent dans les taches effectuées :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$

$$\theta = 1 \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1,5$



**Figure (I-3):**Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

➤ **Etats limites de service (ELS) :**

Constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaits à savoir :

- ouverture des fissures.
- déformation des éléments porteurs.
- compression dans le béton.

La contrainte admissible de service du béton à la compression :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

**2-1-4) Coefficient de poisson :**

Coefficient de poisson  $\nu$  est donné par la relation suivant :

Avec :

$\Delta \alpha / \alpha$  : déformation relative transversale

$\Delta L / L$  : déformation relative longitudinale

$\nu = 0,20$  pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

$\nu = 0$  dans le cas des E.L.U (section fissurée)

$$\nu = \frac{\Delta \alpha / \alpha}{\Delta L / L}$$

**2-2) Aciers :**

(BAEL91.art.A.2.2).....page11:

L'acier :est un alliage métallique constitué d'au moins de deux éléments : le fer, la majoritaire le carbone et utilisé en armatures de béton armé.

**Diagramme déformations contraintes :** BAEL91 (art A.2.2 ,2)...page11

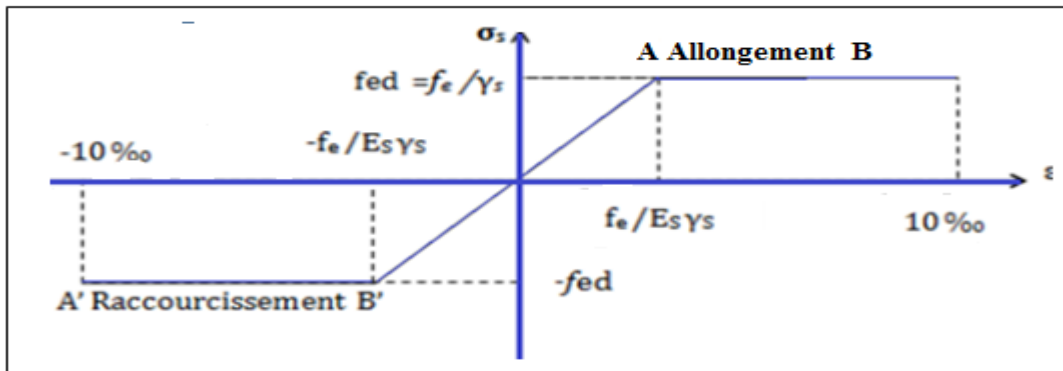


Figure (I-5) : Diagramme contraintes-déformations de l'acier

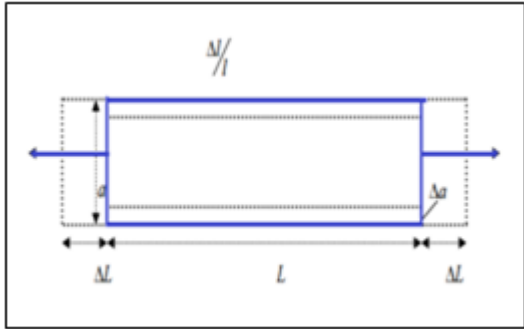


Figure (I-4): Module de déformation Transversale

**2-2-1) Caractéristiques des aciers utilisés :**

On utilise trois types d'acier :

$F_e$  = limite d'élasticité garantie (résistance caractéristique)

1) Barres lisses (RL) de nuance FeE 235 et dont la limite d'élastique est :

$F_e = 235 \text{ MPa}$  —————> pour les armatures transversales

2) Barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400 et dont la limite d'élastique est :

$F_e = 400 \text{ MPa}$  —————> pour les armatures longitudinales

3) Treillis soudé (TS) : de nuance FeE 500 et dont la limite d'élastique est :

$F_e = 500 \text{ MPa}$  —————> pour les planchers et dallage.

**2-2-2) Contrainte de calcul d'acier :**

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s: \text{Coefficient de sécurité} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ en situation normal.} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

✓ **Etat limite ultime (E.L.U):**

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié de la figure suivant :

$F_e$  (limite d'élasticité de l'acier) = 400 MPa

$E_s$  (module d'élasticité de l'acier) =  $2 \times 10^5 \text{ MPa}$

✓ **Etat Limite Service (E.L.S) :**

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

✓ **Fissuration non préjudiciable:**  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  pas de limitation.

✓ **Fissuration préjudiciable:**

$$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St} \text{ avec } \bar{\sigma}_{St} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot F_{t28}} \right) \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration très préjudiciable:**

$$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St} \text{ avec } \bar{\sigma}_{St} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot F_{t28}} \right) \text{ MPa}$$

Avec :

$\eta$ : Coefficient de fissuration.



$$\text{avec: } \begin{cases} \eta = 1: \text{ pour les rond lisses} \\ \eta = 1.3: \text{ pour les hautes adhérences avec } \phi \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1.6: \text{ pour les hautes adhérences avec } \phi < 6\text{mm} \end{cases}$$

D'où on aura pour une barre à AH :

- $\bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa} \Rightarrow$  fissuration préjudiciable
- $\bar{\sigma}_s = 164,93\text{MPa} \Rightarrow$  fissuration très préjudiciable

### **Poids volumique :**

Béton armé..... $\gamma_{BA}=25\text{KN/m}^3$

Béton non armé..... $\gamma_B=22\text{KN/m}^3$

Acier..... $\gamma_s=78.5\text{KN/m}^3$

### **1) Actions et Sollicitations :**

Les éléments constructifs d'une structure doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la stabilité de ce dernier.

#### **a) Actions :**

Les actions sont l'ensemble des charges (forces) directement appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des déformations statiques (retrait, tassement d'appuis, variation de température) qui entraînent des déformations de la structure, elles peuvent être :

- ♦ Action permanentes.
- ♦ Action variables.
- ♦ Action accidentelles.

#### **a-1) Actions permanentes :**

Elles sont d'une intensité constante ou très peu variable dans le temps.

Elles comprennent :

- ♦ Le poids propre des éléments de la structure.
- ♦ le poids des équipements fixes de toute nature (revêtements de sols et de plafonds, cloisons).
- ♦ Les déplacements différentiels des appuis.
- ♦ Les déformations permanentes imposées à la construction telle que les tassements différentiels des fondations.

**a-2) Actions variables :**

Elles sont d'une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps telle que :

- ♦ Les charges d'exploitation.
- ♦ Les effets dus à la température.

**a-3) Actions accidentelles :**

Généralement sont des actions provenant de phénomènes rares comme les séismes, les explosions, les chocs.

**b) Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions.

**4)-Combinaisons de calcul :**

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure, les combinaisons d'actions définies ci après:

**a) La combinaison de calcul à l'ELU :**

Pour des situations durables:

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

**b) La combinaison de calcul à l'ELS :**

$$Q_s = G + Q$$

C'est :

Avec :

**G** : charges permanentes

**Q** : charges d'exploitation non pondérées

**Les règlements utilise :**

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règles BAEL91(Béton Armé Etats Limites) et RPA99 version 2003 (Règles Parasismique Algérienne ).

- **B.A.E.L 91:** ce règlement permet de calculer des dimensions du ferrailage des éléments ainsi que les semelles selon l'ELU à partir du quel on calcule les armatures et les contraintes et on vérifie, ainsi que l'ELS dans le cas d'une fissuration peu nuisible et on recalcule des armatures et les contraintes dans le cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.
- **R.P.A 99 Version2003 :** c'est un règlement parasismique sous forme de document technique fixant les règles de conception et du calcul des structures en zone sismique.

- **Les logiciels utilisés :**
- **SAP2000 (Non linear Version 14):** c'est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau, ponts, tunnels, barrages ...).
- **AUTOCAD 14 :** c'est un logiciel permet de dessin ou de conception des plan des ouvrages de génie civil et des travaux publics.

## **CHAPITRE II:**

*Pré-dimensionnement des éléments structuraux et*

*Descente des charges*

**I-1) Introduction :**

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire dans une étude d'un projet en béton armé, elle a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives des éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre toute en respectant les règles générales en vigueur BAEL 91 et RPA99Version 2003.

**II-2)-Pré dimensionnement des Eléments secondaires :**

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure (planchers, balcons, poutrelles, escaliers, cloisons).

**II-2-1)- Planchers des corps creux :**

On appelle plancher nervurée l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en bétons arme, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

On a opter les planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Légèreté des planchers et par conséquence les forces sismiques.
- Bonne isolation acoustique et thermique.
- Economie dans le cout de coffrage.

Il est constitué de :

- ✓ Corps creux : dont le rôle est le coffrage, isolation phonique et sonore, aucune fonction de résistance.
- ✓ Poutrelles : ce sont les éléments résistants du plancher. Elles servent à répartir les charges sur les poutres principales.
- ✓ Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé. Sa hauteur varie de 4 à 6 cm. Elle sert à répartir uniformément les charges et les surcharges sur les poutrelles.
- ✓ Treillis soudé : il sert à armer la dalle de compression pour éviter sa fissuration et sa destruction

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition rigidité suivant le BAEL91:

$$\Rightarrow \frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad h_t = \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec:

$h_t$  : épaisseur totale du plancher.

$L_{\max}$  : la portée maximale de la poutrelle entre axes d'appuis.

$$\frac{l_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{20} \quad \text{avec} \quad L_{\max}=474 \text{ cm}$$

$$18,96 \leq h_t \leq 23,70$$

On prend  $h_t = 20 \text{ cm}$

$$\Rightarrow h_t = (16+4) \text{ cm}$$

Tel que:

$$h_t = (h_t - h_0) + h_0 \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (h_t - h_0) = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{l'épaisseur de corps creux.} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{dalle de compression.} \end{array} \right.$$

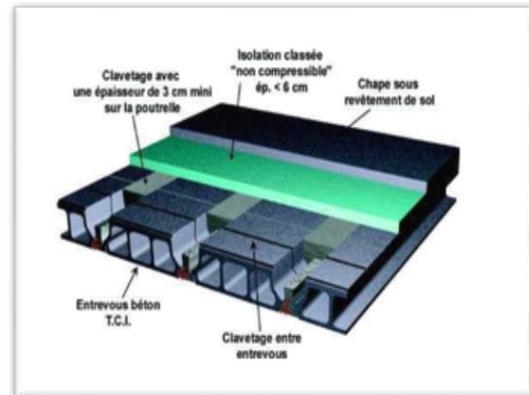


Figure (II-1): Plancher à corps creux

### Conclusion:

On opte pour une hauteur de plancher de (20 cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.

#### II-2-2-Pré dimensionnement des poutrelles (nervures):

D'après le BAEL 91 la longueur de l'hourdis à compter de chaque côté de nervure à partir de son paramètre est limité par la plus restrictive des conditions suivantes :

- ✓ On ne doit pas attribuer une même zone de hourdis à deux nervures différentes.
- ✓ La largeur en cause ne doit pas dépasser le dixième d'une travée.
- ✓ Elle ne doit pas dépasser les 2/3 de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 = 4\text{cm.} \\ h = 16\text{cm.} \\ h_t = 20\text{cm.} \end{array} \right.$$

D'après les règles BAEL 83(Art .A.4.1.3)

la largeur de la table de compression est calculé

à partir de la plus faible des valeurs de ( $b_1$ ) suivantes :

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet b_1 \leq (L_n - b_0)/2 \\ \bullet b_1 \leq L/10 \\ \bullet 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

Avec :

- $$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{L} : \text{la portée entre nus d'appuis de la travée considérer.} \\ \mathbf{L_n} : \text{la distance entre axe des nervures.} \end{array} \right.$$

Suivant les normes algériennes (DTC.B.C.22) la distance  $L_n$  est prise généralement égale à 60 cm

Donc :

- ✓  $b_1 \leq (60 - 10)/2 = 25\text{cm}$
- ✓  $b_1 \leq (474 - 50)/10 = 42.40\text{cm}$
- ✓  $24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm}$

$$b_1 = \min(25; 42,40; 28) = 25\text{cm}$$

$$\Rightarrow b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 25) + 10 = 60\text{ cm}$$

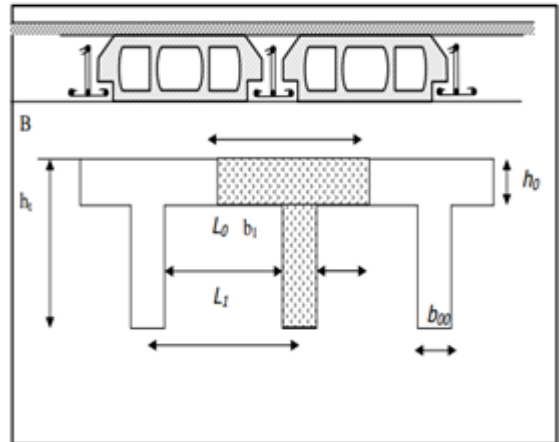


Figure (II-2) : pré dimensionnement des poutrelles.

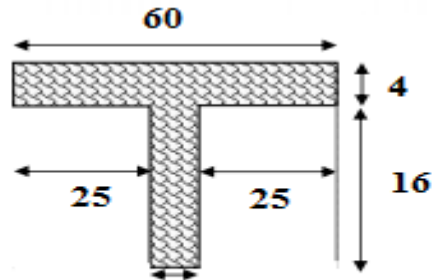


Figure (II-3): Dimensions de la section en T

### II-2-3)-Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par-rapport aux autres dimensions.

On utilise pour le plancher du RDC, une dalle pleine à poutres apparentes qui résistent mieux aux effets des efforts horizontaux ;

#### A. Condition de la résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle est donnée par :

- 1)  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \Rightarrow$  Dalle travaille dans un seul sens  $\Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq h \leq \frac{L_y}{30}$
- 2)  $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow$  Dalle travaille dans les deux sens  $\Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq h \leq \frac{L_x}{40}$

$L_x$ : La petite portée du panneau de la dalle  $\Rightarrow L_x = 340$  cm

$L_y$ : La grande portée du panneau de la dalle  $\Rightarrow L_y = 500$  cm

$$\alpha = (L_x/L_y) = 340/500 = 0.68 \Rightarrow 0,4 < \alpha \leq 1$$

Donc la dalle travaille dans deux sens La dalle est uniformément chargée.

Donc l'épaisseur de la dalle à partir du critère de rigidité :

$$\frac{L_x}{45} \leq h_{dp} \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{340}{45} \leq h_{dp} \leq \frac{340}{40} \Rightarrow 7.55 \leq h_{dp} \leq 8.5$$

On prend l'épaisseur de la dalle pleine :  $h_{dp} = 10$  cm

#### II-3)-Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du **RPA 99/ version 2003**.

- Le contreventement mixte avec justification de l'interaction portique et voiles, tel que donné dans le RPA 99/version 2003, est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage. Le Pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière (l'article 7.7.1 du RPA99/version2003).

Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement des voiles sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.



**II-3-1)-Rôle des voiles et des murs :**

- ↳ Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales
- ↳ Participent au contreventement de la construction (vent, séisme)
- ↳ Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- ↳ Assurent aussi une protection incendie, coupe feu.
- ↳ servaient de cloisons de séparation entre locaux.

**II-3-2)-Coupe de voile en élévation :**

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être terminée es fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure suivante:

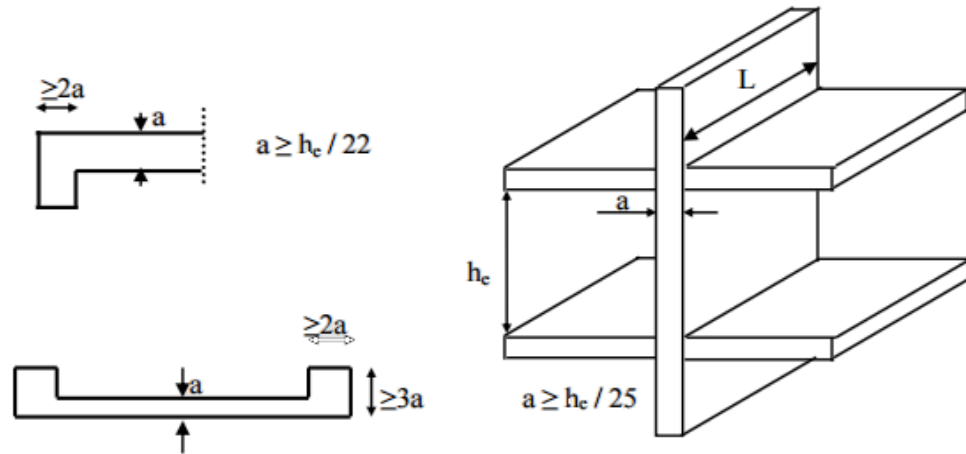


Figure (II-4):Pré-dimensionnement des voiles

S'agissant de notre projet on a pour  $a \geq h_e / 20$

	RDC	Étage courant
$h_e$ (cm)	362	306
$a$ (cm)	20,4	15,3

Tableau (II-1) : Les voiles

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles:

**a = 20cm**

**II-4)-L'Acrotère :****II-4-1)-Section transversale :**

$$S = (0,6 \times 0,15) + (0,08 \times 0,1) + ((0,02 \times 0,1)/2) \Rightarrow S = 0,10 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0,10 \times 25 = 2,50 \text{ KN/ml.}$$

Revêtement en enduit de ciment :

$$0,02 \times 20 [0,6 + 0,25 + 0,08 + 0,1 + 0,5] = 0,61 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2,50 + 0,61 = 3,11 \text{ KN/ml}$$

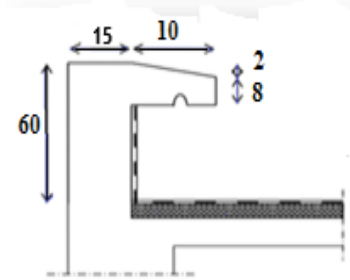


Figure (II-5)- Acrotère

**II-4-2)-Descente des charges : (DTR B.C.2.2)****Introduction :**

La descente de charge a pour objectif d'étudier la distribution des charges dans une structure. Lors de cette étude, On détermine les charges qui s'appliquent sur chaque éléments porteurs de la structure cela nous permet des les dimensionner jusqu'au sol qui est l'élément porteur de notre structure

Il existe quatre familles d'éléments porteurs :

- ✓ Les porteurs horizontaux (plancher ou dalle poutre) situé dans un plan horizontal.
- ✓ Les porteurs verticaux (poteaux, murs ou voiles) situé dans un plan vertical.
- ✓ La charpente.
- ✓ Les fondations.

**Rôle de descente des charges :**

- ✓ Evaluation des charges (G et Q) revenant aux poteaux, voiles, etc.
- ✓ Vérification de la section des éléments porteurs.

**Les types des charges :****3-1-Charges permanentes :**

Elles ont pour symbole de terme G, Elles résultant du poids propre des éléments porteurs et non porteurs Elles sont déterminées à partir :

- ✓ Poids volumique des matériaux exprimé en  $\text{kN/m}^3$
- ✓ Poids spécifique des éléments exprimé en  $\text{kN/m}^2$

**3-2-Charge variable :**

On distingue deux familles principales :

Les charges d'exploitation et les charge climatique.

## II-5)- Pré-dimensionnement des escaliers :

### a. Définition :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'une construction, constitués d'une dalle inclinée (paillasse) , avec des dalles horizontales (paliers) , ces derniers sont coulés sur place.

### b. Composition d'un escalier :

- **La montée** : ou la hauteur d'escalier (H)
- **Le giron** : la largeur de marche(g).
- **L'embranchement** : la largeur de la volée (b).
- **La contre marche** : la partie verticale d'une marche (h).
- **La paillasse** : plafond qui monte sous marches.
- **Le palier** : la partie horizontale.
- **La volée** : suite ininterrompues des marches.

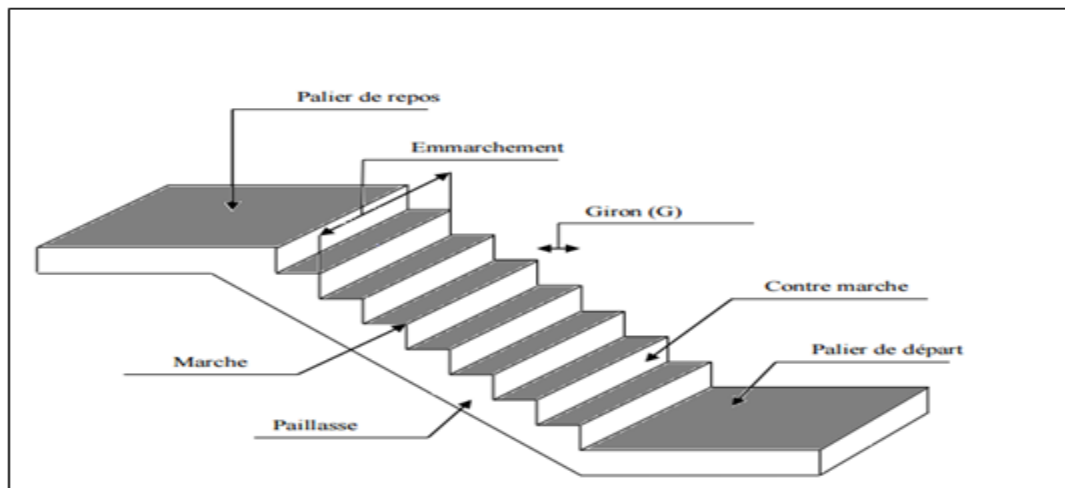


Figure II.6 Composition d'un escalier

### II-5-1)-Type 1 : Escalier à deux volées (à paillasse adjacente):

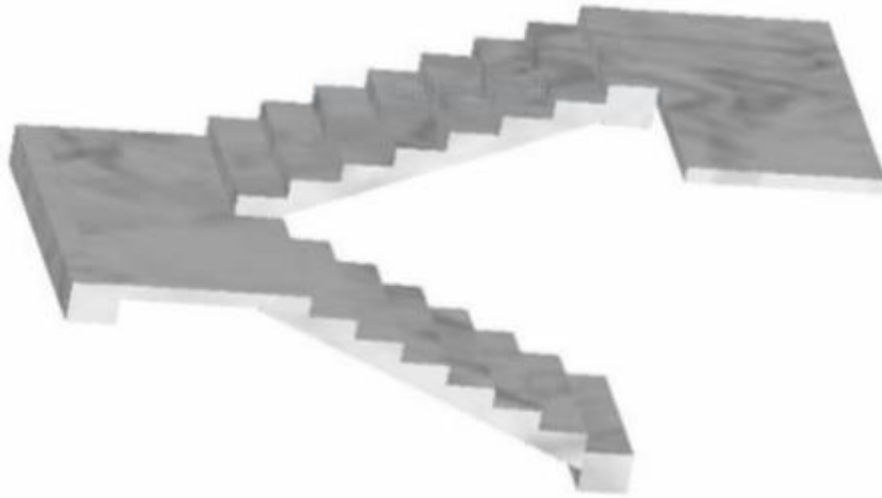


Figure II.7 Vue en 3D de l'escalier à paillasse adjacente.

Pour les dimensions des marches « g », et des contre marches « h » on utilise généralement la formule de « blondel » : **60 cm < m < 65 cm.**

Avec :

- $m = g + 2h$

$$\begin{cases} 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification de la formule de Blondel :  $60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$

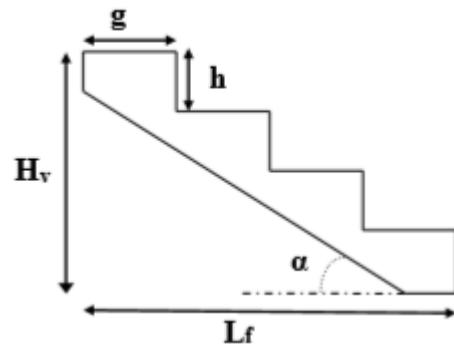


Figure II.8 Dimensions de l'escalier

On a :

- $m = g + 2 * h = 30 + ( 2 \times 17 ) = 64 \text{ cm.}$  Donc :
- $60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C. V}$

On prend :

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **La première volée et La deuxième volée :****Nombre des contre marches :**

Hauteur de volée 1 et 2 :  $H_v = 1.53$  m.

- $N_{cm} = \frac{153}{17} = 9$  contre marches

**Nombre des marches :**

- $N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8$  marches

**La ligne de foulée :**

- $L_f = g \times N_m = 0.3 \times 8 = 2,40$ m

**L'inclinaison :**

- $\tan \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,49^\circ$

**La longueur de volée est :**

- $L = 30 \times 9 = 270 \Rightarrow L = 2,70$  m

**Calcul de l'épaisseur de la paillasse :**

- $e = L_v \left( \frac{1}{30 \cos \alpha}; \frac{1}{30 \sin \alpha} \right) = 270 \times \left( \frac{1}{30 \cos 29.55}; \frac{1}{30 \sin 29.55} \right) = (10.34; 15.52) \Rightarrow e = 10$ cm

**Calcul de l'épaisseur de palier :**

- $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Pour  $L=1.40$ m on prend  $e=10$ cm

{ Epaisseur de paillasse  $e = 6$  cm  
 { Epaisseur du palier = 10 cm

**II-5-2)- Type 2: Escalier à trois volée (escalier de RDC) :**

Pour la hauteur de RDC ( $h_e = 3,57$  m), la hauteur du 1<sup>er</sup> volée est 0,51 m et la 2eme volée est de 1,58 m et la 3eme volée est 1,53 m.

**Nombre des contre marches :**

Hauteur de volée 1 :  $H_v = 0,51$  m.

- $N_{cm} = \frac{51}{17} = 3$  contre marches

**Nombre des marches :**

- $N_m = N_{cm} - 1 = 3 - 1 = 2 \text{ marches}$

**La ligne de foulée :**

- $L_f = g \times N_m = 0.3 \times 2 = 0,6m$

**L'inclinaison :**

- $\tan \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{51}{60} = 0,85 \Rightarrow \alpha = 44,84^\circ$

**La longueur de volée est :**

- $L = 30 \times 3 = 90 \Rightarrow L = 90 \text{ cm}$

**Nombre des contre marches :**

Hauteur de 2 et 3 volée :  $H_v = 1,58 \text{ m}$ .  $H_v = 1,53 \text{ m}$

- $N_{cm} = \frac{158}{17} = 9 \text{ contre marches}$

**Nombre des marches :**

- $N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$

**La ligne de foulée :**

- $L_f = g \times N_m = 0.3 \times 8 = 2,4m$

**L'inclinaison :**

- $\tan \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1,58}{2,4} = 0,658 \Rightarrow \alpha = 37,06^\circ$

**La longueur de volée est :**

- $L = 30 \times 9 = 270\text{cm} \Rightarrow L = 270\text{cm}$

**Calcul de l'épaisseur de la paille :**

- $e = L_v \left( \frac{1}{30 \cos \alpha}; \frac{1}{30 \sin \alpha} \right) = 270 \times \left( \frac{1}{30 \cos 29.55}; \frac{1}{30 \sin 29.55} \right) = (10.34; 15.52) \Rightarrow e = 10\text{cm}$

**Calcul de l'épaisseur de palier :**

- $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

Pour  $L=1.40\text{m}$  on prend  $e=10\text{cm}$

{ Epaisseur de paillasse  $e = 6\text{ cm}$   
 { Epaisseur du palier  $= 10\text{ cm}$

## II-6)-Les charges appliquent sur le bâtiment :

### II-6-1)-Plancher terrasse (non accessible):

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine et en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

#### Charge permanente :

D'après le D.T.R.B.C.2.2 et pour un plancher à corps creux on a :

Avec :

$e$  : l'épaisseur (m)

$\rho$  : la masse volumique ( $\text{kg/m}^3$ )

$G$  : le poids par  $1\text{m}^2$  ( $\text{kg/m}^2$ ), Sont déterminées à partir de (D.T.R.B.C.2.2).

N°	Composants de plancher corps creux	e (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	0,05	1700	85
2	Etanchéité multicouche	0,02	600	12
3	forme de pente	0.04	2200	220
4	Isolation thermique en liège	0.04	400	16
5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	280
6	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
<b>Charge total</b>				<b>G = 633 kg/m<sup>2</sup></b>

Tableau (II-2):charge de plancher terrasse.

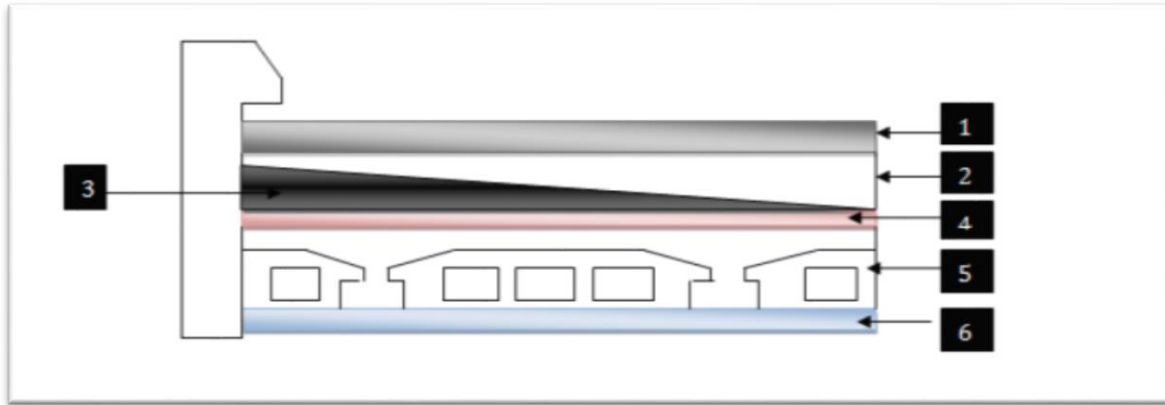


Figure (II-3): Coupe transversale au niveau de plancher terrasse

Charge permanente :  $G_{\text{terrasse}} = 6,33 \text{ kN/m}^2$

**Charge d'exploitation :**

Terrasse inaccessible  $\Rightarrow Q = 1 \text{ kN/m}^2$

**II-6-2)- Plancher étage courant(Habitation) :**

N°	Composants de plancher corps creux	e (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Plancher corps creux (16+4)	/	/	280
5	Enduit en plâtre	0,02	1300	26
6	Cloisons légères	/	/	75
<b>Charge total</b>				<b>G = 501 kg/m<sup>2</sup></b>

Tableau (II-3): charge de plancher étage courant

Charge permanente :  $\Rightarrow G = 5,01 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $\Rightarrow Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$



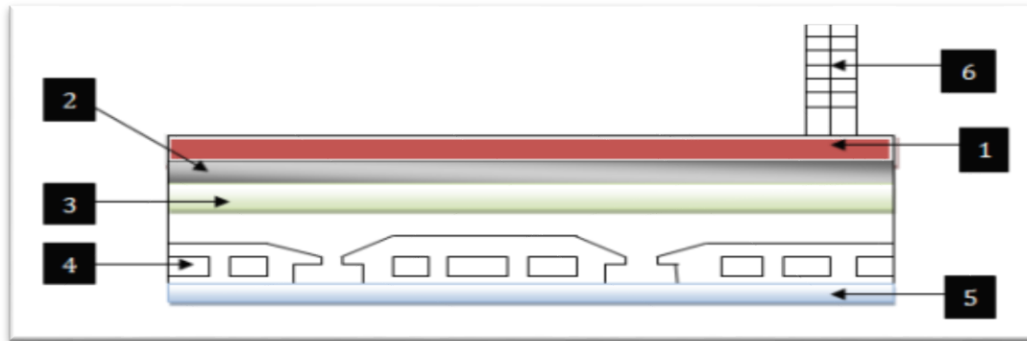


Figure (II-10): Coupe transversale au niveau de plancher étage courant

**II-6-3)-Plancher à dalle pleine :**

N°	Composants de plancher corps creux	e (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40
3	Lit de sable	0.03	1800	54
4	Plancher dalle pleine	/	/	500
5	Enduit en plâtre	0,02	1200	20
6	Cloisons légères	/	/	125
<b>Charge total</b>				<b>G = 783 kg/m<sup>2</sup></b>

Tableau (II-4): charge de plancher à dalle pleine.

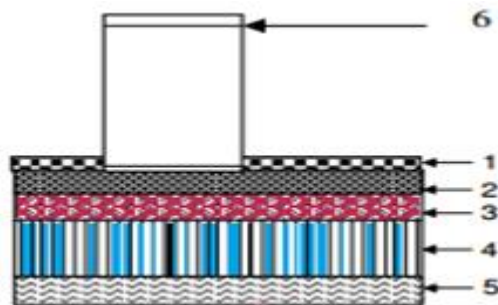


Figure (II-11): Charge Plancher à dalle pleine

Charge permanente :  $\Rightarrow$   **$G = 7.83 \text{ kN/m}^2$**

Charge d'exploitation :  $\Rightarrow$   **$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$**

**II-6-4)-Balcon :**

N°	Composants de plancher corps creux	e (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Plancher dalle pleine	/	/	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	1200	20
6	Cloisons légères	/	/	185
<b>Charge total</b>				<b>G = 700 kg/m<sup>2</sup></b>



Figure II-12 Charge de Balcon

Charge permanente  $\Rightarrow$   **$G = 7.00 \text{ kN/m}^2$**

Charge d'exploitation :  $\Rightarrow$   **$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$**

**II-6-5- Maçonnerie :**

a. Murs extérieurs :

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture

N°	Composants de plancher corps creux	e (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,02	1800	36
2	Brique creuse	0,15	900	135
3	Brique creuse	0.10	900	90
4	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
<b>Charge total</b>				<b>G = 2.81 kg/m<sup>2</sup></b>

Tableau (II-5):charge de Mur extérieur

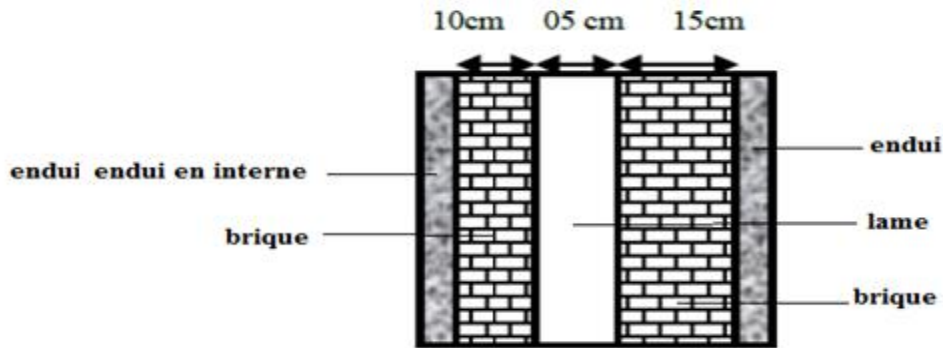


Figure (II-13) : Mur extérieur

### II-7)- Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres se sont des éléments horizontaux de section rectangulaire ou carré, dont le rôle est de supporter le plancher et transmettre les charges directement aux éléments verticaux (Poteaux). Les sections des poutres (principales et secondaires) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- 1) Critère de rigidité.
- 2) Condition du R.P.A99 version 2003.
- 3) Critère de résistance.

Les dimensions des poutres sont désignées par les notations suivantes :

- **h** : Hauteur de la poutre.
- **b** : Largeur de la poutre.
- **L<sub>max</sub>** : la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

#### Critère de rigidité :

La hauteur (h) d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante : (Règle de BAEL 91)

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Et la largeur (b) doit vérifier : (Règle de BAEL 91)

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$$

#### Conditions du R.P.A99 :

Le règlement parasismique exige que les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

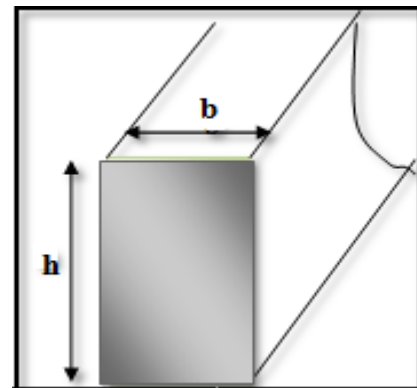


Figure II-14 : Schéma de la section d'un Poutre Principale.

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C. V} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C. V} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \text{C. V} \end{array} \right\}$$

**-poutre principale (longitudinale) :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ avec } L_{\max} = 455 \text{ cm}$$

$$30,33 \leq h \leq 45,50 \Rightarrow \boxed{h = 45\text{cm}}$$

la largeur de la poutre doit vérifier :

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$$

$$18 \leq b \leq 36 \Rightarrow \boxed{b = 35\text{cm}}$$

Donc la section retenue pour la poutre

Principale est **(35x45) cm<sup>2</sup>**.

**Conditions du R.P.A99 :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,28 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C. V}$$

**-poutre secondaire (transversale):**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ avec } L_{\max} = 424 \text{ cm}$$

$$28,27 \leq h \leq 42,40 \Rightarrow \boxed{h = 35\text{cm}}$$

la largeur de la poutre doit vérifier :

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$$

$$12 \leq b \leq 24 \Rightarrow \boxed{b = 30\text{cm}}$$

Donc la section retenue pour la poutre

secondaire est **(30x35) cm<sup>2</sup>**.

**Conditions du R.P.A99 :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \geq 20 \dots\dots\dots \text{C. V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \geq 30 \dots\dots\dots \text{C. V}$$

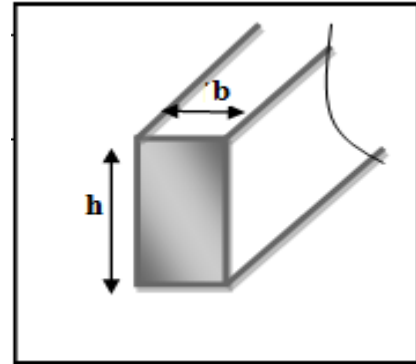


Figure II-15: schéma de la section d'un Poutre Secondaire

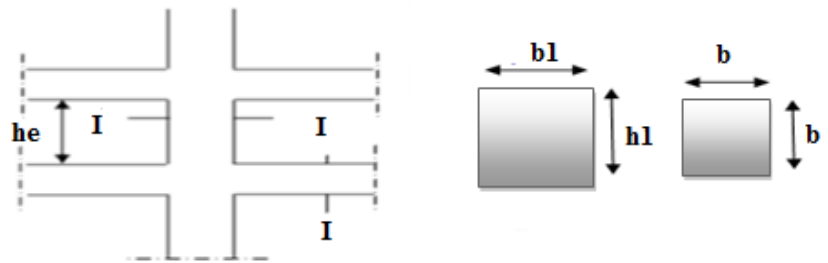


Figure II-16 : Les Poteaux

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,16 < 4 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**- Pré-dimensionnées des poteaux:**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

(art, 7.4.1, P47, RPA 99 « version 2003 »)

- min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25 cm (**Zone IIa**)

- min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ h<sub>e</sub> / 20

- 1/4 ≤ h<sub>1</sub>/b<sub>1</sub> ≤ 4

On prend comme section des poteaux une section carrée de :

- ✓ (50x50) cm<sup>2</sup> pour les poteaux des étages ( (R.D.C) ,1, 2, étage).
- ✓ (45x45) cm<sup>2</sup> pour les poteaux des étage (3,4, 5 étage).
- ✓ (40x40) cm<sup>2</sup> pour les poteaux des étage (6,7, 8 étage).
- ✓ (35x35) cm<sup>2</sup> pour les poteaux des étage (9,10 étage).

**II-8)-Vérification de la section de poteau :**

➤ Critère de résistance

Selon les règles de **B.A.E.L 91**, Soit N<sub>u</sub> l'effort normal

Appliqué sur le poteau, détermine comme suit:

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec:

**B<sub>r</sub> [cm<sup>2</sup>]** : section réduite du poteau, obtenue en

Déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur

sur toute sa périphérie avec:

$$B_r = (b - 2) (h - 2) \text{ cm}^2.$$

**A [cm<sup>2</sup>]** : section d'armatures à mettre en place.

**F<sub>c28</sub> [MPa]** : Contrainte caractéristique à la

Compression.⇒

**F<sub>c28</sub>= 25 MPa**

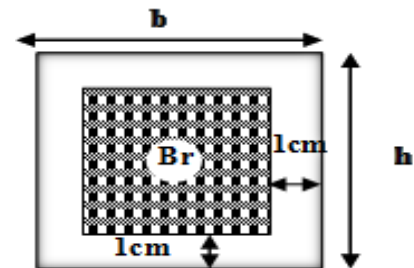


Figure II-17:La section réduite du béton.

$F_e$  E400 [MPa]: Limité d'élasticité  $\Rightarrow F_e = 400$  Mpa.

$\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité  $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$  (cas général).

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité  $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$  (cas général).

Pour toutes les armatures participant à la résistance du poteau, on prend  $\lambda \leq 50$ :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,7$$

On prend le pourcentage d'armature :  $\frac{A}{B_r} = 0,8\% \Rightarrow A = 0,008B_r \%$   $\Rightarrow A = 0,008.B_r$  (RPA 2003)

La formule devient :  $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{0,01.f_e}{\gamma_s} \right]}$

Après application numérique on obtient:

$$B_r \geq \frac{N_u [MN]}{0,7 \times \left[ \frac{25 [MPa]}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,01 \times 400 [MPa]}{1,15} \right]}$$

On aura donc :

$$B_r [cm^2] \geq 0,064 \times 10^4 N_u$$

Avec :

$N_u = \Sigma$  des charges verticales agissant sur le poteau plus sollicité.

### II-9)- Descente des charges :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA les poteaux de rive et d'angle, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges les poteaux le plus sollicité seulement.

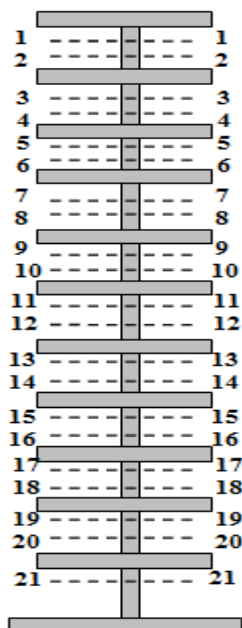


Figure II-18 : Poteau le plus sollicité

### II-9-1) La dégression des charges d'exploitation pour le calcul des éléments porteurs :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10% par étage jusqu'à 0.50 Q sauf pour le dernier et avant-dernier niveau. Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs de surcharges suivantes :

- Sous terrasse **Q0**.
- Sous dernier étage **Q0 + Q1**.
- Sous étage immédiatement inférieur **Q0 + 0,95 (Q1 + Q2)**.
- Sous troisième étage **Q0 + 0,9 (Q1 + Q2 + Q3)**.
- Sous le quatrième étage **Q0 + 0,85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)**.
- Sous le cinquième étage et les suivants **Q0 + (3+n)/2n + (Q1 + Q2 +...+ Qn)**.

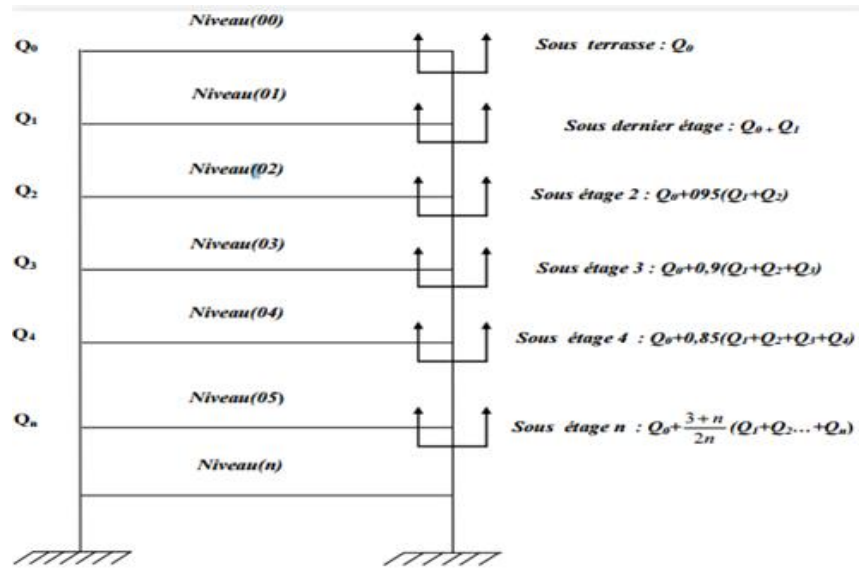


Figure II-19: La dégression des charges

**n:** numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Pour les dimensionnements des poteaux on fait la descente de la charge sur les poteaux les plus sollicités suivants :

- Poteau de rive.
- Poteau D'angle.
- Poteaux centraux.

Et on prend la valeur max de ces poteaux

**II-9-2) Poteau d'angle :**

- **L'acrotère :**

$$G = 2,50 + 0,61 = 3,11 \text{ KN/ml}$$

$$G = L \times 3,11 = 3,9 \times 3,11 = 12,13 \text{ KN}$$

- **Plancher terrasse:**

$$S_{\text{aff}} = 1,775 \times 2,125 = 3,77 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{dall}} = 3,77 \times 6,33 = 23,86 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 3,77 = 3,77 \text{ KN}$$

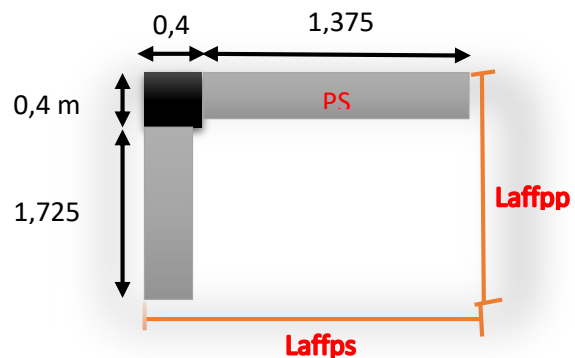


Figure II-20 Poteau d'angle



- **Plancher étage:**

$$S_{\text{aff}}=3,77\text{m}^2$$

$$G_{\text{dall}}=3,77 \times 5,2=19,60\text{KN}$$

$$Q=1,5 \times 3,77=5,66\text{KN}$$

- **Poutre longitudinal :**

$$G=25 \times 0,45 \times 0,35 \times 1,725=6,79\text{KN}$$

- **Poutre transversale :**

$$G=25 \times 0,35 \times 0,30 \times 1,375=3,61\text{KN}$$

- **Poteau :**

$$G=25 \times 0,50 \times 0,50 \times 3,57=22,31\text{KN}$$

$$G=25 \times 0,45 \times 0,45 \times 3,06=15,49\text{KN}$$

$$G=25 \times 0,40 \times 0,40 \times 3,06=12,24\text{KN}$$

$$G=25 \times 0,35 \times 0,35 \times 3,06=9,37\text{KN}$$

Niveau	Elément	Charge permanente	Surcharges avant le dégression	Coefficient de dégression	Surcharges Apres le dégression
1-1	Acrotère	12,13			
	Plancher terrasse	23,86			
	Poutre principale	6,79			
	Poutre secondaire	3,61			
	Charge d'exploitation		3,77	1	3,77
	Totale				3,77
2-2	Revenant 1-1	46,39			3,77
	Plancher Etage	19,60			
	Poteau	9,37			
	PP	6,79			
	PS	3,61			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		5,66	1	5,66
	Totale				9,43
	Revenant 2-2	80,09			9,43

3-3	Plancher Etage	19,60			
	Poteau	9,37			
	PP	6,79			
	PS	3,61			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		5,66	0,9	5,09
	Totale				14,52
4-4	Revenant 3-3	122,27			14,52
	Plancher Etage	19,60			
	Poteau	12,24			
	PP	6,79			
	PS	3,61			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		5,66	0,80	4,53
Totale				19,05	
5-5	Revenant 4-4	167,32			19,05
	Plancher Etage	19,60			
	Poteau	12,24			
	PP	6,79			
	PS	3,61			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		5,66	0,70	3,96
Totale				23,01	
6-6	Revenant 5-5	212,37			23,01
	Plancher Etage	19,60			
	Poteau	12,24			
	PP	6,79			
	PS	3,61			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		5,66	0,60	3,36
Totale				26,37	
7-7	Revenant 6-6	257,42			26,37
	Plancher Etage	19,60			
	Poteau	15,49			
	PP	6,79			
	PS	3,61			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		5,66	0,50	2,83
Totale				29,20	
8-8	Revenant 7-7	305,72			29,20
	Plancher Etage	19,60			
	Poteau	15,49			
	PP	6,79			
	PS	3,61			

	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		5,66	0,50	2,81
	Totale				32,01
9-9	Revenant 8-8	354,02			32,01
	Plancher Etage	19,60			
	Poteau	15,49			
	PP	6,79			
	PS	3,61			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		5,66	0,50	2,81
	Totale				34,82
		Revenant 9-9	402,32		
10-10	Plancher Etage	19,60			
	Poteau	22,31			
	PP	6,79			
	PS	3,61			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		5,66	0,50	2,81
	Totale				37,63
		Revenant 10-10	457,44		
11-11	Plancher Etage	19,60			
	Poteau	22,31			
	PP	6,79			
	PS	3,61			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		5,66	0,50	2,81
	Totale				40,44
12-12	Revenant 11-11	457,44			40,44
	Poteau	22,31			
	Totale	479,75			40,44

Tableau (II-6) : Descente des charges Poteau d'angle

II-9-3)-Poteau de rive :

- **L'acrotère :**

$$G=2,50+0,61=3,11\text{KN/ml}$$

$$G=L\times 3,11=4,4\times 3,11=13,68\text{ KN}$$

- **Plancher terrasse:**

$$S_{\text{aff}}=1,775\times 4,4=7,81\text{m}^2$$

$$G_{\text{dall}}=7,81\times 6,33=49,44\text{KN}$$

$$Q=1\times 7,81=7,81\text{KN}$$

- **Plancher étage:**

$$S_{\text{aff}}=7,81\text{m}^2$$

$$G_{\text{dall}}=8,81\times 5,2=40,61\text{KN}$$

$$Q=1,5\times 7,81=11,72\text{KN}$$

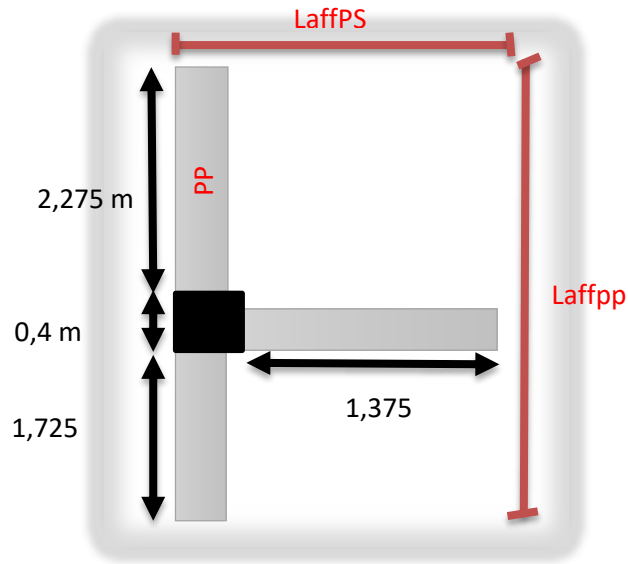


Figure II.21 poteau de rive

- **Poutre longitudinale :**

$$G=25\times 0,45\times 0,35\times 4,4=17,33\text{KN}$$

- **Poutre transversale :**

$$G=25\times 0,35\times 0,30\times 1,775=4,66\text{KN}$$

- **Poteau :**

$$G=25\times 0,50\times 0,50\times 3,57=22,31\text{KN}$$

$$G=25\times 0,45\times 0,45\times 3,06=15,49\text{KN}$$

$$G=25\times 0,40\times 0,40\times 3,06=12,24\text{KN}$$

$$G=25\times 0,35\times 0,35\times 3,06=9,37\text{KN}$$

Niveau	Élément	Charge permanent	Surcharges avant le dégression	Coefficient de dégression	Surcharges Après le dégression
	<b>Acrotère</b>	<b>13,68</b>			
	<b>Plancher terrasse</b>	<b>49,44</b>			
	<b>Poutre principale</b>	<b>17,33</b>			
	<b>Poutre secondaire</b>	<b>4,66</b>			

1-1	Charge d'exploitation		7,81	1	7,81
	Totale				7,81
2-2	Revenant 1-1	80,90			7,81
	Plancher Etage	40,61			
	Poteau	9,37			
	PP	17,33			
	PS	4,66			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		11,72	1	11,72
	Totale	155,68			19,53
3-3	Revenant 2-2	155,68			19,53
	Plancher Etage	40,61			
	Poteau	9,37			
	PP	17,33			
	PS	4,66			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		11,72	0,9	10,55
	Totale				30,08
4-4	Revenant 3-3	230,46			30,08
	Plancher Etage	40,61			
	Poteau	12,24			
	PP	17,33			
	PS	4,66			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		11,72	0,80	9,38
	Totale				39,46
5-5	Revenant 4-4	308,11			39,46
	Plancher Etage	40,61			
	Poteau	12,24			
	PP	17,33			
	PS	4,66			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		11,72	0,70	8,20
	Totale				47,66
6-6	Revenant 5-5	385,76			47,66
	Plancher Etage	40,61			
	Poteau	12,24			
	PP	17,33			
	PS	4,66			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		11,72	0,60	7,03
	Totale				54,69
	Revenant 6-6	463,41			54,69

7-7	Plancher Etage	40,61			
	Poteau	15,49			
	PP	17,33			
	PS	4,66			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		11,72	0,50	5,86
	Totale				60,55
8-8	Revenant 7-7	544,31			60,55
	Plancher Etage	40,61			
	Poteau	15,49			
	PP	17,33			
	PS	4,66			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		11,72	0,50	5,86
Totale				66,41	
9-9	Revenant 8-8	625,21			66,41
	Plancher Etage	40,61			
	Poteau	15,49			
	PP	17,33			
	PS	4,66			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		11,72	0,50	5,86
Totale				72,27	
10-10	Revenant 9-9	706,11			72,27
	Plancher Etage	40,61			
	Poteau	22,31			
	PP	17,33			
	PS	4,66			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		11,72	0,50	5,86
Totale				78,13	
11-11	Revenant 10-10	793,83			78,13
	Plancher Etage	40,61			
	Poteau	22,31			
	PP	17,33			
	PS	4,66			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		11,72	0,50	5,86
Totale				83,99	
12-12	Revenant 11-11	881,55			83,99
	Poteau	22,31			
	Totale	903,86			83,99

Tableau II.7 Descente des charges pour le poteau de rive

II-9-4)- Poteau Centrale :

- **Plancher terrasse:**

$$S_{aff}=3,995 \times 4,5=17,98m^2$$

$$G_{dall}=17,98 \times 6,33=113,81KN$$

$$Q=1 \times 17,98=17,98KN$$

- **Plancher étage:**

$$S_{aff}=17,98m^2$$

$$G_{dall}=17,98 \times 5,2=93,50KN$$

$$Q=1,5 \times 17,98=26,97KN$$

- **Poutre longitudinale :**

$$G=25 \times 0,45 \times 0,35 \times 4,5=17,72KN$$

- **Poutre transversale :**

$$G=25 \times 0,35 \times 0,30 \times 3,995=10,49KN$$

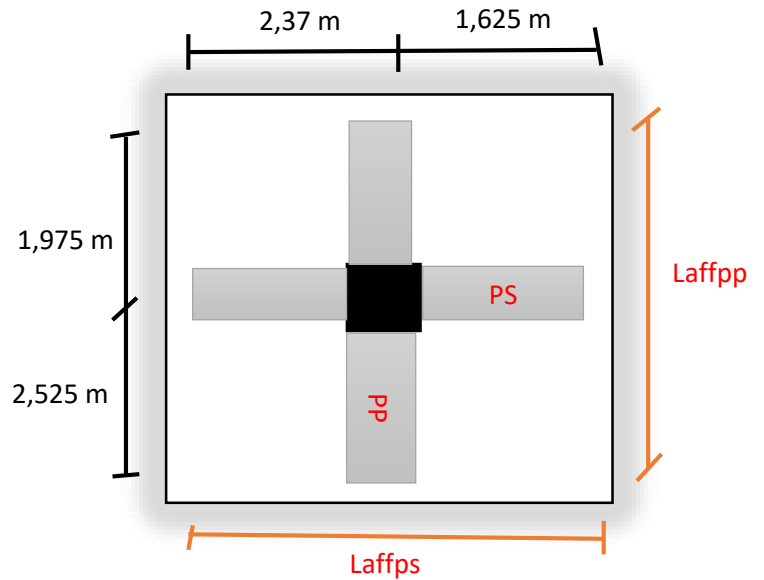
- **Poteau :**

$$G=25 \times 0,50 \times 0,50 \times 3,57=22,31KN$$

$$G=25 \times 0,45 \times 0,45 \times 3,06=15,49KN$$

$$G=25 \times 0,40 \times 0,40 \times 3,06=12,24KN$$

$$G=25 \times 0,35 \times 0,35 \times 3,06=9,37KN$$



FigureII.22 Poteau central

Niveau	Elément	Charge permanente	Surcharges avant le dégression	Coefficient de dégression	Surcharges Apres le digression
1-1	Acrotère	-			
	Plancher terrasse	113,81			
	Poutre principale	17,72			
	Poutre secondaire	10,49			
	Charge d'exploitation		17,98	1	17,98
	Totale				17,98
	Revenant 1-1	133,93			17,98
	Plancher Etage	93,50			

2-2	Poteau	9,37			
	PP	17,72			
	PS	10,49			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		26,97	1	26,97
	Totale	267,82			44,95
3-3	Revenant 2-2	267,82			44,95
	Plancher Etage	93,50			
	Poteau	9,37			
	PP	17,72			
	PS	10,49			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		26,97	0,9	24,28
	Totale				69,22
4-4	Revenant 3-3	401,71			69,22
	Plancher Etage	93,50			
	Poteau	12,24			
	PP	17,72			
	PS	10,49			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		26,97	0,80	21,58
	Totale				90,80
5-5	Revenant 4-4	538,47			90,80
	Plancher Etage	93,50			
	Poteau	12,24			
	PP	17,72			
	PS	10,49			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		26,97	0,70	18,88
	Totale				109,68
6-6	Revenant 5-5	675,23			109,68
	Plancher Etage	93,50			
	Poteau	12,24			
	PP	17,72			
	PS	10,49			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		26,97	0,60	16,18
	Totale				125,86
7-7	Revenant 6-6	811,99			125,86
	Plancher Etage	93,50			
	Poteau	15,49			
	PP	17,72			
	PS	10,49			
	Mur	2,81			



	Charge d'exploitation		26,97	0,50	13,49
	Totale				139,35
8-8	Revenant 7-7	952			139,35
	Plancher Etage	93,50			
	Poteau	15,49			
	PP	17,72			
	PS	10,49			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		26,97	0,50	13,49
	Totale				152,84
9-9	Revenant 8-8	1092,01			152,84
	Plancher Etage	93,50			
	Poteau	15,49			
	PP	17,72			
	PS	10,49			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		26,97	0,50	13,49
	Totale				166,33
10-10	Revenant 9-9	1232,02			166,49
	Plancher Etage	93,50			
	Poteau	22,31			
	PP	17,72			
	PS	10,49			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		26,97	0,50	13,49
	Total				179,82
11-11	Revenant 10-10	1378,85			179,82
	Plancher Etage	93,50			
	Poteau	22,31			
	PP	17,72			
	PS	10,49			
	Mur	2,81			
	Charge d'exploitation		26,97	0,50	13,49
	Total				193,31
12-12	Revenant 11-11	1507,96			193,31
	Poteau	22,31			
	Total	1530,27			193,31
$N_U = 1,35G + 1,5Q$					
$N_{ser} = G + Q$					

Tableau. II.8 Descente des charges pour le poteau central

Le poteau central est le poteau la plus sollicitée donc on a dimensionné les poteaux avec les charges :

Pour majoration de 10% :

	G (KN)	Q (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	N <sub>ser</sub> (KN)	10% N <sub>u</sub> (KN)	10 % N <sub>ser</sub> (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )
Etage (RDC,1,2)	1530,27	193,31	2355,83	1723,58	2591,41	1895,94	(50×50)
Etage (3,4,5)	1232,02	166,49	1912,96	1398,51	2104,26	1538,6	(45×45)
Etage (6,7,8)	811,99	125,86	1284,98	937,85	1413,48	1031,64	(40×40)
Etage (9,10)	401,71	69,22	646,14	470,93	710,75	518,02	(35×35)

### II-10)-Vérification à l'état limite de stabilité de forme :

✓ Section (35x35) cm<sup>2</sup>

On a condition suivent :

Soit  $Br [cm^2] \geq 0,064 \times 10^4 Nu$  et aussi on a

$$Br = (b - 2)(h - 2)cm$$

$$(b - 2)(h - 2) \geq 0,064 \times 10^4 Nu$$

$$(b - 2)(h - 2) \geq 0,064 \times 10^4 \times 0,711$$

$$(b - 2)(h - 2) \geq 454,88cm^2$$

On a poutre principale et secondaire enfermer sur même coté est égale à 35 cm, donc induire la forme de poteau est un carrée alors:

$$Br = (b - 2)^2 = (35 - 2)^2 = 33^2 = 1089cm^2$$

Donc:  $1089cm^2 > 454,88cm^2$  ..... C.V

Soit section de poteau carré est : **(35×35) cm<sup>2</sup>**.

#### → Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:

Vérification pour un poteau carrée :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25cm \Rightarrow b = 35 cm \dots\dots\dots C.V$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow h = 35 cm > \left[ \frac{306}{20} = 15,3 cm \right] \dots\dots C.V$$

**h<sub>e</sub>**: la hauteur entre nu d'étage.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left[ \frac{35}{35} = 1 \right] < 4 \dots\dots C.V$$

**a) Critère de la résistance:**

Vérification la condition suivant :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{b21}$

$$\bar{\sigma}_b [\text{MPa}] = f_{bc} = \left( \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\vartheta \cdot \gamma_b} \right)$$

$$\bar{\sigma}_b = \left( \frac{0,85 \times f_{c28}}{1 \times 1,5} \right) = 0,57 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b [\text{MPa}] = \frac{Nu}{B}$$

$$\sigma_b = \frac{Nu}{B} = \frac{0,711}{0,35 \times 0,35} = 5,80 \text{ MPa}$$

5.80MPa < 14,2 MPa ... .. C. V

**Nu** : effort normal.

**B** : section de poteau.

**b) Condition de flambement:**

- Cas des poteaux isolés : on a  $\lambda \leq 50$

$L_f = L_0$  pour un poteau bi-encasté avec Possibilité de déplacement.

Pour section carrée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{L_f}{i} \\ L_f = 0,7 \cdot L_0 \\ i = \sqrt{\frac{I_x}{B}} \end{array} \right.$$

Avec:

$L_f$ : la longueur de flambement  $\Rightarrow L_f = 0,7 \cdot L_0$

$\Rightarrow L_f = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$ .

$\lambda$ : l'élanement des poteaux.

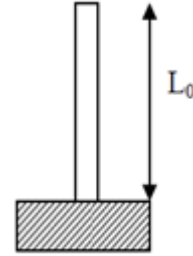
$L_0$ : longueur libre du poteau compté entre face supérieure  $\Rightarrow L_0 = 306 \text{ cm}$

**B** : section de poteau (35×35) cm<sup>2</sup>.

**i** : rayon de giration.

**I**: moment d'inertie de la section par rapport à passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

-Calcul de moment d'inertie:



$$I_x = I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052,08 \text{ cm}^4$$

-Rayon de giration  $I_x, I_y$ :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \sqrt{\frac{125052,08}{1225}} = 10,402 \text{ cm}$$

-Calcul de l'élanement  $\lambda$ :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{214,2}{10,402} = 20,59$$

Donc on a:

$\lambda = 20,59 < 50 \Rightarrow$  le flambement est vérifié.

✓ **Section (40x40) cm<sup>2</sup> :**

On a condition suivent :

Soit  $Br [\text{cm}^2] \geq 0,064 \times 10^4 \text{ Nu}$  et aussi on a  $Br = (b-2)(h-2) \text{ cm}$

$$(b-2)(h-2) \geq 0,064 \times 10^4 \text{ Nu}$$

$$(b-2)(h-2) \geq 0,064 \times 10^4 \times 1,413$$

$$(b-2)(h-2) \geq 904,63 \text{ cm}^2$$

On a poutre principale et secondaire en fermer sur même coté est égale à 25 cm, donc induire la forme de poteau est un carrée alors:

$$Br = (b-2)^2 = (40-2)^2 = 38^2 = 1444 \text{ cm}^2$$

Donc:  $1444 \text{ cm}^2 > 904,63 \text{ cm}^2$  ..... C.V

Soit section de poteau carré est : **(40x40) cm<sup>2</sup>**.

→ **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:**

Vérification pour un poteau carrée :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > \left[ \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \right] \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$h_e$ : la hauteur entre nu d'étage.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left[ \frac{40}{40} = 1 \right] < 4 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**a) Critère de la résistance:**

Vérification la condition suivant:  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b [\text{MPa}] = f_{bc} = \left( \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\vartheta \cdot \gamma_b} \right)$$

$$\bar{\sigma}_b = \left( \frac{0,85 \times f_{c28}}{1 \times 1,5} \right) = 0,57 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b [\text{MPa}] = \frac{N_u}{B}$$

$$\sigma_b = \frac{N_u}{B} = \frac{1.413}{0,40 \times 0,40} = 8,83 \text{ MPa}$$

8,83 MPa < 14,2 MPa ... .. C. V

**N<sub>u</sub>** : effort normal.

**B** : section de poteau.

**b) Condition de flambement:**

- Cas des poteaux isolés : on a  $\lambda \leq 50$

$L_f = L_0$  pour un poteau bi-encasté avec possibilité de déplacement.

pour section carrée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{L_f}{i} \\ L_f = 0,7 \cdot L_0 \\ i = \sqrt{\frac{I_x}{B}} \end{array} \right.$$

Avec:

$L_f$ : la longueur de flambement  $\Rightarrow L_f = 0,7 \cdot L_0 \Rightarrow L_f = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$ .

$\lambda$ : l'élanement des poteaux.

$L_0$ : longueur libre du poteau compté entre face supérieure  $\Rightarrow L_0 = 306 \text{ cm}$ .

**B**: section de poteau (40×40) cm<sup>2</sup>.

**i**: rayon de giration.

**I**: moment d'inertie de la section par rapport à passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

**b) Calcul de moment d'inertie:**

$$I_x = I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4$$

-Rayon de giration  $I_x, I_y$ :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \sqrt{\frac{67500}{1600}} = 6,50 \text{ cm}$$

-Calcul de l'élanement  $\lambda$ :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{214,2}{6,50} = 32,95$$

Donc on a:

$\lambda = 32,95 < 50 \Rightarrow$  le flambement est vérifié.

✓ **Section (45x45) cm<sup>2</sup> :**

On a condition suivantes :

Soit  $Br [\text{cm}^2] \geq 0,064 \times 10^4 Nu$  et aussi on a  $Br = (b-2)(h-2) \text{ cm}^2$

$$(b-2)(h-2) \geq 0,064 \times 10^4 Nu$$

$$(b-2)(h-2) \geq 0,064 \times 10^4 \times 2,104$$

$$(b-2)(h-2) \geq 1346,73$$

On a poutre principale et secondaire enfoncer sur même coté est égale à 25 cm, donc induire la forme de poteau est un carré alors:

$$Br = (b-2)^2 = (45-2)^2 = 43^2 = 1849 \text{ cm}^2$$

Donc:  $1849 \text{ cm}^2 > 1346,73 \text{ cm}^2$  ..... C.V

Soit section de poteau carré est : **(45x45) cm<sup>2</sup>**.

→ **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:**

Vérification pour un poteau carré :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > \left[ \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \right] \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$h_e$ : la hauteur entre nu d'étage.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left[ \frac{45}{45} = 1 \right] < 4 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

a) Critère de la résistance:

Vérification la condition suivant:  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b [\text{MPa}] = f_{bc} = \left( \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\vartheta \cdot \gamma_b} \right)$$

$$\bar{\sigma}_b = \left( \frac{0,85 \times f_{c28}}{1 \times 1,5} \right) = 0,57 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b [\text{MPa}] = \frac{Nu}{B}$$

$$\sigma_b = \frac{Nu}{B} = \frac{2,104}{0,45 \times 0,45} = 10,39 \text{ MPa}$$

$$10,39 \text{ MPa} < 14,2 \text{ MPa} \dots \dots \text{C. V}$$

**Nu** : effort normal.

**B** : section de poteau.

b) Condition de flambement:

- Cas des poteaux isolés : on a  $\lambda \leq 50$

$L_f = L_0$  pour un poteau bi-encasté avec possibilité de déplacement.

pour section carrée :

$$- \begin{cases} \lambda = \frac{L_f}{i} \\ L_f = 0,7 \cdot L_0 \\ i = \sqrt{\frac{I_x}{B}} \end{cases}$$

Avec:

$L_f$ : la longueur de flambement  $\Rightarrow L_f = 0,7 \cdot L_0$

$$\Rightarrow L_f = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm.}$$

$\lambda$ : l'élanement des poteaux.

$L_0$ : longueur libre du poteau compté entre face supérieure

$$\Rightarrow L_0 = 306 \text{ cm.}$$

**B** : section de poteau (45×45) cm<sup>2</sup>.

**i** : rayon de giration.

**I**: moment d'inertie de la section par rapport à passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

-Calcul de moment d'inertie:

$$I_x = I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 \times 45^3}{12} = 341718,75 \text{ cm}^4$$

-Rayon de giration  $I_x, I_y$ :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \sqrt{\frac{341718,75}{2025}} = 12,990 \text{ cm}$$

-Calcul de l'élanement  $\lambda$ :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{214,2}{12,99} = 16,489$$

Donc on a:

$\lambda = 16.489 < 50 \Rightarrow$  le flambement est vérifié.

✓ **Section (50x50) cm<sup>2</sup> :**

Soit  $\mathbf{Br} [\text{cm}^2] \geq 0,064 \times 10^4 \text{ Nu}$  et aussi on a

$$\mathbf{Br} = (\mathbf{b} - 2) (\mathbf{h} - 2) \text{cm}$$

$$(b - 2)(h - 2) \geq 0,064 \times 10^4 \text{ Nu}$$

$$(b - 2)(h - 2) \geq 0,064 \times 10^4 \times 2,591$$

$$\mathbf{(b - 2)(h - 2) \geq 1658,50 \text{ cm}^2}$$

On a poutre principale et secondaire enfermés sur même côté est égale à 25 cm, donc induire la forme de poteau est un carré alors:

$$\mathbf{Br} = (b - 2)^2 = (50 - 2)^2 = 38^2 = \mathbf{1444 \text{ cm}^2}$$

Donc:  $\mathbf{2304 \text{ cm}^2} > \mathbf{1658,50 \text{ cm}^2}$  ..... C.V

Soit section de poteau carré est :  $\mathbf{(50 \times 50) \text{ cm}^2}$ .

→ **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:**

Vérification pour un poteau carré :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow b = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > \left[ \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm} \right] \dots \dots \text{C.V}$$

$\mathbf{h_e}$ : la hauteur entre nu d'étage.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left[ \frac{50}{50} = 1 \right] < 4 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

a) Critère de la résistance:

Vérification la condition suivant:  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b [\text{MPa}] = f_{bc} = \left( \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\vartheta \cdot \gamma_b} \right)$$

$$\bar{\sigma}_b = \left( \frac{0,85 \times f_{c28}}{1 \times 1,5} \right) = 0,57 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b [\text{MPa}] = \frac{\text{Nu}}{\text{B}}$$

$$\sigma_b = \frac{\text{Nu}}{\text{B}} = \frac{2,591}{0,50 \times 0,50} = 10.37 \text{ MPa}$$

$10.37 \text{ MPa} < 14,2 \text{ MPa}$  ... .. C.V



**Nu** : effort normal.

**B** : section de poteau.

b) Condition de flambement:

- Cas des poteaux isolés : on a  $\lambda \leq 50$

$L_f = L_0$  pour un poteau bi-encasté avec possibilité de déplacement.

pour section carrée :

$$\begin{cases} \lambda = \frac{L_f}{i} \\ L_f = 0,7 \cdot L_0 \\ i = \sqrt{\frac{I_x}{B}} \end{cases}$$

Avec:

$L_f$ : la longueur de flambement  $\Rightarrow L_f = 0,7 \cdot L_0$

$\Rightarrow L_f = 0,7 \times 357 = 249,90 \text{ cm}$ .

$\lambda$ : l'élanement des poteaux.

$L_0$ : longueur libre du poteau compté entre face supérieure  $\Rightarrow L_0 = 408 \text{ cm}$ .

**B**: section de poteau (40×40) cm<sup>2</sup>.

**i**: rayon de giration.

**I**: moment d'inertie de la section par rapport à passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

-Calcul de moment d'inertie:

$$I_x = I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

-Rayon de giration  $I_x, I_y$ :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43 \text{ cm}$$

-Calcul de l'élanement  $\lambda$  :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{249.9}{14.43} = 17,32$$

Donc on a:

$\lambda = 17,32 < 50 \Rightarrow$  le flambement est vérifié.

Eléments	Section			
	RDC, 1,2	3, 4,5	6, 7,8	9,10
Poteaux	(50x50)	(45x45)	(40x40)	(35x35)
Poutre principale	(45x35) cm			
Poutre secondaire	(30x35) cm			
Voile	20cm			
L'Acrotère	3,11 KN/ml			
Planche	(16+4) cm			

**Tableau (II-9) :** Pré-dimensionnement poteau, poutre (pp, ps), voile, l'acrotère, planche

### II-11)-Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en satisfaisant les règles de RPA99/version2003 et les différents critères. Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers corps creux .

## **CHAPITRE III :**

### ***Etude des planchers***

### **III-1)-Introduction :**

Les planchers sont les aires planes limitant les étages et supportant les revêtements de sol, ils assurent les fonctions suivantes :

Reprise et transmission des charges et surcharges verticaux

- Isolation thermique et phonique
- Contreventement du bâtiment
- Assurance de l'étanchéité dans les salles d'eau
- Sécurité au feu et protection contre l'incendie

-Les planchers couramment utilisés sont :

- Les planchers en corps creux
- Les planchers à poutrelles rapprochées
- Les planchers champignons
- Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place.

Dans notre bloc nous intéresserons qu'à ceux coulés sur place, il se compose de trois parties distinctes :

- 1) La partie portante : constituée généralement des poutres, de poutrelles et des dalles pleines.
- 2) Le revêtement : constituant le sol fini, se posant sur l'ossature portante généralement du carrelage.
- 3) Le plafond réalisé sous l'élément porteur

### **III-2)- Calcul des planchers à corps creux :**

#### **Méthode de calcul :**

Pour la détermination des moments sur appuis ainsi que trouvés dans le cas des poutres continues sur appuis multipliées. Le règlement BAEL 91 modifié 99 fournit une seule méthode simplifiée :

-Méthode forfaitaire.

- Méthode de Caquot.

#### **III-2-1)-Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres poutrelles et dalles supportant des charges d'exploitation modérée ( $Q \leq 2G$  ou  $Q < 5 \text{ kn/m}^2$ ) cette méthode ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres ou dalles calculées à la flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections : transversales sont les mêmes dans les différents
- travées en continuité. Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 ; 1.25).
- La fissuration ne comporte pas la tenue du béton armé ni celle de ces revêtements

### a) Calcul des sollicitations :

$M_0$  La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée considéré est soumise aux mêmes charges (moment isostatique).

$M_0$  et  $M_e$  Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche Le rapport considéré des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation :

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

### b) Condition à respecter :

Les valeurs de  $M_0$ ,  $M_a$  et  $M_t$  vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_0 : \text{moment maximal de la travée de référence} \Rightarrow M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$M_t$  : moment maximal dans la travée étudiée.

$M_w$  : moment sur l'appui de droite.

$M_e$  : moment sur l'appui de gauche.

$\alpha$  : le rapport de charge d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et les charges d'exploitation (Q) :

#### - Dans une travée intermédiaire :

$$M_t \geq -\frac{(1+0.3)}{2}M_0$$

#### - Dans une travée de rive :

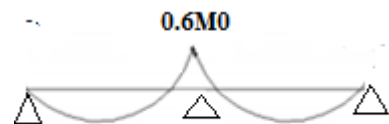
$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0$$

### c) Valeur absolue des moments sur appuis :

#### -Poutres à deux travées :

Pour l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées :

$$M_w \text{ et } M_e \geq 0.6 M_0$$

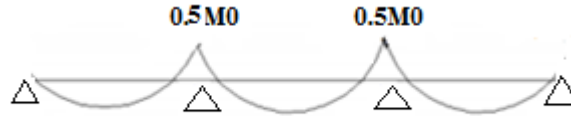


**- Poutres à trois travées :**

Pour les appuis voisins des appuis d'appui de rive

d'une poutre à plus de deux travées :

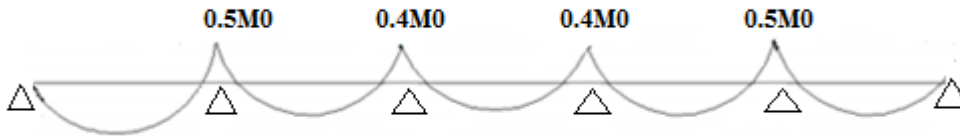
$$M_w \text{ et } M_e \geq 0.5 M_0$$



**- Poutres à plus de trois travées :**

Pour les autres appuis intermédiaires d'une à plus de trois travées :

$$M_w \text{ et } M_e \geq 0.4.M_0$$



**d) Efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

**III-2-2)-Présentation théorique de la Méthode de CAQUOT :**

La méthode est applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée :

$$Q > 2G \quad \text{ou} \quad Q > 5KN/m^2$$

- Les charges d'exploitation sont susceptibles des variations rapides.
- Les poutres sont associées à une dalle (section T).

➤ **Principe de la méthode :**

Cette méthode repose sur la méthode des trois moments qui est simplifiée et corrigée pour tenir compte :

- De la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne, pour réduire ce moment sur appuis et augmenter les moments des travées.

De l'amortissement des efforts du chargement des travées successives, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation

➤ **Application de la méthode :**

Pour les poutres avec moments d'inerties égaux :

$$M_i = -\frac{p_w \cdot l_w^3 + p_e \cdot l_e^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql'}$$

$$M_t = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

On calcul pour chaque côté de l'appui, les longueurs des travées fictives  $L'_{w,e}$

Avec :

- $M_a$  : le moment sur appui de rives
- $M_i$  : Le moment sur appui.
- $M_t$  : Le moment en travée.
- $P_w$  : La charge sur la travée gauche.
- $P_e$  : La charge sur la travée droite.
- $L$  : La longueur de la travée.
- $l'_{w,e} = l$  : Pour une travée de rive.
- $L'_{w,e} = 0,8l$  : Pour une travée intermédiaire.
- $M_w M_e$  : Les moments gauche et droite de la travée considérée.

## ➤ L'expression de l'effort tranchant :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l} \quad \text{avec} \quad T_0 = \frac{ql}{2} \quad T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

- $T_w$  et  $T_e$  : L'effort tranchant gauche et droit de la travée.

**-Evaluation des charges :**

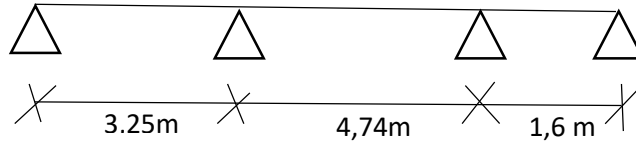
Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

Type de plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Nu=(1,35G+1,5Q)0.6	Ns=(G+Q)0.6
Plancher terrasse	6,33	1	6,03	4,40
Plancher étage courant	5,01	1,5	5,41	3,91

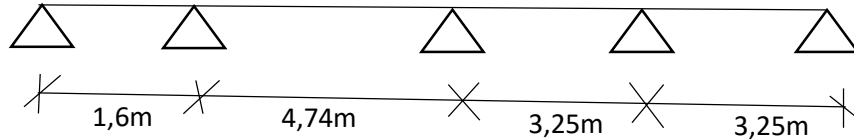
Tableau (III-01) : évaluation des charges sur les poutrelles

**-Type des poutrelles:**

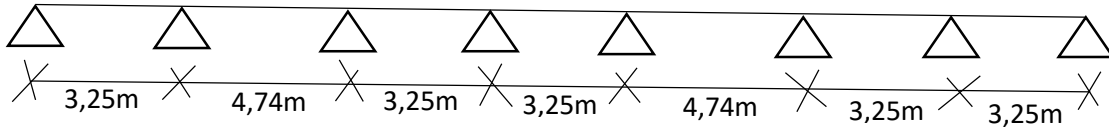
❖ **Type 01:**



❖ **Type 02:**



❖ **Type 03:**



• **Les Quatre Conditions :**

- 1)  $2 \times 633 = 1266 \text{ kg/m}^2 > Q_0 = 100 \text{ kg/m}^2$  .....C.V
- 2)  $2 \times 501 = 1002 \text{ kg/m}^2 > Q_0 = 150 \text{ kg/m}^2$  .....C.V
- 3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées.....C.V

4)  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

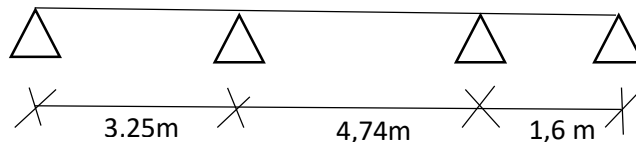
$\frac{3,25}{4,74} = 0,68$  .....condition non vérifiée.

\*  $\frac{4,74}{1,6} = 2,96$ ..... condition non vérifiée.

- 5) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Donc : nous utilisons Méthode de CAQUOT

✓ **Type 01:**



Exemple de calcul :

$M_a$  : le moment sur appui de rives  $M_a=0\text{KN}$



$M_i$  : Le moment sur appui

$$M_i = -\frac{p_w \cdot l_w^3 + p_e \cdot l_e^3}{8,5(l'_w + l'_e)} = -\frac{(6,33 \times 3,25^3) + (6,33 \times (4,74 \times 0,8)^3)}{8,5(3,25 + 4,74)} = -8,00 \text{KN.m}$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql'} = \frac{3,25}{2} - \frac{0 - 8}{6,33 \times 3,25} = 1,11 \text{m}$$

Le moment maximal ( $M(x)$ ) en travée

$$M_t = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

$$M_t = -\frac{6,33 \times 1,11^2}{2} + \left(\frac{6,33 \times 3,25}{2} + \frac{8 - 0}{3,25}\right)1,11 = 4,43 \text{MN.m}$$

- $T_w$  et  $T_e$ : L'effort tranchant gauche et droit de la travée.

$$T_w = 12,26 \text{KN} \quad T_0 = 10,29 \text{KN} \quad T_e = -7,34 \text{KN}$$

**III-3)-Calcul des sollicitations des poutrelles terrasse:**

Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	X(m)	Portée réelle (m)	Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$
1	0	0	2-1	1,11	3,25	4,43	3,23	12,26	-7,34	8,95	-5,35
2	-8,00	-5,84	3-2	2,37	4,74	8,97	6,55	14,3	-14,31	10,42	-10,44
3	-7,92	-5,78	4-3	1,83	1,6	-0,13	-0,09	-0,13	-9,77	0,09	-7,13
4	0	0									

Tableau III.1: résultats de(M.T.N) travée type 01 terrasse

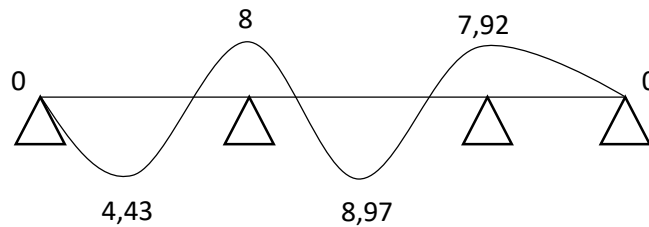
➤ Calcul des sollicitations des poutrelles étage courant :

Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	X(m)	Portée réelle (m)	Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	0	0	2-1	1,17	3,25	4	2,89	11	-6,58	7,95	-4,76
2	-7,18	-5,15	3-2	2,37	4,74	8,05	5,82	12,81	-12,84	9,26	-9,28
3	-7,11	-5,14	4-3	1,72	1,6	-0,03	-0,02	-0,11	-8,77	0,08	-6,34
4	0	0									

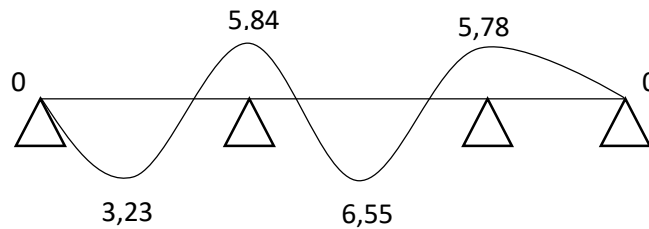
Tableau III.2: résultats de(M.T.N) travée type 01 étage courant

▪ Diagramme des moments fléchissant :  
 ❖ terrasse:

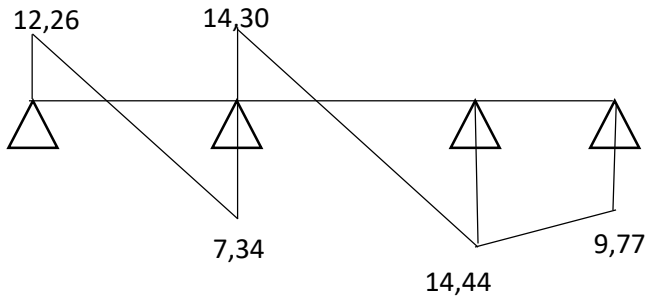
ELU :



ELS :

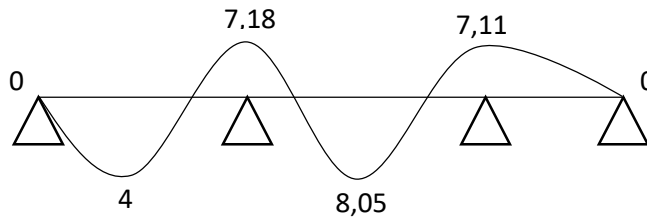


▪ Diagramme des efforts tranchants l'ELU:

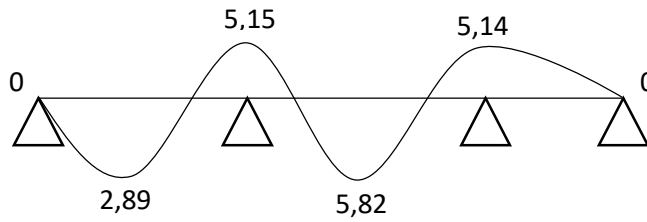


❖ étage courant :

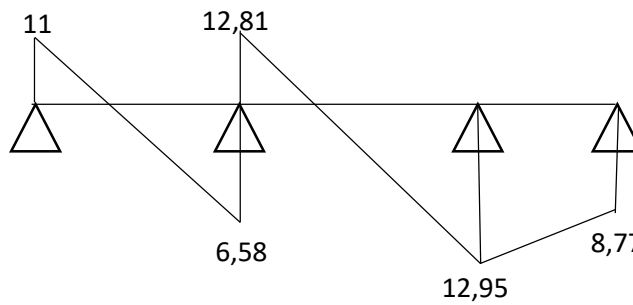
ELU :



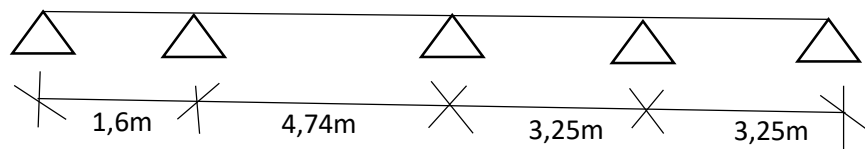
ELS :



▪ Diagramme des efforts tranchants l'ELU:



✓ **Type 02:**



➤ Calcul des sollicitations des poutrelles terrasse:

Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	X(m)	Portée réelle (m)	Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	0	0	2-1	-0.23	1,60	-0,13	-0,09	9,77	0,13	7,13	0,09
2	-7,92	-5,78	3-2	2,36	4,74	8,97	6,55	14,31	-14,27	10,44	-10,42
3	-8	-5,84	4-3	1,83	3,25	1,64	1,19	8,81	-10,78	6,43	-7,87
4	-4,80	-3,50	5-4	1,93	3,25	5,73	4,18	8,32	-11,28	6,07	-8,23
5	0	0	6-5								

Tableau III.3: résultats de(M.T.N) travée type 02 terrasse

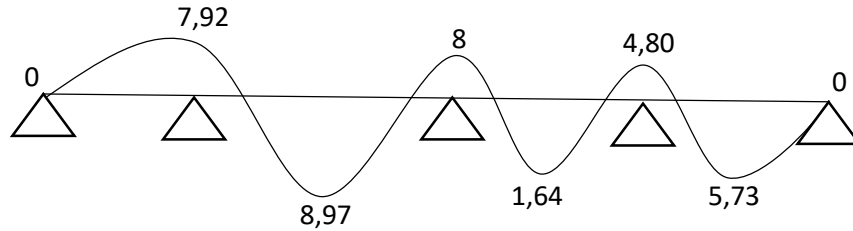
➤ Calcul des sollicitations des poutrelles étage courant :

Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	X(m)	Portée réelle (m)	Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	0	0	2-1	-0.21	1,60	-0,10	0,02	9,58	0,12	6,74	0,48
2	-7,76	-5,14	3-2	2,37	4,74	8,80	5,17	14,02	-13,99	9,28	-9,25
3	-7,84	-5,19	4-3	1,83	3,25	1,61	0,56	8,64	-10,57	5,63	-7,07
4	-4,70	-3,11	5-4	1,92	3,25	5,62	3,56	8,16	-11,05	5,28	-7,43
5	0	0	6-5								

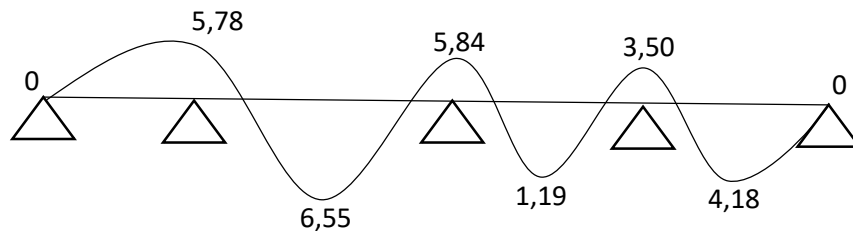
Tableau III.4: résultats de(M.T.N) travée type 02 étage courant

- Diagramme des moments fléchissant :
- ❖ Terrasse :

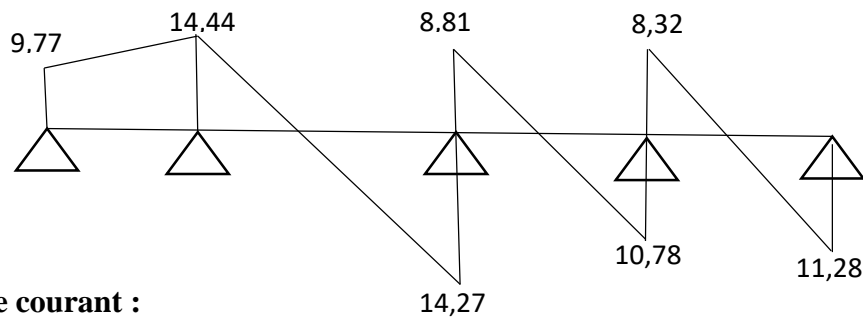
ELU :



ELS :



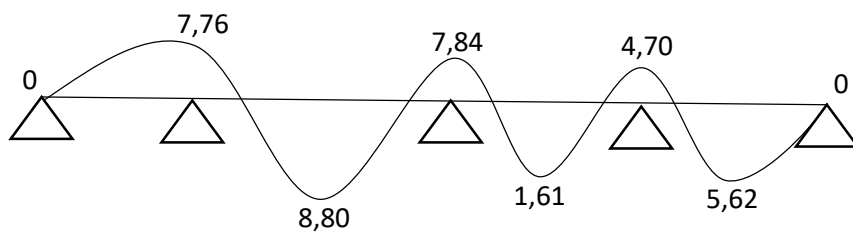
- Diagramme des efforts tranchants l'ELU:



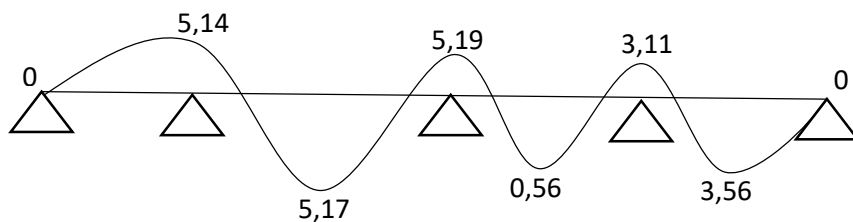
- ❖ étage courant :

- Diagramme des moments fléchissant :

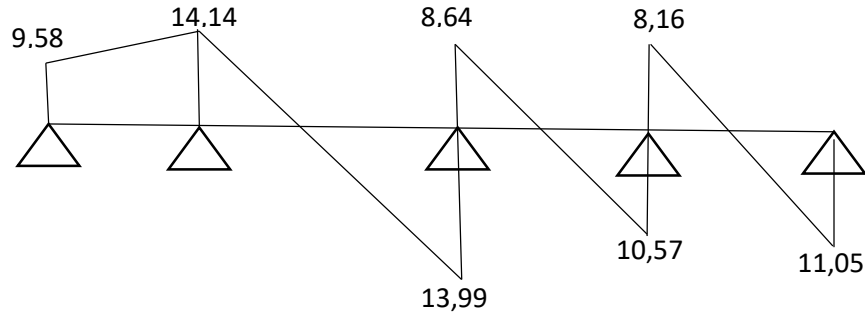
ELU :



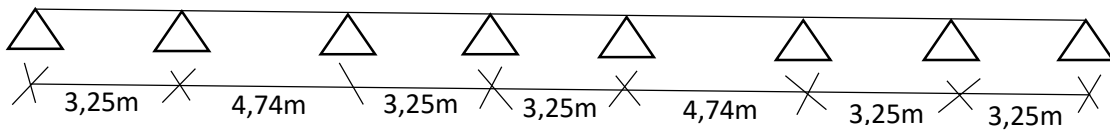
ELS :



▪ Diagramme des efforts tranchants l'ELU:



❖ **Type 03:**



➤ Calcul des sollicitations des poutrelles terrasse:

Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	X(m)	Portée réelle (m)	Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	0,00	0,00	2-1	1,11	3,25	4,43	3,23	12,26	-7,34	8,95	-5,35
2	-8,00	-5,84	3-2	2,37	4,74	8,93	6,52	14,29	-14,29	10,43	-10,43
3	-8,00	-5,84	4-3	1,83	3,25	1,64	1,20	8,81	-10,79	6,43	-7,87
4	-4,80	-3,50	5-4	1,42	3,25	1,64	1,20	10,79	-8,81	7,87	-6,43
5	-8,00	-5,84	6-5	2,37	4,74	8,93	6,55	14,29	-14,29	10,43	-10,43
6	-8,00	-5,84	7-6	1,83	3,25	1,64	1,20	8,81	-10,79	6,43	-7,87
7	-4,80	-3,50	8-7	1,93	3,25	5,73	4,18	8,32	-11,27	6,07	-8,23
8	0,00	0,00									

Tableau III.5: résultats de(M.T.N) travée type 02 terrasse

➤ Calcul des sollicitations des poutrelles étage courant :

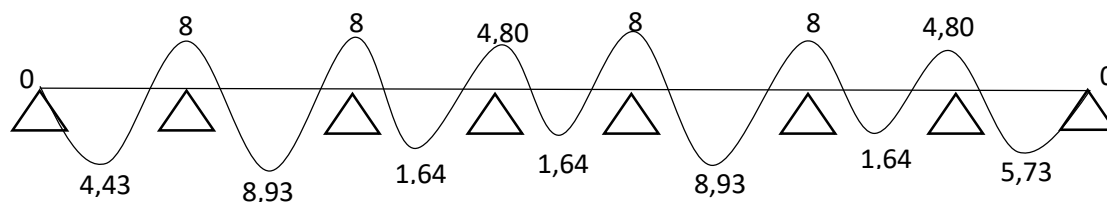
Appuis	Moment sur appuis (kN.m)		Travée	X(m)	Portée réelle (m)	Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	0	0	2-1	1,11	3,25	4,34	2,87	12,02	-7,19	7,95	-4,76
2	-7,84	-5,19	3-2	2,37	4,74	8,75	5,79	14,01	-14,01	9,27	-9,27
3	-7,84	-5,19	4-3	1,83	3,25	1,61	1,06	8,64	-10,57	5,71	-6,99
4	-4,70	-3,11	5-4	1,42	3,25	1,61	1,06	10,57	-8,64	6,99	-5,71
5	-7,84	-5,19	6-5	2,37	4,74	8,75	5,79	14,01	-14,01	9,27	-9,27
6	-7,84	-5,19	7-6	1,83	3,25	1,61	1,06	8,64	-10,57	5,71	-6,99
7	-4,70	-3,11	8-7	1,93	3,25	5,62	2,05	8,16	-11,05	5,40	-7,31
8	0	0									

Tableau III.6: résultats de(M.T.N) travée type 02 étage courant

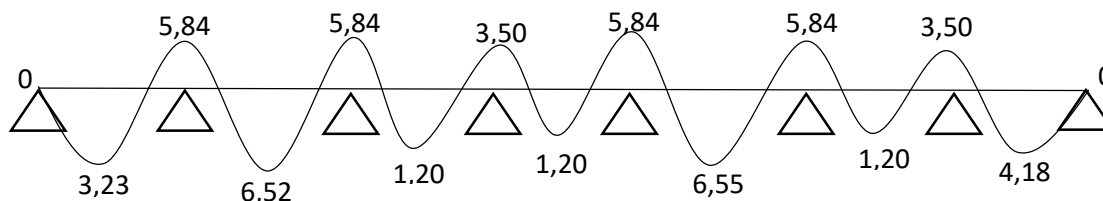
III-4)-Diagramme des moments fléchissant :

Terrasse

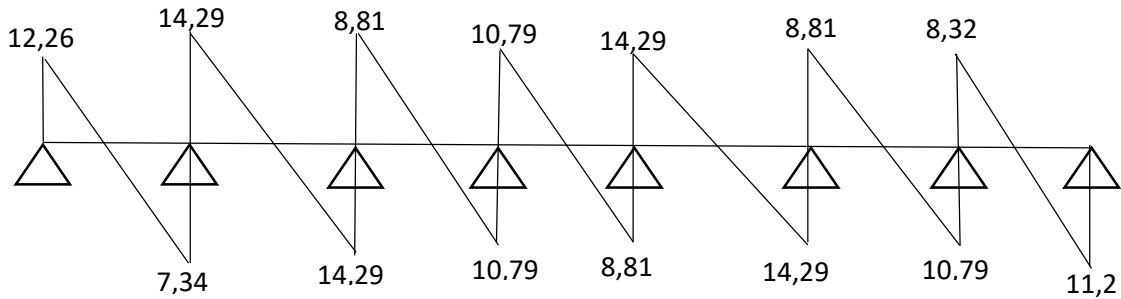
ELU :



ELS :

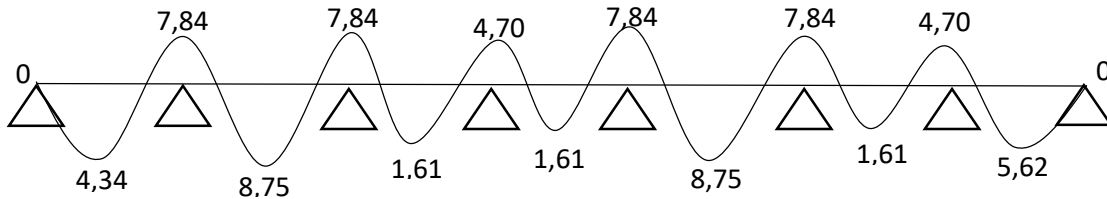


▪ Diagramme des efforts tranchants l'ELU:



Étage courant

ELU :



ELS :

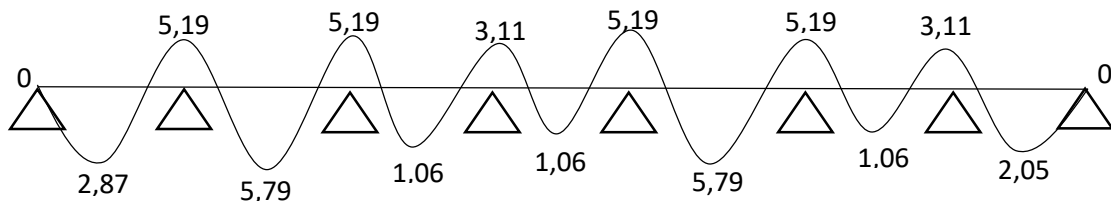
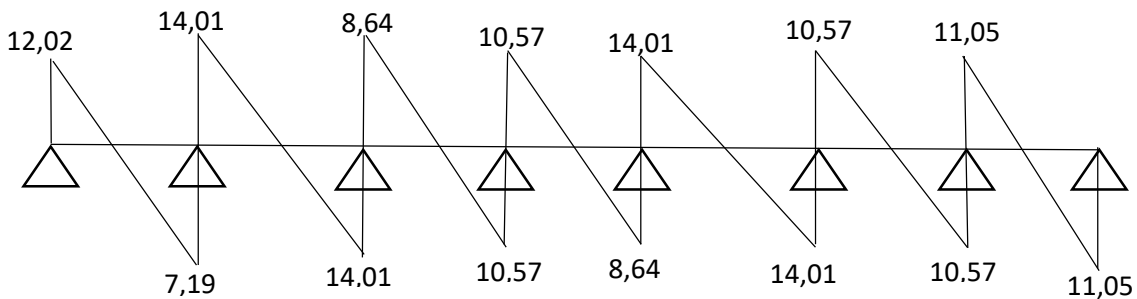


Diagramme des efforts tranchants l'ELU:





▪ **Détermination du ferrailage :**

➤ **En travée:**

**ELU :**

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

$$M_{\max}=M_{tu} = 8,97\text{kN.m} \Rightarrow 8970=\text{N.m}$$

Calcul des moments de la table:

$$M_o = \sigma_b \times b \times h_o \times (d - h_o/2) = 14,17 \times 60 \times 4 \times (18 - 4/2) = 54528 \text{ N.m}$$

$M < M_o \Rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la table et la section de calcul sera un rectangle de dimension  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{8970}{14,2 \times 0,18^2 \times 0,6} = 0,032$$

$$\mu = 0,02 < \mu_1 = 0,186$$

$\Rightarrow A' n'$  existe pas et  $1000\xi_s > 1000\xi_1$

$$\text{et } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,7 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,04 \quad ; \quad Z = 0,98$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times d \times z} = \frac{8970}{434,7 \times 0,98 \times 18} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T10 \quad \Rightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$$

**ELS :**

Fissuration peu nuisible ( $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ )

Flexion simple

Section rectangulaire

FeE500

$$\text{si } \alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6f_{c28}$$

$$\alpha = 0,04 < \frac{1,370-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR conviennent.

➤ **En appuis :**

**ELU :**

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

$$M_{au} = 8 \text{ kN.m}$$

Comme la table se trouve dans la partie tendue  $\Rightarrow$  la section de calcul sera donc un rectangle de dimension  $(b \times h) = (12 \times 20) \text{cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{8000}{14,2 \times 18^2 \times 60} = 0,029$$

$$\mu = 0,029 < \mu_{AB} = 0,186$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,7 \text{MPa}$$

$$\alpha = 0,04 \quad ; \quad Z = 0,98$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \times d \times Z} = \frac{8000}{434,7 \times 18 \times 0,98} = 1,04 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,6 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{cm}^2$$

**ELS:**

Fissuration peu nuisible ( $\sigma_s \leq \sigma_s$ )

Flexion simple

Section rectangulaire

FeE500

$$\alpha = 0,03 < \frac{1,488-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,494$$

} si  $\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28}$

.....condition vérifiée

Donc les armatures calculées à L'ELUR conviennent

**Ferraillage transversal :**

$$T_u = 14,31 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{143,1}{12 \times 18} = 0,66 \text{ MPa} \quad ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = \min(0,2 \times \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,66 < \bar{\tau} \Rightarrow$  les armatures tranches sol sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\phi_6 \geq \min(\phi_1^{\max}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}) = 0,57 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2\phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

**Ecartement des armatures transversales :**

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{c28})} = 32,43 \text{cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{cm}) = 16,2 \text{cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = 47.5 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

### Vérification des conditions d'appuis :

#### Appuis de rive :

$$T_u^{\max} \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 129762 \text{ N}$$

14310N < 129762 N.....Condition Vérifiée

#### Appuis intermédiaire :

$$T_u = \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0 \text{ .....Condition Vérifiée}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas sur les armatures longitudinales.

### Vérification des flèches :

L'article **(B-6-8-4-24) des règles BAEL 91** ; nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_{tser}}{M_{aser}} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

**L:** portée entre nus d'appuis.

**H:** hauteur totale de la section

**D:** hauteur utile de la section

**B:** largeur de la nervure

**M<sub>tser</sub>:** moment maximale dans la travée supposée indépendante et reposent sur 2 appuis simples

**A:** section de armatures tendues

**f<sub>e</sub>:** limite élastique de l'acier utilisé (en MPa)

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{20}{424} = 0,047 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{424} = 0,047 \leq \frac{1}{15} \times \frac{6550}{5840} = 0,075 \dots\dots \text{C.N.V} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \end{cases}$$

La condition (3) n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire (**articlB .6.5.2 BAEL91**).

❖ **Calcule la flèche :**

$$F \leq F_{adm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4240}{500} = 8,48 \text{ mm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + (15 \times A_s \times (\frac{h}{2} - d')^2) = 45598,93 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{(0,05 \times f_{t28})}{\Phi \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{d})} = 3,28$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 0,82$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 13594,65 \text{ cm}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \times I_{fi}} = 0,00000222 \text{ mm}^{-1}$$

$$F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 4,6 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

Donc :  $F \leq F_{adm}$

➤ Donc on adapte **3T10** en travée et **1T12** En appuis :

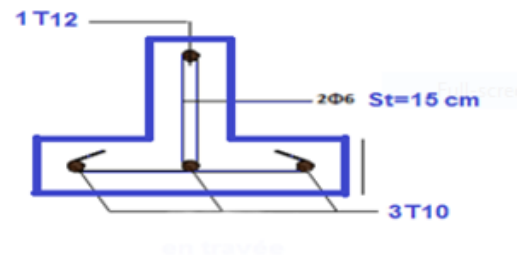


Figure (III-1). Schéma de ferrailage des poutrelles

**Etude de la table de compression :**

La table de compression sera ferrillée d'un quadrillage de barres appelées treillis dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm (5ps.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- ✓ 33cm (3ps.m) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ La section d'armature perpendiculaire aux nervures doit être :

$$A \geq \frac{4xL}{f_e} = \frac{4x60}{500} = 0.48\text{cm}^2 \Rightarrow A = 1.4\text{cm}^2 > 0.48\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

On adopte un treillis soudé de (150×150) de diamètre  $\phi 6$

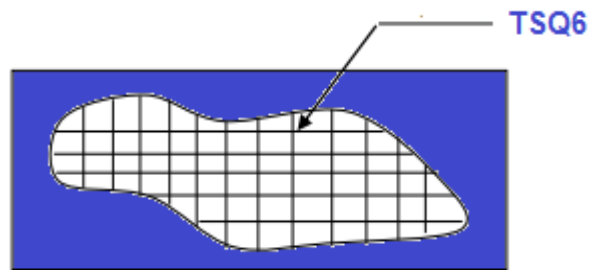


Figure (III-2) : Schéma de ferrailage

**III-4)-Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrillé les planchers à corps-creux. Nous présentons dans le 4ème chapitre l'étude et le ferrillage des éléments non structuraux (escaliers, acrotère... etc.).

## **CHAPITRE IV :**

### **Etudes des Eléments non structuraux**

**IV-1) Introduction :**

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires de mon bâtiment (acrotère, les balcons, les escaliers, les dalles) vis-à-vis aux effets des actions sismique et actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

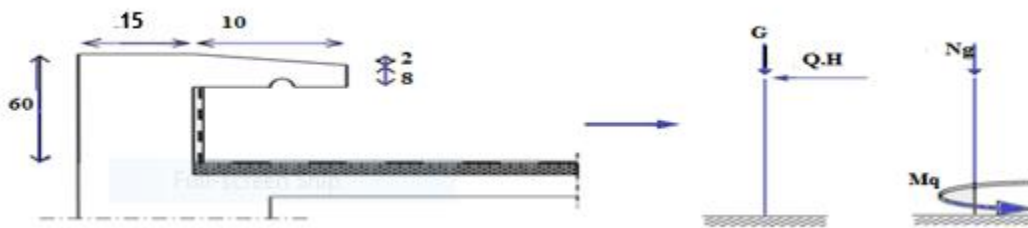
**IV-2) Acrotère :****IV-2-1)-Définition :**

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité. Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

**IV-2-2)-Méthode de calcul :**

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse cette dernière est sollicité par deux efforts importants :

- ✓ Effort vertical dû à son poids propre.
- ✓ Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.
- ✓ Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.



**Figure (IV-01) : Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique**

**IV-2-3-Evaluation des charges et Surcharges :****a)-Poids propre de l'acrotère :**

$$S = (0,6 \times 0,15) + (0,08 \times 0,1) + ((0,02 \times 0,1)/2) \Rightarrow S = 0,10 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0,10 \times 25 = 2,50 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 0,02 \times 20 [0,6 + 0,25 + 0,08 + 0,1 + 0,5] = 0,61 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2,50 + 0,61 = 3,11 \text{ KN/ml}$$

**b)-Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

**c)-Calcul de l'effort sismique :**

L'acrotère est soumis à une charge horizontale  $F_P$  donnée par RPA/version2003 :  $\Rightarrow$  (page43)

$$F_p = 4AC_pW_p$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) page 26, pour la zone et groupe d'usage appropriés : zone II - a et groupe d'usage 2  $\Rightarrow A = 0,15$ .

$C_p$  : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tableau 6.1 page 43 (RPA99/V2003)

$C_p = 0,8$  pour un élément en console. .

$W_p$  : poids de l'élément considéré  $W_p = 3,11 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,11 \rightarrow F_p = 1,493 \text{ KN/ml}$$

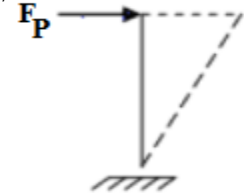


Figure (IV-02): l'effort sismique



**IV-2-4)-Calcul des Sollicitations :**

	à l'état limite de résistance E.L.U.R :	à l'état limite de service E.L.S :
<b>Effort Normal de compression</b>	$N_u = 1,35G = 1,35 \times (3,11) = 4,199$ KN/ml	$N_{ser} = G = 3,11$ KN/ml
<b>Moment fléchissant</b>	$M_u = 1,5.Q. h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9$ KN.ml	$M_{ser} = Q. h = 1 \times 0,6 = 0,6$ KN.ml
<b>Effort tranchant</b>	$V_u = 1,5.Q = 1,5 \times 1 = 1,5$ KN/ml	$V_{ser} = Q = 1$ KN/ml

Tableau (IV-01):résultats des efforts internes

**IV-2-5)-Calcul de la section d'armatures :****a)-Ferrailage de l'acrotère (E.L.U.R) :**

$$\{b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm}\}$$

L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable

**b)-Calcul de l'excentricité :**

Elle est définie par la relation selon les documents basés sur les règles BAEL91 :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$e_1$ : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{4,199} = 0,214 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 0,214 \text{ m}$$

$e_2$  : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3 \times l_f \times 2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$l_f = 2l_0 = 2 + 0,06 \Rightarrow l_f = 1,2 \text{ m}$$

$\varphi$  : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée

( $\varphi$  Généralement égale à : 2)

**h** : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement (h = 15 cm).

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_U}{1,5 M_{ser}} \right) = 10 \left( 1 - \frac{0,9}{1,5 \times 0,6} \right) = 0$$

$$\text{Donc } e_2 = \frac{3 \times 1,2 \times 1,2}{10000 \times 0,15} \times 2 \Rightarrow e_2 = 0,0057 \text{ m}$$

**e<sub>a</sub>** : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; l / 250] \Rightarrow e_a = \max [2 \text{ cm} ; 0,24] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e = 0,214 + 0,02 + 0,0057 = 0,236 \text{ m}$$

**c) Centre de pression :**

$$\text{On a : } \frac{h}{6} = \frac{0,15}{6} = 0,025 < e = 0,236 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle  $\left[ -\frac{h}{6} ; \frac{h}{6} \right]$  la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uf}$ .

**d) Sollicitations majorées :**

$$M_u = M_u + e N_u = 3,11 \times 0,42 + 0,9 = 1,873 \text{ kN.m}$$

**e) Calcul de Ferrailage :**

- **Le moment fictif :**

$$M_{uf} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 0,9 + 4,199 \left( 0,13 - \frac{0,15}{2} \right) = 1,131 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,131}{14,17 \times 100 \times 0,13^2} = 0,047$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{Donc l'ELU est atteint au pivot A ; } (A' = 0)$$

- **La section fictive d'aciers tendus :**

$$A_{st} = \frac{0.8 \times b \times d \times \sigma_b}{\sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - (\sqrt{1 - 2\mu})) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - (\sqrt{1 - 2 \times 0.047})) = 0.060$$

$$\alpha = 0.030 < 0.0259 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$A_{st} = \frac{0.8 \times 0.060 \times 100 \times 14,2}{348} = 0,196 \text{ cm}^2$$

- **La section réelle d'acier tendu :**

$$A_s = A_{sf} - (N_u / \sigma_s) \Rightarrow A_s = 0,196 - (4,199 / (348 \times 10^3)) \Rightarrow A_s = 0,196 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t25}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times (2.1/400) = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.196 < A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend :  $A = \max (A_{\min} ; A)$

$$\text{Soit : } A = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4T8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement :**

D'après **B.A.E.L 91**

$$St = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm.}$$

$$St_{\max} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St_{\max} = \min (3 \times 15 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$St < St_{\max} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

$$St = \frac{h}{3} - \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01/4 = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_r = 3T6$  avec  $A_s = 0,48 \text{ cm}^2$

- **L'espaceur :**

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15 ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 20 \text{ cm}$

### IV-2-6)-Vérification de l'effort tranchant :

D'après B.A.E.L91 page 108

$$\tau_u = \frac{V_u}{d.b} = \frac{1,5 \times 10}{100 \times 8} = 0,018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{f_{c28}}{10} ; 3 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0,018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

- **Armatures transversales :**

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas des armatures transversales si la condition suivante est vérifiée:

$$\tau_u < 0,05 f_{c28} \Rightarrow 0,018 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'E.L.S :**

$\Rightarrow$  la fissuration est préjudiciable.

La section est partiellement comprimée donc il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right) = \min\left(\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1.6 + 2.1}\right) \Rightarrow \sigma_s = 202\text{MPa.}$$

**IV-2-7)- Les sollicitations à l'ELS :**

$$e = \frac{M_u}{N_s} = \frac{0.6}{3.11} = 0,193$$

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 19,3 = -14,30\text{cm}$$

$$p = -3c^2 - 90 A_s \times \frac{c - d'}{b} + 90 A'_s \times \frac{c - d'}{b}$$

$$(A'_s = 0) \Rightarrow p = -3c^2 - 90 A_s \times \frac{c - d'}{b}$$

$$p = -3(-14,3)^2 - 90 \times 2,01 \times \frac{-14,3-13}{100}$$

$$P = -564,08$$

$$q = -2c^3 - 90 \times A_s' \times \frac{(c - d')^2}{b}$$

$$(A'_s = 0) \Rightarrow q = -2(-14,3)^3 - 90 \times 2,01 \times \frac{(-14,3-13)^2}{100}$$

$$q = 4500,18$$

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\Delta = (4500,18)^2 + \frac{4(-564,08)^3}{27}$$

$$\Delta = -6338379,65 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \text{donc :}$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \Rightarrow \cos\varphi = \left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$$

$$\cos\varphi = \left( \frac{3 \times 4500,18}{2 \times (-564,08)} \times \sqrt{\frac{-3}{-564,08}} \right) = -0.87$$

$$\cos\varphi = -0.87 \Rightarrow \varphi = 167,57^\circ$$

$$a = 2x\sqrt{\frac{p}{-3}} \Rightarrow a = 2 \times \sqrt{\frac{-564,08}{-3}} = 27,42$$

$$Z_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \Rightarrow Z_1 = 27,42 \times \cos\left(\frac{167,57}{3}\right) = 17,53$$

$$Z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \Rightarrow Z_1 = 27,42 \times \cos\left(\frac{167,57}{3} + 120\right) = -25,47$$

$$Z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \Rightarrow Z_1 = 27,42 \times \cos\left(\frac{167,57}{3} + 240\right) = -1,78$$

$$y_{ser} = Z + C$$

$$y_{ser1} = Z_1 + C = 17,53 + (-14,3) = 3,23\text{cm}$$

$$y_{ser2} = Z_2 + C = -25,47 + (-14,3) = -39,77\text{cm}$$

$$y_{ser3} = Z_3 + C = -1,78 + (-14,3) = -16,08\text{cm}$$

Puisque  $\Delta < 0$  on choisit parmi  $Z_1 ; Z_2 ; Z_3$  la valeur qui donne  $0 \leq y_{ser} \leq d = 13\text{cm}$

$$\Rightarrow \text{Donc } y_{ser1} = 3,23\text{cm} .$$

$$\Rightarrow \text{Donc : } Z = Z_1$$

$$\text{On calcul l'inertie : } I = \frac{Y_{ser}^3}{3} + 15[A_s((d - y_{ser}))^2 + A_s(Y_{ser} - d')^2]$$

$$(A_s' = 0) \Rightarrow I = \frac{100 \times (3,23)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (13 - 3,23)^2 = 4001,18\text{cm}^2$$

$\Rightarrow$  Donc les contraintes valent

$$\sigma_{bc} = \frac{Z N}{I} y_{ser} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{17,53 \times 3,11}{0,0001 \times 4001,18} \times (13 - 3,23) = 1331,22\text{MN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 1,33\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{Z_{Nser}}{I} (d - y_{ser}) \Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{17,53 \times 3,11}{0,0001 \times 4001,18} (13 - 3,23) = 19968,25 \text{ MN/m}^2$$

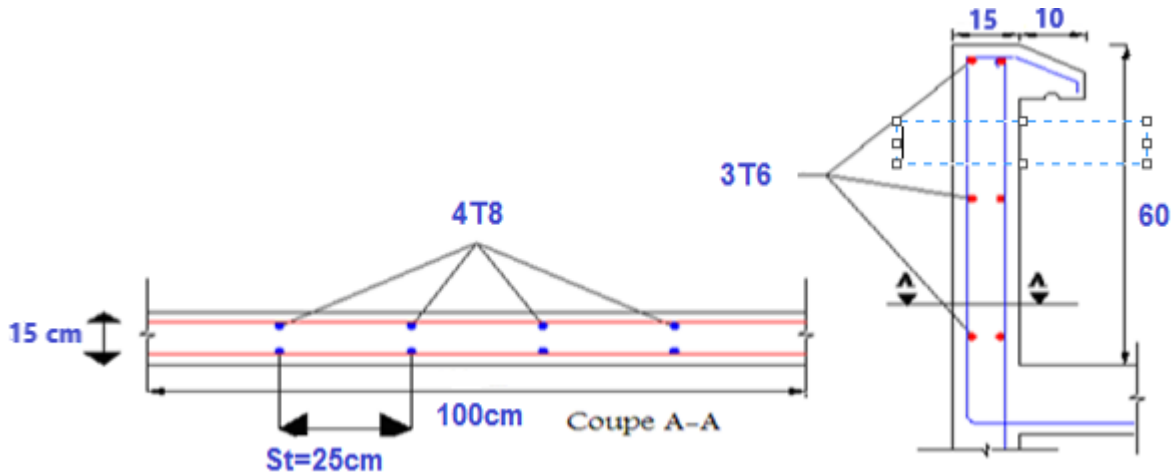
$$\sigma_s = 19,968 \text{ MPa} < \sigma_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**IV-2-8)-Vérification au flambement:**

$$\lambda \leq \max \left[ 50 ; \min \left( 67 \frac{e}{h} ; 100 \right) \right] \Rightarrow \lambda \leq 100$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{h} = \frac{2 \times 0,6 \times \sqrt{12}}{0,1}$$

$$\lambda = 41,56 < 100 \dots\dots\dots \text{C.V}$$



Figure( IV-3) : Schéma de ferrailage de l'acrotère

**IV-3) Étude de l'escalier :**

**IV-3-1 Introduction :**

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité. Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur un ou deux appuis, assimilés à une poutre soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge. Le garde-corps est en acier, ce qui fait son poids est négligé dans les calculs.

Parmi les autres conditions entrant dans le choix des dimensions, on retrouve :

- Condition d'accès facile d'un étage à un autre.
- Condition de dégagement rapide des escaliers.
- Condition de sécurité.

Pour notre construction, on a deux types d'escalier :

- Escalier à deux volées (à paillasse adjacente).
- Escalier a trois volées (escalier de RDC).

**IV-3-2 Escalier deux volées (à palliase adjacente) :**

**- Détermination d'efforts :**

Pour notre emmarchement on aura :

Palier :  $G=5,74\text{KN/ml}$

Paillasse :  $G = 7,50 \text{ KN/ml}$

Sur charge :  $Q= 2,50 \text{ KN/ml}$

**- Combinaisons de charges :**

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	ELU(KN/ml)	ELS(KN/ml)
<b>Palier</b>	5,74	2,50	11,50	8,24
<b>Paillasse</b>	7,50	2,50	13,88	10

Tableau (IV-2) : Combinaisons de charges

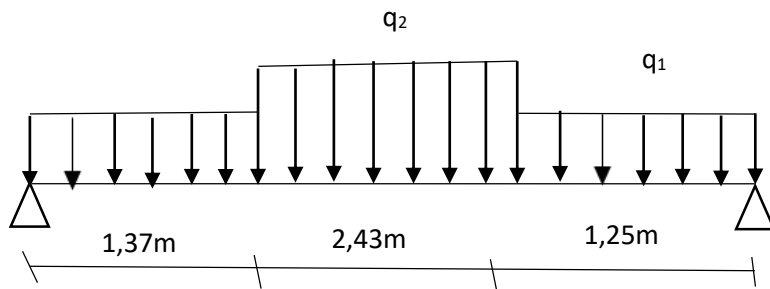


Figure ( IV-4) : Distribution des charges sur l'escalier à deux volées



## ➤ Calcul des sollicitations :

## ➤ Sollicitations de calcul de l'escalier :

ELU :**Calcul des réactions:**

$$R_a + R_b = 11,5 \times 1,25 + 13,88 \times 2,43 + 11,5 \times 1,37 = 63,86 \text{KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_a = 31,83 \text{KN} \quad \text{et} \quad R_b = 32,06 \text{KN}$$

**Section « 1-1 » :  $0 < x < 1,25$** 

$$M(x) = -11,5 \frac{x^2}{2} + 31,83 \cdot x$$

$$T(x) = 11,5x - 31,83$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M(1,37) = 32,81 \text{ KN.m} \quad T(0) = -31,83 \text{KN} \quad T(1,37) = -16,08 \text{KN}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x = 2,77 \Rightarrow M_{max} = 44,05 \text{KN.m}$$

**Section « 2-2 » :  $1,37 < x < 3,8$** 

$$M(x) = -15,76(x - 0,685) - 6,94(x - 1,37)^2 + 31,83x$$

$$T(x) = 13,88(x - 1,37) - 16,08$$

$$M(1,37) = 32,81 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M(3,8) = 31,16 \text{ KN.m} \quad T(1,38) = -16,08 \text{KN} \quad T(3,8) = 17,64 \text{KN}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x = 2,53 \Rightarrow M_{max} = 41,11 \text{KN.m}$$

**Section « 3-3 » :  $0 < x < 1,25$** 

$$M(x) = -11,5 \frac{x^2}{2} + 32,06 \cdot x$$

$$T(x) = 11,5x - 32,06$$

$M(0) = 0 \text{ KN.m}$  et  $M(1,25) = 31,09 \text{ KN.m}$   $T(0) = -32,06 \text{ KN}$   $T(1,25) = -17,69 \text{ KN}$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x = 2,79 \Rightarrow M_{max} = 44,69 \text{ KN.m}$$

	M0(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(kN.m)
<b>ELU</b>	44,69	8,42	33,69
<b>ELS</b>	34,17	6,83	27,34

Tableau (IV-3) : Les Sollicitations De Calcul

➤ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de **0,1 m** la section de béton est **(b\*h) = (100\*16) cm<sup>2</sup>**

F <sub>c28</sub> (MPa)	Θ	F <sub>t28</sub> (Mpa)	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	d(cm)	F <sub>bu</sub>	σ <sub>s</sub> (Mpa)	F <sub>e</sub> (Mpa)
<b>25</b>	1	2,1	1,5	1,15	14	14,2	348	400

Tableau (IV-4) : Différents coefficients pour le calcul de ferraillage

➤ **Calcul des armatures ELU:**

- $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$
- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $z = d \times (1 - 0,4\alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Mu(kN.m)	μ	α	Z(cm)	As(cm2)	Amin	As adpo	choix	St(cm)
<b>Travée</b>	33,69	0,121	0,162	13,09	7,40	1,63	7,70	5T14	20
<b>Appui</b>	13,41	0,048	0,012	13,93	2,77		3,14	4T10	25

Tableau (IV-5) : Résultats de calcul de ferraillage de l'escalier

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A'_s = \frac{A_s}{4}$$

Section	$A'_s(cm^2)$	$A_s\ adms(cm^2)$	Choix	$S_t(cm^2)$
<b>Travée</b>	1,93	2,01	4T8	25
<b>Appui</b>	0,79	2,01	4T8	25

Tableau( IV-6 )Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition

➤ **Vérification :**

Vérification à **E.L.U** :

➤ **Escapement maximal:**

- $S_t \leq \min(3h ; 33\text{ cm})$  .
- $S_t \leq 33\text{ cm}$

En travée : **St** = 20 cm ≤ 33 cm .....(CV).

Sur appui : **St** = 25 cm ≤ 33 cm .....(CV).

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :

$\tau \leq \tau_u$  Tel que

- $\tau = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa} \right] \rightarrow (\text{fissuration non préjudiciable})$
- $\tau = 3,33\text{MPa}$
- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

**Avec :**

- $V_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.
- $V_u = \frac{q \times l}{2} = 23,10\text{KN}$
- $\tau_u = 0,017\text{MPa} \leq 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots(\text{cv})$

➤ **Vérification à L'E.L.S :**

Vérification des contraintes de béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Soit :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

**a. En travée :**

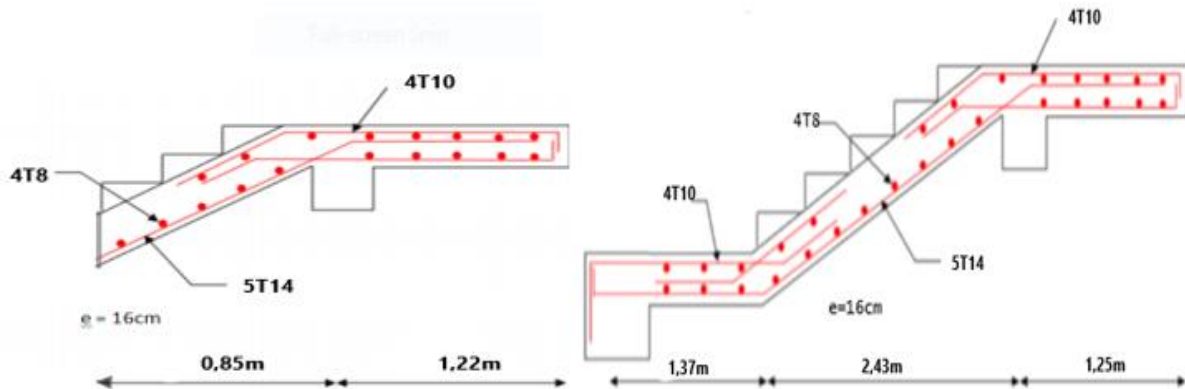
- $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39$
- $\alpha = 0,162$
- $\left[ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,445$

Donc :

$\alpha = 0,162 \leq 0,445 \dots\dots\dots(cv)$

**b. Sur appui :**

$\alpha = 0,012 \leq 0,445 \dots\dots\dots(cv)$



Figure( IV- 5): Ferrailage d'escalier

**Conclusion :**

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 15MaP$

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )  $\Rightarrow$  les armatureur de calculées en sont Maintenues.

**IV-3-3 Etude de la poutre palière :**

**IV-3-3-1 Introduction :**

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et paillasse.

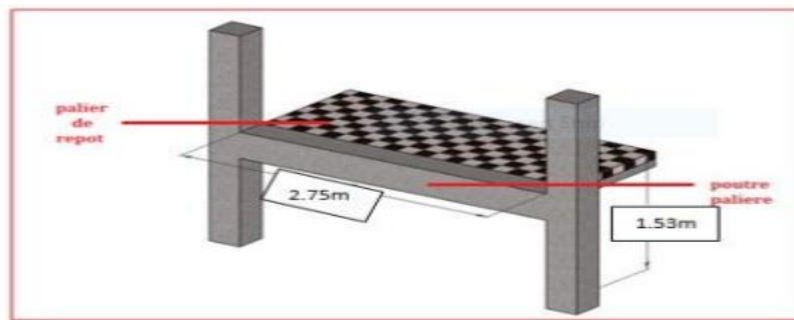


Figure (IV-6) : Vue 3D pour la poutre palière

**IV-3-3-2-Pré-dimensionnement de la poutre palière:**

Selon BAEL91 les dimensionnements de la poutre sont :

$L=3,10m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20,67cm \leq h \leq 31cm$$

on prend  $h=35\text{ cm}$

La largeur de la poutre est  $b > \frac{h}{2} \Rightarrow b=25\text{ cm}$

➤ **Vérification selon RPA99/version 2003 (article 7.5.1) :**

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow 25cm > 20cm \dots\dots\dots C.V \\ h \geq 30cm \Rightarrow 35cm > 30cm \dots\dots\dots C.V \\ \frac{h}{b} \leq 4cm \Rightarrow 35/25 = 1,4 < 3 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

**IV-3-3-Evaluation des charges :**

- Poids propre de la poutre palier :  $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,187 \text{ kN/ml}$

➤ **Réaction de l'escalier :**

$$G = 2,187 + 7,5 \times 1,275 + 5,74 \times 1,25 = 18,92 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Combinaison d'action :**

- à l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 18,92) + (1,5 \times 2,5) = 29,29 \text{ kN/m}$

- à l'ELS :  $q_s = G + Q = 18,92 + 2,5 = 21,42 \text{ kN/m}$

➤ **Le moment à l'ELU :**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{29,29 \times (3,10)^2}{8} = 35,18 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 35,18 = 29,90 \text{ kN.m}$$

$$M_A = M_B = 0,4 M_0 = 0,4 \times 35,18 = 14,70 \text{ kN.m}$$

$$\sum M/B = 0 \quad \Rightarrow \quad M_A - M_B + R_A L - \frac{q_u L^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{29,29 \times 3,10}{2} = 45,40 \text{ kN}$$

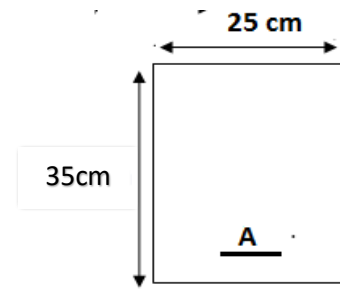
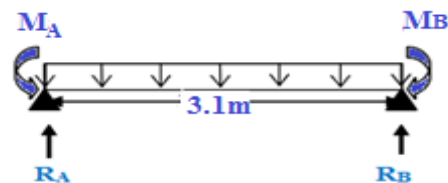


Figure (VI-7) : section de calcul

➤ **Le moment à l'ELS :**

$$M_0 = \frac{p_s L^2}{8} = \frac{21,42 \times (3,10)^2}{8} = 25,73 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 25,73 = 21,87 \text{ kN.m}$$



$$M_A = M_B = 0,4M_0 = 0,4 \times 25,73 = 10,29 \text{KN.m}$$

$$\sum M/B = 0 \quad \Rightarrow \quad M_A - M_B + R_A L - \frac{q_s L^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{21,42 \times 3,10}{2} = 33,20 \text{kN}$$

➤ Réaction de l'escalier :

$$R_A^u = 45,40 \text{KN/ml}$$

$$R_A^s = 33,20 \text{KN/ml}$$

**ELU:**

$$q_u = 1,35 \times 2,187 + 45,40 = 48,35 \text{KN/ml}$$

**ELS :**

$$q_s = 2,187 + 33,20 = 35,39 \text{ml}$$

**IV-3-3-4-Calcul du Ferrailage :**

**En travée :**

**ELUR :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{29900}{14,17 \times 25 \times (27)^2} = 0,115$$

$\mu = 0,115 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simple armature, l'armature de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,115}) = 0,153$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - (0,4 \times 0,153)) = 0,94$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29900}{348 \times 27 \times 0,94} = 3,39 \text{cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3,39 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T12** de section 4,52 cm<sup>2</sup>

**ELS:**

$$M_s = 21,87 \text{ KN.m}$$

Fissuration non préjudiciable ( $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ )

Flexion simple

Section rectangulaire

FeE400

$$\Rightarrow \text{si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29,90}{21,87} = 1,37$$

$$\alpha = 0,153 < \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR conviennent

**En appuis :**

**ELU :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14700}{14,17 \times 25 \times (27)^2} = 0,057$$

$$\mu = 0,057 < \mu_l = 0,392$$

⇒ la section est simple armature, l'armature de

compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

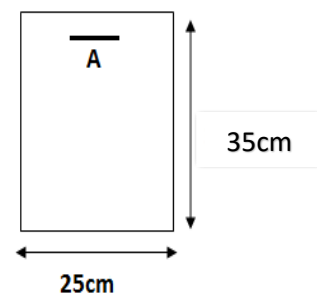


Figure (IV-8) : section de calcul



$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,057}) = 0,073$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - (0,4 \times 0,073)) = 0,97$$

$$A = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14700}{348 \times 0,97 \times 27} = 1,61 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,61 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T8** de section  $2,01 \text{ cm}^2$

**ELS:**

$$M_s = 10,29 \text{ KN.m}$$

Fissuration non préjudiciable ( $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ )

Flexion simple

Section rectangulaire

$$\Rightarrow \text{si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

FeE400

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14,70}{10,29} = 1,43$$

$$\alpha = 0,073 < \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR conviennent

**Armatures transversales :**

**Calcul les Armaturent transversale**

$$T_u = q_u \times L = 29,29 \times 3,1 = 90,80 \text{ kN}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d \cdot 100} = \frac{90800}{25 \times 27 \times 100} = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MaP}\right) = \min(3,33; 4\text{MaP}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,35 < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MaP} \Rightarrow$  les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

### Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l^{\max}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l^{\max}; \frac{153}{35}; \frac{250}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(14; 8,57; 25) = 8,57 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } \phi_t = 8\text{mm}$$

$$A_t = 2\phi_8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de l'espacement :

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3f_{c28})}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{1,01 \times 0,9 \times 235}{25 \times 1,15 \times (0,93 - 0,3 \times 2,1)} \Rightarrow \delta_{t1} = 24,76 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_{t1} = 30 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \min(24,3; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} = 24,3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t1} = 20 \text{ cm}$$

$$K = 1 \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{cases}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{1,01 \times 235}{0,4 \times 25} = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_{t3} = 23,735 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = \min(24,76; 24,76; 23,735) \Rightarrow \delta_t = 23,735 \text{ cm}$$

Donc:  $\delta_t = 20 \text{ cm}$ .

#### IV-4-L'ascenseur :

##### IV-4-1-Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

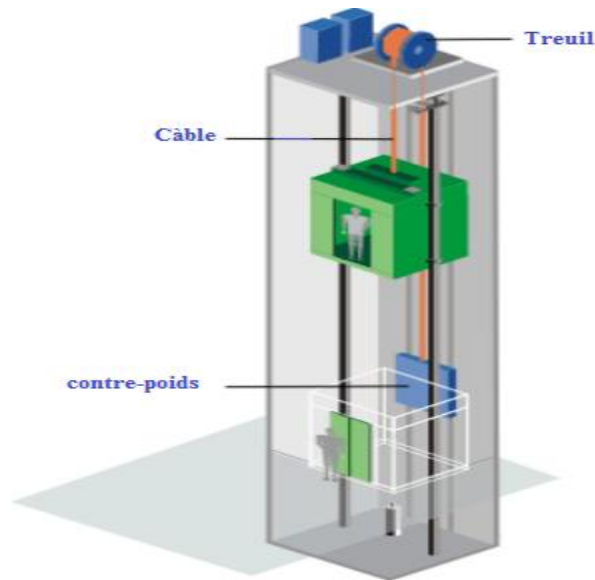


Figure (IV-9) : Schéma d'un ascenseur mécanique

**IV-4-2-Etude de l'ascenseur:**

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- ✓ le treuil de levage et sa poulie
- ✓ la cabine ou la benne
- ✓ le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie

Le treuil soit :

-  $P_m$  « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

$$P_p = P_m + 2 Q$$

$Q$  : la charge en cabine

-  $P_p$  : le poids de contrepoids tel que

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>. Ses dimensions selon (NFP82-22) .....(1)

- Largeur : .....1,35m
- profondeur : .....1,40m
- Hauteur : .....2,2 m
- la largeur de passage libre : .....0,8m
- la hauteur de passage libre : .....2,00m
- Vitesse : .....1.20m/s
- la hauteur de la course : .....34,22m

Dans un ascenseur moderne, le contre poids (**P<sub>p</sub>**) équilibre la demi charge en cabine, tandis que la demi charge restante et le poids mort (**P<sub>m</sub>**) seront soulevées par le moteur.

**IV-4-3-Descente de charge:****a) charge d'exploitation :**

$$q = 800 \text{ kg (10 personnes)}$$

**b) charge permanente :****• Masse de la cabine M<sub>1</sub> :**

Surface latérale S<sub>1</sub> :

$$S_1 = (1,4 \times 2 + 1,35) \times 2,2 = 9,13 \text{ m}^2$$

$$M_1 = 11,5 \text{ kg/m}^2 \text{ majorée de 10\%}$$

$$M_1 = 11,5 \times 9,13 \times 1,10 = 115,5 \text{ kg}$$

**-Masse de la planche M<sub>2</sub> :**

$$S_2 = 1,4 \times 1,35 = 1,98 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 110 \text{ kg/m}^2 \times S_2$$

$$M_2 = 110 \times 1,98 = 207,9 \text{ kg}$$

**-Masse de toit M<sub>3</sub> :**

$$M_3 = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$M_3 = 1,98 \times 20 = 37,8 \text{ kg}$$

**-Masse de l'arcade M<sub>4</sub> :**

$$M_4 = 80 + (1,35 \times 120) = 242 \text{ kg}$$

**-Masse du parachute M<sub>5</sub> :**

$$M_5 = 40 \text{ kg}$$

**-Masse des accessoires M<sub>6</sub> :**

$$M_6 = 80 \text{ kg}$$

**-Masse de la porte M<sub>7</sub> :**

$$S_7 = 0,8 \times 2 = 1,6\text{m}^2$$

$$M_7 = 1,6 \times 25 + 80 = 120 \text{ kg.}$$

**-Masse de poulies de soufflage M<sub>8</sub> :**

$$M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ kg}$$

$$P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 903,3\text{kg}$$

$$P_p = P_m + 0.12 = 903,3 + 800/2 = 1303,2\text{kg}$$

**IV-4-4-Calcul de la charge de rupture C<sub>r</sub> :**

$$C_r = C_{r1} \cdot n \cdot m \dots \dots \dots (1)$$

Tel que :

C<sub>r</sub> : charge de rupture totale

C<sub>r1</sub> : charge de rupture d'un seul câble

n : nombre de câble

m : nombre de moufflage

On a :

$$C_s = \frac{C_r}{M} \dots \dots \dots (2) \Rightarrow C_s: \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$M = q + p + p_{\text{câble}} \dots \dots \dots (3) \Rightarrow p_{\text{câble}} \text{ est négligeable} \Rightarrow M=q+p$$

D'après la norme (NF 82.210) on a :

$$\begin{cases} C_s \geq 12 \\ \frac{D}{d} = 40 \end{cases} \quad \text{on prend } \frac{D}{d} = 45$$

Avec :

D : diamètre des poulies de soufflage = 500mm

d : diamètre de câble

$$d = \frac{D}{45} = \frac{500}{45} = 11,12$$

Ayant les caractéristiques suivantes :

- la charge admissible totale = 815 kg
- masse linéaire = 0,515 kg/m

$$(2) \Rightarrow C_s \times M \times \frac{1}{0,85} = C_s(Q + p) \times \frac{1}{0,85}$$

0,85 : coefficient de câblage

$$C_r = 1,47 \quad \text{soit} \quad n = 2 \text{ câble}$$

Pour composer les efforts de torsion des câbles il faut prendre un nombre pair de câble.

#### **-Détermination des poids des câbles M<sub>9</sub> :**

$$M_9 = 0.515 \times 2 \times 34,22 = 35,25 \text{ kg}$$

$$(3) \Rightarrow M = 800 + 903,2 + 35,25 = 1738,45 \text{ kg}$$

#### **Vérification :**

$$C_r = 815 \times 2 \times 2 \times 0.85 = 27716.8 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow C_s = \frac{27716.8}{1738,45} = 15,94 > 12 \dots \dots \dots C.V$$

#### **-Calcul de la charge permanente G :**

$$G = p_m + p_p + p_{\text{câble}} + p_{\text{treuil}}$$

$$p_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$$

$$G = 903,2 + 1303,2 + 35,25 + 1200 = 3441,65 \text{ kg}$$

**En conclusion on a :**

$$\begin{cases} G = 3441,65\text{kg} \\ Q = 800\text{kg} \end{cases}$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3441,65) + (800 \times 1.5) = 5846,03\text{kg}$$

Nombre d'appuis = 04

$$\Rightarrow \text{Chaque appui reçoit } q_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{5846,025}{4} = 1461,51\text{kg}$$

la dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner. Pour ce phénomène n'apparaisse plus. Il faut que :

$$Q_u \leq \bar{Q}_u = 0.045 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times u \times v \times h$$

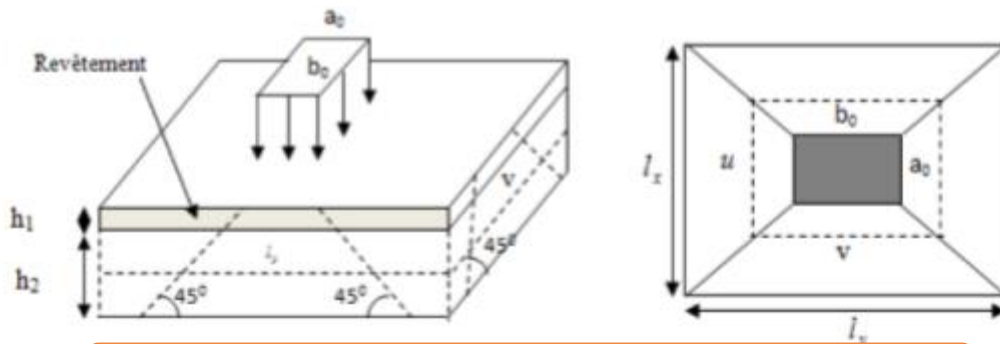


Figure (IV- 10): Schéma de l'appui du moteur de l'ascenseur.

$$v = y_0 + 2h_L + h_t \begin{cases} x_0 = 10 \\ h_L = 2.5 \\ h_t = 20 \\ y_0 = 10 \end{cases} \Rightarrow u = v = 35\text{cm}$$

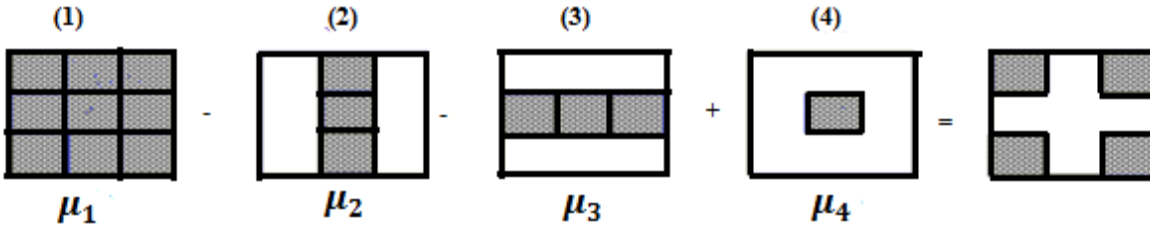
Surface d'impact = 0,35 x 0,35

$$\bar{Q} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 20 = 22500\text{kg} > 1478.05\text{kg} \dots \dots \dots C.V$$

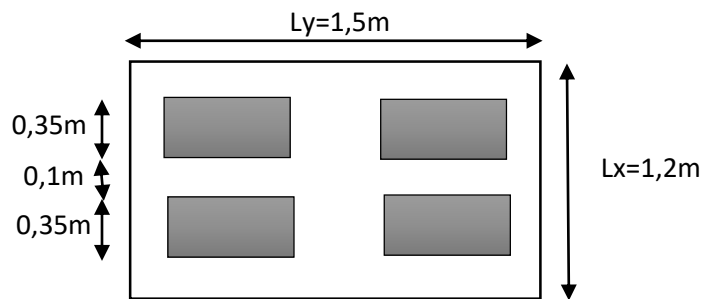


**IV-4-5-Calcul des sollicitations:**

$$p = \frac{q}{uv} = \frac{1478.05}{0.1225} = 12065,71\text{kg}$$



**-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**



**a-Effet de (1) :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,2}{1,5} = 0.80$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u_1}{L_x} = \frac{0,80}{1,2} = 0,67 \\ \frac{v_1}{L_y} = \frac{0,8}{1,5} = 0,53 \end{array} \right\} \text{tableau de pignaud} \begin{cases} M_1 = 0,087 \\ M_2 = 0,062 \end{cases}$$

**b-Effet de (2) :**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u_2}{L_x} = \frac{0,10}{1,2} = 0,08 \\ \frac{v_2}{L_y} = \frac{0,80}{1,5} = 0,53 \end{array} \right\} \text{tableau de pignaud} \begin{cases} M_1 = 0,154 \\ M_2 = 0,041 \end{cases}$$

**c-Effet de (3) :**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u_3}{L_x} = \frac{0,80}{1,2} = 0,67 \\ \frac{v_3}{L_y} = \frac{0,10}{1,5} = 0,07 \end{array} \right\} \text{tableau de pigeaud} \begin{cases} M_1 = 0,125 \\ M_2 = 0,107 \end{cases}$$

**d-Effet de (4) :**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u_4}{L_x} = \frac{0,10}{1,2} = 0,08 \\ \frac{v_4}{L_y} = \frac{0,10}{1,5} = 0,07 \end{array} \right\} \text{tableau de pigeaud} \begin{cases} M_1 = 0,244 \\ M_2 = 0,171 \end{cases}$$

**Sachant &t que :**

$$\begin{cases} M_x = M_i \cdot Q'_u \\ M_y = M_i \cdot Q'_u \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci après :

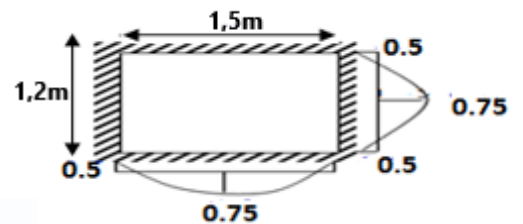
	U/L <sub>x</sub>	V/L <sub>y</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	P' = P.S (kg)	M <sub>x</sub> (kg)	M <sub>y</sub> (kg)
1	0,67	0,53	0,087	0,062	0,64	7722,05	508,60	362,45
2	0,08	0,53	0,154	0,041	0,08	965,25	900,29	239,68
3	0,67	0,07	0,125	0,107	0,08	965,25	730,75	625,53
4	0,08	0,07	0,244	0,171	0,01	120,66	1426,43	999,67

Tableau (VI-7) : Evaluation des moments

**-Moments dus aux charges localisées : « M<sub>c</sub> »**

$$M = M_1 - M_2 - M_3 + M_4$$

$$\begin{cases} M_x = 303,99 \\ M_y = 496,91 \end{cases} \text{ (kg. m)}$$



**IV-4-6-Moments dus aux charges réparties : « M<sub>r</sub> »**

$$G = 0,2 \times 2500 = 500 \text{ kg/m ;}$$

$ep = 20\text{cm}$ (épaisseur de la dalle)

- la dalle machine n'est pas accessible, alors la surcharge  $P = 100\text{kg/m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

**ELU:**

$$q = 1.35G + 1.5P = 825 \text{ Kg/m} \quad \mu_x = 0,0561 \quad , \mu_y = 0,5959$$

$$\begin{cases} M_{xr} = 66,65 \\ M_{yr} = 39,72 \end{cases} \quad (\text{kg. m})$$

**ELS:**

$$q = G + P = 600 \quad \mu_x = 0,0623 \quad , \mu_y = 0,7111$$

$$\begin{cases} M_{xr} = 53,83 \\ M_{yr} = 38,28 \end{cases} \quad (\text{kg. m})$$

Les moments appliqués au centre de la plaque seront donc :

$$M = M_c + M_r$$

**ELU:**

$$\begin{cases} M_x = 370,64 \\ M_y = 536,63 \end{cases} \quad (\text{kg. m})$$

**ELS :**

$$\begin{cases} M_x = 357,82 \\ M_y = 535,19 \end{cases} \quad (\text{kg. m})$$

Les moments en appuis et en travée valent alors :

$$M_t = 0.75 M \quad ; \quad M_a = 0.5M$$

	ELU	ELS
$M_{tx}(\text{kg. m})$	277,98	268,37
$M_{ax}(\text{kg. m})$	185,32	178,91
$M_{ty}(\text{kg. m})$	402,47	401,39
$M_{ay}(\text{kg. m})$	268,32	267,59

Tableau (IV-8) : résultats des moments en appuis et en travée en ELU et ELS

**IV-4-7-Détermination du ferrailage :****Sens x. x :****-En travée :****ELU :**

$$M_{tx} = 277,98 \text{ kg. m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0,006$$

$$\mu = 0,006 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,006)} \right) = 0,008$$

$$\alpha = 0,008$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,008) = 0,997$$

**-Détermination des armatures:**

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,4485 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**-Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t25}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{max} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5T12 \Rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**-Calcul des armatures à l'ELS :**

$$M_{tx} = 268,37 \text{ kg. m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0,006$$

$$\mu = 0,006 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,006)} \right) = 0,008$$

$$\alpha = 0,008$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,008) = 0,997$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : 4T8} \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**-En appui :****ELU :**

$$M_{ax} = 185,32 \text{ kg. m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0,004$$

$$\mu = 0,004 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,004)} \right) = 0,005$$

$$\alpha = 0,005$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,005) = 0,998$$

**Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,296 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**-Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t25}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{max} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix :** 5T12  $\Rightarrow$   $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**Sens y-y :**

**-En travée :**

**ELU :**

$$M_{ty} = 402,47 \text{ kg. m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,009)} \right) = 0,011$$

$$\alpha = 0,011$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,009) = 0,996$$

**-Détermination des armatures:**

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,645 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**-Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t25}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{max} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix :** 5T12  $\Rightarrow$   $A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**-En appui :****ELU:**

$$M_{ay} = 268,32 \text{ kg. m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0,006$$

$$\mu = 0,006 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,006)} \right) = 0,008$$

$$\alpha = 0,008$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,008) = 0,997$$

**-Détermination des armatures:**

$$A = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,430 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**-Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t25}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{max} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5T12 \Rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**ELS :**

$$M_{as} = 401,39 \text{ kg. m}$$

**-Vérification des contraintes :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,848 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 30,53 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,848 + \sqrt{(0,848)^2 + 30,53} = 4,74\text{cm}$$

$$Y=4,74\text{cm}$$

**-Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4,74)^3 + 15 \times 5,65 \times (31,5 - 4,74)^2$$

$$I = 64239,15\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}}{I} = \frac{4013,9}{64239,15} = 0,062$$

**-Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \cdot Y = 0,062 \times 4,74 = 0,29\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_b = 0,29\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y) = 24,89\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 24,89\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 150\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

	Sens- X		Sens- Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M (kg.m)	277 ,98	185,32	402,47	268,32
Y	4,74	4,74	7,74	4,74
I	64239,15	64239,15	64239,15	64239,15
K	0,062	0,062	0,062	0,062
$\sigma_{bc}$	0,29	0,29	0,29	0,29
$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15
$\sigma_s$	24,89	24,89	24,89	24,89



$\bar{\sigma}_s$	150	150	150	150
Condition	CV	CV	CV	CV

Tableau (IV- 9): Vérification des contraintes

**IV-4-8-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_y = \frac{p}{2L_y + L_x} = \frac{1478,05}{2 \times 1,5 + 1,2} = 351,92\text{kg}$$

$$T_x = \frac{p}{3L_y} = \frac{1478,05}{3 \times 1,5} = 328,46\text{kg}$$

$$\tau_{ux} = \frac{328,46}{100 \times 31,5 \times 100} = 0,0010\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\tau_{uy} = \frac{351,92}{100 \times 31,5 \times 100} = 0,0011\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**IV-5) Conclusion :**

L'étude des éléments non structuraux dans la structure, comme les escaliers et l'acrotère...ect, ont pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes. La circulation entre les différents niveaux est assurée par les escaliers et l'ascenseur. L'étude et le ferrailage ont été effectués selon les règlements en vigueur BAEL91 ET RPA99/V2003.

*CHAPITRE V:*  
*Etude sismique*

**V-1)- Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation.

Alors les constructions se comportent comme une console, encadrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a)**, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (**3. 4. A. 1. a**) du **RPA99/ version 2003**, la structure sera mixte (**voiles+portiques**), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique

**V-2)- L'objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000, ETABS, ROBOT...** » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

**V-3)- Domaine d'application :**

Les présentes règles sont applicables à toutes les constructions courantes. Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux constructions telles que :

- Constructions et installations pour lesquelles les conséquences d'un dommage même léger peuvent être d'une exceptionnelle gravité : centrales nucléaires, installations GNL, installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosifs, toxiques, ou polluants...

- Ouvrages d'art (barrages, ouvrages maritimes, ponts, tunnels...).
- Réseaux et ouvrages enterrés.

Pour ces types de constructions, il y a lieu de se référer à des règles ou recommandations spécifiques.

Par ailleurs les dispositions du présent règlement ne s'appliquent pas en zone de sismicité

négligeable de la classification des zones sismiques.

#### **V-4)- Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :**

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- a. La méthode statique équivalente.
- b. La méthode d'analyse modale spectrale.
- c. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

##### **a. Méthode statique équivalente :**

###### **➤ Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

###### **➤ Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

➤ **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du **RPA 99**. Ces conditions sont restées inchangées.

**b. Méthode d'analyse modale spectrale :**

➤ **Principe de la méthode :**

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

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

➤ **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

1. Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
2. planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

3. Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
4. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
5. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
6. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

➤ **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

**c. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

**V-4-1)- Choix de la méthode de calcul :**

➤ **Critères de classification par RPA 99 version 2003 :**

**a. Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- **ZONE I** : sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, Mila se situe dans une zone de sismicité moyenne '**ZONE IIa**'.

**b. Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage de importance moyenne, c'est un bâtiment (groupe d'usage 2). Notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99/VERSION2003**

Pour l'application de la méthode statique équivalent, alors que Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale

**V-5)- La modélisation de la structure :**

La structure étudiée présente une irrégularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

➤ **Présentation du logiciel du calcul (SAP2000) :**

**- Introduction :**

Le SAP 2000 est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis qui a beaucoup évolué par rapport à sa première version SAP 4 puis SAP80, SAP90, SAPIN et enfin SAP2000 v.9.0.3.

### **-Terminologie du SAP2000 :**

La présentation des données pour le problème d'analyse d'une structure demande de décrire la géométrie de la structure et définir les conditions de chargement statique et dynamique de la structure.

#### **➤ Modélisation :**

Les dimensions géométriques de base dans la structure prévoient la création des nœuds qui sont définis par un système de numérotation et leur localisation dans l'espace grâce à leurs coordonnées dans un repère global tridimensionnelles.

#### **➤ Repère :**

Les données d'entrées sont préparées en tenant compte :

#### **-Du repère global :**

- ✓ coordonnées des nœuds.
- ✓ liaisons des nœuds aux supports extérieurs.
- ✓ contraintes aux nœuds.

#### **-Du repère local :**

- ✓ propriétés de section transversale de l'élément.
- ✓ élément de charge.
- ✓ les données de sortie (résultats) sont proposées en tenant compte du repère global.

#### **-Propriétés du programme :**

##### **-Capacité :**

La capacité du programme SAP2000 est définie également en termes de nombre d'équation, des nœuds, nombre des éléments et nombre de condition de charge.

##### **Option d'analyse :**

**a. Analyse statique :** elle implique la résolution d'un système d'équation de type :

$$\{\mathbf{K}\} \cdot \{\mathbf{U}\} = \{\mathbf{F}\}.$$

$\{\mathbf{K}\}$  : Matrice de rigidité.

$\{\mathbf{F}\}$  : Matrice de force.



{U} : Vecteur de déplacement.

**b. Analyse dynamique** : le type de chargement dynamique est en général de la forme :  
 $M.a=K.U=\sin(\omega t).F.$

**M** : La matrice. **a** : Accélération. **U** : Déplacement.

**K** : Rigidité **F** : Force  $\omega t$  : La fréquence



Figure (V-01) : Version de SAP2000

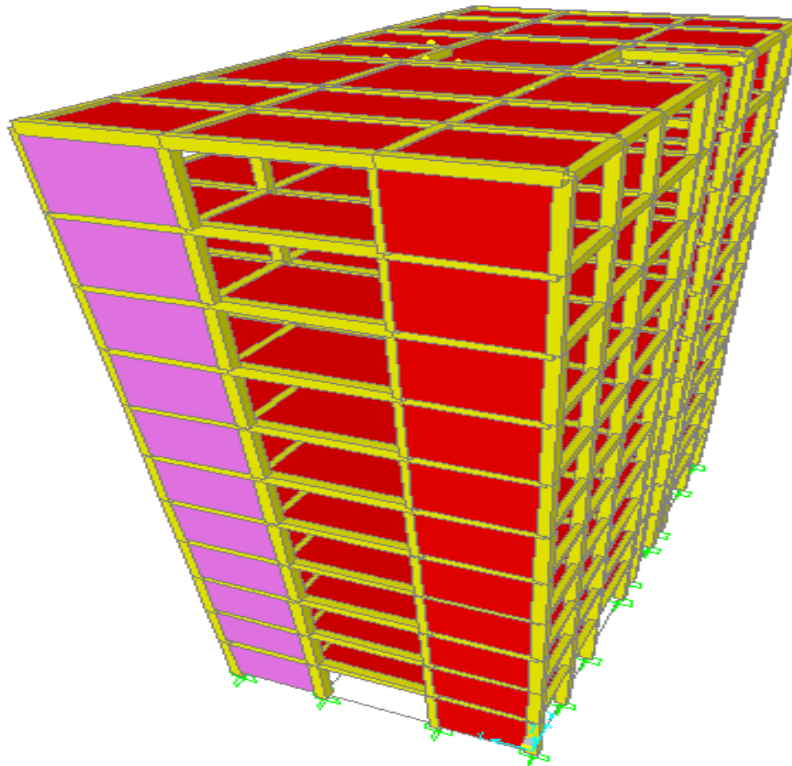


Figure (V-02) : modélisation de la structure vue en 3D

➤ **Chargement** :

**a. Charges statiques** : les charges statiques sur les éléments de structure prise en compte sont le poids propre des éléments, les charges uniformes, les charges trapézoïdal, l'effet de la température ... etc.

**b. Charges dynamiques** : sont les charges provenant des sollicitations sismiques déterminées à partir des spectres de réponses ou à partir des accélérogrammes.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0S \end{cases}$$

Avec :

**g** : accélération de la pesanteur.

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**η** : Facteur de correction

d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

**R**: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

**Q** : facteur de qualité, et **S<sub>a</sub>** : L'accélération maximale

Le graphe de l'équation précédente est le suivant :

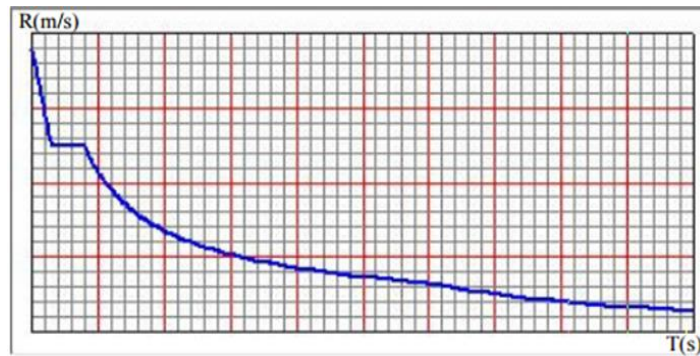


Figure (V-03) : Spectre de réponse de calcul

### -Résultantes des forces sismiques de calcul :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** v 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Si  $V_{dy} < 0.8V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :  $r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dy}}$

### -Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales

orthogonales selon la formule :  $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$

**A** : coeff d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Group	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	<b>0.15</b>	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau (V-01): Coefficient d'accélération de zone A

Dans notre cas, on est dans une Zone de type IIa et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons : **A = 0,15**

**D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site ferme S<sub>3</sub>) :

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0.15	0.15	<b>0.15</b>	0.15
T <sub>2(sec)</sub>	0.30	0.40	<b>0.50</b>	0.70

Tableau (V-02): Valeurs de T1 et T2

T<sub>2</sub> (S<sub>3</sub>) = 0,5 sec

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé
Léger	6	4	

Dense	7	5	10
-------	---	---	----

Tableau (V-03): Valeurs de  $\xi$  (%)

On prend :  $\xi$  10% → Remplissage Dense

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0,764 \geq 0,7$$

### - Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytique ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version2003 par la formule :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

Avec:

$h_n$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$h_n = 34.14$  m à partir du sous-sol.

$C_T$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autos tables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	<b>0,050</b>

Tableau (V-04): Coefficient d'accélération de zone A

D'où :  $C_T = 0,05$

Donc :  $T = 0,05 \times (34,22)^{3/4} = 0,707$  sec

Dans notre cas, (4<sup>ème</sup> cas) on peut également utiliser la formule suivante:

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

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

**a)- Sens transversale :**

$$D_y = 26,23m \quad T = \min \begin{cases} C_T h_n^{3/4} = 0,05 \times (34,22)^{3/4} = 0,707s \\ \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 34,22}{\sqrt{26,23}} = 0,601s \end{cases} \Rightarrow T_y = 0,601s$$

**b)- Sens longitudinale :**

$$D_x = 13,45m \quad T = \min \begin{cases} C_T h_n^{3/4} = 0,05 \times (34,22)^{3/4} = 0,707s \\ \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 34,22}{\sqrt{13,45}} = 0,84s \end{cases} \Rightarrow T_x = 0,707s$$

D'après RPA99/version 2003, il faut prendre la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

**Calcul du facteur d'amplification dynamique :**

$$T_2 \leq T \leq 3S \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

Avec :  $T_2 (S3) = 0,5 \text{ sec}$

$$\Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,707}\right)^{2/3} = 1,75 \quad \Rightarrow D_x = 1,75$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,601}\right)^{2/3} = 1,950 \quad \Rightarrow D_y = 1,950$$

**R** : coef de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement

Cat.	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
		R

<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	<b>Mixte portiques/voiles avec interaction</b>	<b>5</b>
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau (V-05) : valeurs du coefficient de comportement R

**R = 5** (Portiques contreventés par des voiles)

➤ **Q** : est le facteur de qualité et été en fonction de :

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

Sa valeur est déterminé par la formule :  $Q = 1 + \Sigma Pq$

à partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve

Critère q	P <sub>q</sub>		Données
	Observé	N/observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0
2. Redondance en plan	0	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0,1

a) - sens transversale : 'xx'

$$Q_x = 1 + 0,15 = 1,15$$

b) - sans longitudinale : 'yy'

$$Q_y = 1 + 0,2 = 1,2$$

### Poids totale de la structure ( $w_t$ )

➤  $W_t$  : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum w_i$$

1) Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas,

- Pour les batiment d'habitation  $\beta = 0,20$ .
- Pour les bâtiment commercial  $\beta = 0,50$ .

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{gi} + \beta W_{Qi}$

### V-6)-Detrmination des poids ( $w_t$ )de la structure :

**Poids :**

Plancher à corps creux (16 + 4)	G.S
Plancher à dalle pleine e = 15 cm	$\gamma \cdot h \cdot S$
Poutres principales	$\gamma \cdot S \sum L$
Poutres secondaires	$\gamma \cdot S \sum L$
Voiles	$1/2 \cdot \gamma \cdot S \sum L \cdot H \cdot e$
Poteau	$\gamma \cdot S \cdot \frac{H}{2}$
Mur de façade	$\gamma_{mur} \cdot 80\% \sum L \cdot H$
Balcon	G.S



20 % surcharge d'exploitation

S.S. 20%

**Masse sismique de chaque niveau :****Calcul des masses des éléments :****Acrotères :**

Terrasse non accessible :

$$S = (0,6 \times 0,15) + (0,08 \times 0,1) + ((0,02 \times 0,1)/2) \Rightarrow S = 0,10 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Poids propre} = 0,10 \times 25 = 2,50 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 0,02 \times 20 [0,6 + 0,25 + 0,08 + 0,1 + 0,5] = 0,61 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2,50 + 0,61 = 3,11 \text{ KN/ml}$$

**Plancher :****Plancher à corps creux (16 + 4) cm**

$$\text{-Etage courant : } G = 5,01 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{-Etage terrasse : } G = 6,33 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- poids de la poutre principale: } \gamma_{ba} \times b \times h = 25 \times 0,35 \times 0,45 = 3,94 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{- poids de la poutre secondaire: } \gamma_{ba} \times b \times h = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ Kg/ml}$$

**Poteaux :**

$$8^{\text{ème}} + 9^{\text{ème}} + 10^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

$$6^{\text{ème}} + 7^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,35 \times 0,35 \times 25 = 3,06 \text{ KN/ml}$$

$$5^{\text{ème}} + 4^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,40 \times 0,40 \times 25 = 4,00 \text{ KN/ml}$$

$$2^{\text{ème}} + 3^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,45 \times 0,45 \times 25 = 5,06 \text{ KN/ml}$$

$$\text{RDC} + 1^{\text{ème}} = 0,50 \times 0,50 \times 25 = 6,25 \text{ KN/ml}$$

**Plancher terrasse (10<sup>ème</sup> étage) : niveau + 34,22m**

$$S_i = 338,97 \text{ m}$$

Plancher à corps creux (16 + 4) : 338,97 x 6,33 = 2145,68 kN

2145,68 kN

Poutres principales : 25 x 16,93 = 423,28 kN

423,28 kN

Poutres secondaires : $25 \times 10,72 = 268,06 \text{KN}$	268,06KN
½ voiles : $0,2 \times 25 \times 41,65 \times 3,06 \times 0,5$	318,62KN
½ poteau : $25 \times 0,09 \times 34 \times 1,53 = 117,05 \text{KN}$	117,05KN
½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times (3,06 - 0,40) \times 1300 \times 0,8 \times 97,36$	404KN
Acrotère : $3,11 \times 97,36 = 209,49 \text{KN}$	198,49kN
20 % surcharge d'exploitation: $1 \times 0,2 \times 338,97 = 67,79 \text{KN}$	67,79KN
<b><math>W_0</math></b>	<b>3942,97KN</b>

**Plancher étage courant (9<sup>me</sup> étage) : niveau + 31,16m** $S_i = 338,97 \text{m}$ 

Plancher à corps creux (16 + 4) : $338,97 \times 5,01$	1698,24KN
Poutres principales : $25 \times 16,93 = 423,28 \text{KN}$	423,28kN
Poutres secondaires : $25 \times 10,72 = 268,06 \text{KN}$	268,06kN
½ voiles : $0,2 \times 25 \times 41,65 \times 3,06$	637,25KN
½ poteau : $25 \times 0,09 \times 34 \times 3,06 = 234,09 \text{KN}$	234,09KN
½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times (3,06 - 0,40) \times 1300 \times 0,8 \times 97,36$	404KN
20 % surcharge d'exploitation: $1,5 \times 0,2 \times 334,52 = 100,36 \text{KN}$	100,36KN
<b><math>W_1</math></b>	<b>3765,28KN</b>

**Plancher étage courant (8<sup>me</sup> étage) : niveau + 28,10m** $S_i = 338,97 \text{m}$ 

Plancher à corps creux (16 + 4) : $338,97 \times 5,01$	1698,24KN
Poutres principales : $25 \times 16,93 = 423,28 \text{KN}$	423,28kN
Poutres secondaires : $25 \times 10,72 = 268,06 \text{KN}$	268,06kN
½ voiles : $0,2 \times 25 \times 41,65 \times 3,06$	637,25KN
½ poteau : $25 \times 0,09 \times 34 \times 3,06 = 234,09 \text{KN}$	234,09KN
½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times (3,06 - 0,40) \times 1300 \times 0,8 \times 97,36$	404KN
20 % surcharge d'exploitation: $1,5 \times 0,2 \times 334,52 = 100,36 \text{KN}$	100,36KN
<b><math>W_2</math></b>	<b>3765,28KN</b>

**Plancher étage courant (7<sup>me</sup> étage) : niveau +25,04m** $S_i = 338,97 \text{m}$

Plancher à corps creux (16 + 4) : 338,97x5,01	1698,24KN
Poutres principales : 25x16,93=423,28KN	423,28kN
Poutres secondaires : 25x10,72=268,06KN	268,06kN
½ voiles : 0,2x25x41,65x3,06	637,25KN
½ poteau : 25x 0,12 x 34x3,06=318,62KN	416,16KN
½ mur de façade : 0,5 x 0,3 x (3,06 - 0,40) x 1300 x 0,8x97,36	404KN
20 % surcharge d'exploitation: 1,5 x 0, 2 x 334,52=100,36KN	100,36KN
<b>W<sub>3</sub></b>	<b>3849,81KN</b>

**Plancher étage courant (6<sup>me</sup> étage) : niveau + 21,98m**

S<sub>t</sub>=338,97m

Plancher à corps creux (16 + 4) : 338,97x5,01	1698,24KN
Poutres principales : 25x16,93=423,28KN	423,28kN
Poutres secondaires : 25x10,72=268,06KN	268,06kN
½ voiles : 0,2x25x41,65x3,06	637,25KN
½ poteau : 25x 0,12 x 34x3,06=318,62KN	318,62KN
½ mur de façade : 0,5 x 0,3 x (3,06 - 0,40) x 1300 x 0,8x97,36	404KN
20 % surcharge d'exploitation: 1,5 x 0, 2 x 334,52=100,36KN	100,36KN
<b>W<sub>4</sub></b>	<b>3849,81KN</b>

**Plancher étage courant (5<sup>me</sup> étage) : niveau + 18,92m**

S<sub>t</sub>=338,97m

Plancher à corps creux (16 + 4) : 338,97x5,01	1698,24KN
Poutres principales : 25x16,93=423,28KN	423,28kN
Poutres secondaires : 25x10,72=268,06KN	268,06Kn
½ voiles : 0,2x25x41,65x3,06	637,25KN
½ poteau : 25x 0,16x 34x3,06=416,16KN	416,16KN
½ mur de façade : 0,5 x 0,3 x (3,06 - 0,40) x 1300 x 0,8x97,36	404KN
20 % surcharge d'exploitation: 1,5 x 0, 2 x 334,52=100,36KN	100,36KN
<b>W<sub>5</sub></b>	<b>3947,35KN</b>

**Plancher étage courant (4<sup>me</sup> étage) : niveau + 15,86m**

S<sub>t</sub>=338,97m

Plancher à corps creux (16 + 4) : 338,97x5,01	1698,24KN
Poutres principales : 25x16,93=423,28KN	423,28kN
Poutres secondaires : 25x10,72=268,06KN	268,06kN
½ voiles : 0,2x25x41,65x3,06	637,25KN
½ poteau : 25x 0,16 x 34x3,06=416,16KN	416,16KN
½ mur de façade : 0,5 x 0,3 x (3,06 – 0,40) x 1300 x 0,8x97,36	404KN
20 % surcharge d'exploitation: 1,5 x 0, 2 x 334,52=100,36KN	100,36KN
<b>W<sub>6</sub></b>	<b>3947,35KN</b>

**Plancher étage courant (3<sup>me</sup> étage) : niveau + 12,80m**

S<sub>t</sub>=338,97m

Plancher à corps creux (16 + 4) : 338,97x5,01	1698,24KN
Poutres principales : 25x16,93=423,28KN	423,28kN
Poutres secondaires : 25x10,72=268,06KN	268,06kN
½ voiles : 0,2x25x41,65x3,06	637,25KN
½ poteau : 25x 0,20 x 34x3,06=526,70KN	526,70KN
½ mur de façade : 0,5 x 0,3 x (3,06 – 0,40) x 1300 x 0,8x97,36	404KN
20 % surcharge d'exploitation: 1,5 x 0, 2 x 334,52=100,36KN	100,36KN
<b>W<sub>7</sub></b>	<b>4057,89KN</b>

**Plancher étage courant (2<sup>me</sup> étage) : niveau + 9,74m**

S<sub>t</sub>=338,97m

Plancher à corps creux (16 + 4) : 338,97x5,01	1698,24KN
Poutres principales : 25x16,93=423,28KN	423,28kN
Poutres secondaires : 25x10,72=268,06KN	268,06kN
½ voiles : 0,2x25x41,65x3,06	637,25KN
½ poteau : 25x 0,20x 34x3,06=526,70KN	526,70kN
½ mur de façade : 0,5 x 0,3 x (3,06 – 0,40) x 1300 x 0,8x97,36	404KN
20 % surcharge d'exploitation: 1,5 x 0, 2 x 334,52=100,36KN	100,36KN
<b>W<sub>8</sub></b>	<b>4057,89KN</b>

**Plancher étage courant (1<sup>me</sup> étage) : niveau + 6,68m**

S<sub>t</sub>=338,97m

Plancher à corps creux (16 + 4) : 338,97x5,01	1698,24KN
Poutres principales : 25x16,93=423,28KN	423,28kN
Poutres secondaires : 25x10,72=268,06KN	268,06kN
½ voiles : 0,2x25x41,65x3,06	637,25KN
½ poteau : 25x 0,25x 34x3,06=650,25KN	650,25kN
½ mur de façade : 0,5 x 0,3 x (3,06 – 0,40) x 1300 x 0,8x97,36	404KN
20 % surcharge d'exploitation: 1,5 x 0, 2 x 334,52=100,36KN	100,36KN
<b>W<sub>9</sub></b>	<b>4281,44KN</b>

### **Plancher étage courant (RDC) : niveau + 3,62m**

S<sub>t</sub>=338,97m

Plancher à corps creux (16 + 4) : 338,97x5,01=kN	1698,24KN
Poutres principales : 25x16,93=423,28KN	423,28kN
Poutres secondaires : 25x10,72=268,06KN	268,06kN
½ voiles : 0,2x25x41,65x3,34	695,56KN
½ poteau : 25x 0,25x 34x3,34=709,75KN	709,75KN
½ mur de façade : 0,5 x 0,3 x (3,06 – 0,40) x 1300 x 0,8x97,36	404KN
20 % surcharge d'exploitation: 1,5 x 0, 2 x 334,52=100,36KN	100,36KN
<b>W<sub>10</sub></b>	<b>4299,25KN</b>

### **Calcul du centre de masse et le moment massique :**

On détermine le centre de masse à partir d'un repère global, la formule de calcul est :

$$x = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Dans le logiciel « SAP 2000 » les masses qu'on introduit ne comprennent pas les masses des poteaux, poutres et voiles car ils les calculent automatiques tout seul.

La formule est la suivante :  $M_{xy} = \frac{M}{A} (I_{xx} + I_{yy})$

M : masse du plancher considéré

A : Section du plancher

I<sub>xx</sub>: Moment d'inertie du plancher/x<sub>m</sub>

I<sub>yy</sub>: Moment d'inertie du plancher /y<sub>m</sub>

M<sub>xy</sub> : Moment d'inertie massique

Niveau	A (m <sup>2</sup> )	Masse (KN)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>G</sub> (m)	I <sub>xx</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	M <sub>xy</sub> (t.m)
10 <sup>ème</sup> étage	338.97	3942.97	6.93	13.06	5300.46	20213.1	25525.2
9 <sup>ème</sup> étage	338.97	3765.28	6.93	13.06	5300.46	20213.09	25524.7
8 <sup>ème</sup> étage	338.97	3765.28	6.93	13.06	5300.46	20213.09	25524.7
7 <sup>ème</sup> étage	338.97	3849.81	6.93	13.06	5300.46	20213.09	25524.9
6 <sup>ème</sup> étage	338.97	3849.81	6.93	13.06	5300.46	20213.09	25524.9
5 <sup>ème</sup> étage	338.97	3947.35	6.93	13.06	5300.46	20213.09	25525.2
4 <sup>ème</sup> étage	338.97	3947.35	6.93	13.06	5300.46	20213.09	25525.2
3 <sup>ème</sup> étage	338.97	4057.89	6.93	13.06	5300.46	20213.09	25525.5
2 <sup>ème</sup> étage	338.97	4057,89	6.93	13.06	5300.46	20213.09	25525.5
1 <sup>er</sup> étage	338.97	4281.44	6.93	13.06	5300.46	20213.09	25526.2
RDC	338.97	4299.25	6.93	13.06	5300.46	20213.09	25525.77

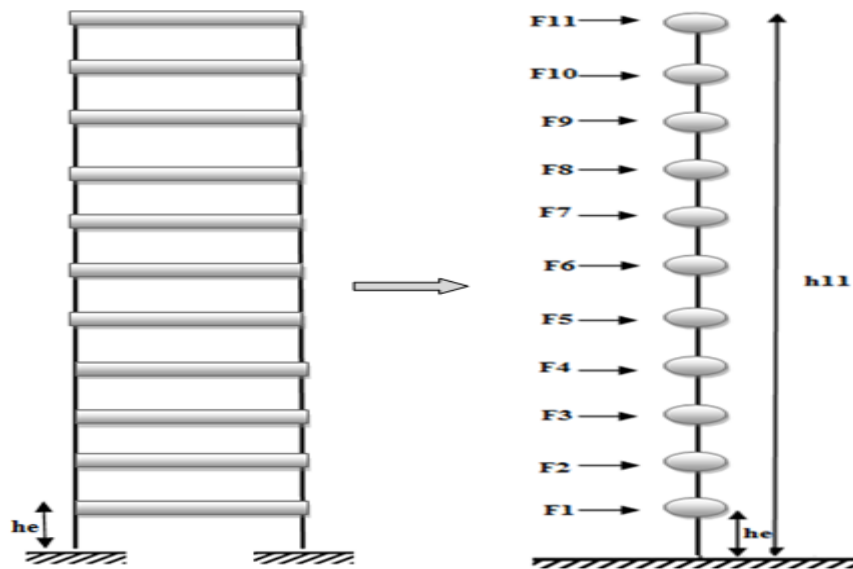


Figure (V-04) : Système brochette

**Le Poids totale de la structure :**

$$w_T = 43945,58\text{KN}$$

**La force sismique totale****(V) appliquée à la base dans les deux sens :**

On a :

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

$$\Rightarrow V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 1,75 \times 1,15}{5} \times 43945,58 = 2656,21\text{KN}$$

$$\Rightarrow V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 1,95 \times 1,2}{5} \times 43945,58 = 3084,98\text{KN}$$

**VI-7)- Méthode modale spectrele :**

Notre structure vérifie les conditions d'application de la méthode statique équivalente que nous allons utiliser.

Par curiosité scientifique nous allons aussi appliquer la méthode modale spectrale.

**a. Principe :**

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

Les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **SAP** celui c'est un programme de calcul statique et dynamique de structure à comportement linéaire.

**a. Nombre des modes considérer (RPA99) :**

Le nombre de modes minimal à retenir pour les structures est tel la somme des masses modales effectives soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

**b. Spectre de réponse de calcul :**

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

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

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

avec :

$$A = 0,15 \qquad \xi = 10\% \eta = 0,882 \qquad R = 5$$

Site ferme  $S_3$  :  $T_1 = 0,15$  sec;  $T_2 = 0,50$  sec

**Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :**

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses	Masses	Masse	Masse
			Cumulées	Cumulées	Modale	Modale
			UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	1.0204	0.980055	68.487	0.009842	68.487	0.009842
2	1.2261	0.81557	0.028	65.243	68.515	65.253
3	1.438	0.695398	1.279	0.224	69.794	65.477
4	3.5722	0.279938	15.483	0.0009857	85.277	65.478



5	5.1257	0.195095	0.004759	18.812	85.282	84.29
6	6.0196	0.166125	0.189	0.175	85.471	84.464
7	7.6899	0.130041	6.346	0.0002068	91.817	84.465
8	10.304	0.097054	0.005866	0.0007826	91.823	84.465
9	10.985	0.091037	2.505E-05	0.003925	91.823	84.469
10	11.181	0.089439	0.004712	0.013	91.828	84.482
11	11.423	0.087544	0.001237	0.115	91.829	84.598
12	11.485	0.087072	0.0003162	0.256	91.83	84.854
13	11.812	0.08466	0.0008636	1.342	91.831	86.196
14	11.956	0.083637	0.001624	5.379	91.832	91.576
15	12.031	0.083118	0.004498	0.14	91.837	91.716
16	12.436	0.080411	0.184	0.003215	92.02	91.719

Tableau (V-07) : participation nodal massique

**-Vérification réglementaires :****-Vérification de l'effort tranchant à la base :**

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

	0.8V statique (kN)	V dynamique (kN)	
Suivant X	2123,45	1722,11	Condition non vérifié
Suivant Y	2467,98	1963,64	Condition non vérifié

Tableau (V-08) : force sismique a la base

Donc la condition  $V_d > 0,8 V_s$  n'est pas vérifiée.

**V-8)- L'Effort Normal Réduit :**

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

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

$B_c$  : est l'air (section brute) du poteau.

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25$  MPa).

Niveau	Type de poteau	B (cm)	Nd( KN)	V	Observation
RDC et 1 <sup>ème</sup>	50×50	2500	1868,726	0,29	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	45×45	2025	630,46	0,10	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	40×40	1600	618,81	0,15	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	35×35	1225	220,08	0,072	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup>	30×30	900	150,78	0,067	Vérifiée

**V-9)- Vérification des déplacements:**

Le déplacement horizontale à chaque niveau "K" de la structure est donné par:

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

$\delta_{ek}$ :Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

**R**: coefficient de comportement.

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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**Sens (X-X):**

Niveau	R	$\delta_{ek}$	$\delta_K$	$\Delta_K$	$R \times \Delta_K$	1% $H_{etage}$	observation
11	5	0.0195	0.0975	0.0085	0.0425	3.06	Vérifiée

10	5	0.0178	0.089	0.0095	0.0475	3,06	Vérifiée
9	5	0.0159	0.0795	0.01	0.05	3,06	Vérifiée
8	5	0.0139	0.0695	0.01	0.05	3,06	Vérifiée
7	5	0.0119	0.0595	0.011	0.055	3,06	Vérifiée
6	5	0.0097	0.0485	0.0105	0.0525	3,06	Vérifiée
5	5	0.0076	0.038	0.01	0.05	3,06	Vérifiée
4	5	0.0056	0.028	0.01	0.05	3,06	Vérifiée
3	5	0.0036	0.018	0.008	0.04	3,06	Vérifiée
2	5	0.002	0.01	0.0065	0.0325	3,06	Vérifiée
1	5	0.0007	0.0035			3.62	Vérifiée

Sens (Y-Y):

niveau	R	$\delta_{ek}$	$\delta_K$	$\Delta_K$	$R \times \Delta_K$	1% $H_{\text{etage}}$	observation
11	4	0.0005	0.002	0.0004	0.0016	3,06	vérifiée
10	4	0.0004	0.0016	0	0	3,06	vérifiée
9	4	0.0004	0.0016	0.0004	0.0016	3,06	vérifiée
8	4	0.0003	0.0012	0.0004	0.0016	3,06	vérifiée
7	4	0.0002	0.0008	0	0	3,06	vérifiée
6	4	0.0002	0.0008	0.0004	0.0016	3,06	vérifiée
5	4	0.0001	0.0004	0	0	3,06	vérifiée
4	4	0.0001	0.0004	0.00012	0.00048	3,06	vérifiée
3	4	0.00007	0.00028	0.00012	0.00048	3,06	vérifiée
2	4	0.00004	0.00016	0.00012	0.00048	3,06	vérifiée
1	4	0.00001	0.00004			3.62	vérifiée

<< R. P. A. 99/Version 2003 >>et que est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage  $\Rightarrow$  C.V

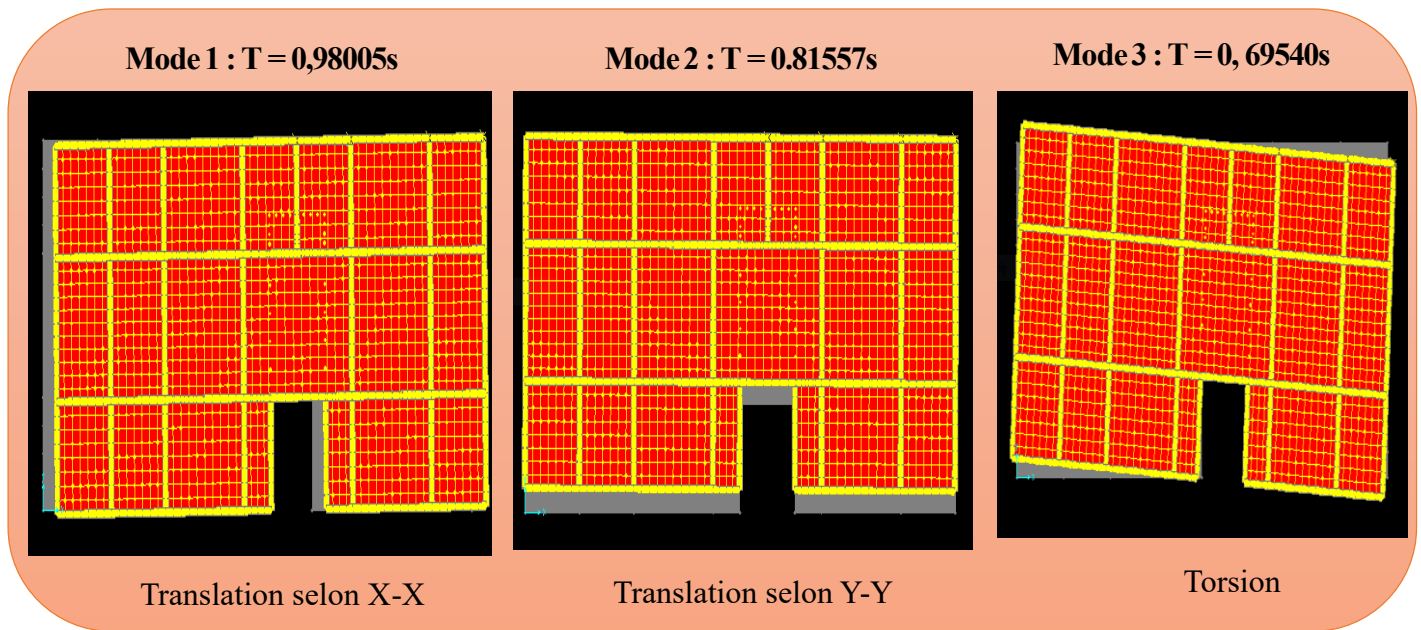


Figure (V-05) : mouvement de la structure

**V-10)-Conclusion :**

Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que notre bâtiment peut résister aux chocs extérieurs tel que le séisme après un très bon ferrailage conforme au règlement R.P.A99 / Ver 2003. Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés dans la structure et qui sont déduits du logiciel de modélisation SAP2000

## **CHAPITRE VI:**

*Ferraillage des éléments structuraux*

**VI-1)-introduction :**

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur «BAEL91et RPA99» nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

**Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités en flexion composée.

**Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

**Combinaisons des charges :**

Les combinaisons des charges à prendre pour les dimensionnements des éléments structuraux, notamment, les poteaux et les poutres pour une ossature auto-stable :

➤ **Poteaux**

- ✓ Sollicitations du premier genre (situation durable) :  $\left\{ \begin{array}{l} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \end{array} \right.$  (BAEL91)
- ✓ Sollicitations du deuxième genre (situation accidentelle) :  $\left\{ \begin{array}{l} 0,8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$  (RPA99)

Sachant que :

- La combinaison  $(0,8.G \pm E)$  donne un effort normal minimal et un moment correspondant, elle permet ainsi de déterminer les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

- La combinaison  $(G+Q \pm E)$  donne un effort normal maximal et un moment correspondant, elle permet ainsi de vérifier le coffrage des sections du béton (contrainte de compression maximale).

➤ **Poutres :**

- ✓ Sollicitations du premier genre (.situation durable) :  $\left\{ \begin{array}{l} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \end{array} \right.$

- ✓ Sollicitations du deuxième genre (situation accidentelle) :
- $$\begin{cases} 0,8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Sachant que :

- ✓ La combinaison  $(0,8.G \pm E)$  donne un ferrailage inférieur au niveau des appuis.
- ✓ La combinaison  $(G+Q \pm E)$  donne un ferrailage supérieur au niveau des appuis.

### **VI-2)- Ferrailage des poteaux :**

#### **- Méthode de calcul :**

Le poteau est un élément porteur qu'est soumis à un effort normal de compression et un effort tranchant, il a des moments de flexion à sa tête et à sa base. Donc le poteau est soumis à la flexion composée et On à 4 types de poteaux à étudier :

- Type 1  $\Rightarrow$   $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- Type 2  $\Rightarrow$   $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Type 3  $\Rightarrow$   $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- Type 4  $\Rightarrow$   $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
- Type 5  $\Rightarrow$   $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

#### **a. Armatures longitudinales proposés par le RPA99**

Les armatures doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.

#### **Selon le paragraphe 7.4.2.1.**

- Le pourcentage minimum imposé est :

$$A_{\min} = 0,8 \% \times b \times h \rightarrow \text{zone II}$$

- Le pourcentage maximum imposé est :

$$A_{\max} = 4 \% \times b \times h \rightarrow \text{zone courante}$$

$$A_{\max} = 6 \% b \times h \rightarrow \text{zone recouvrement}$$

- Le diamètre minimum de l'acier est :  $\varnothing_{\min} = 12 \text{ m}$
- La longueur de recouvrement minimale est :  $40 \varnothing \rightarrow \text{zone II}$

- La distance entre les barres verticales doit être  $\leq 25$  cm  $\rightarrow$  zone II

### **b. Armatures minimales imposés par BAEL :**

$$A_{\min} = \max \left( \frac{0.2 \times b \times h}{100} ; 4 \text{ cm}^2 \right)$$

### **C. Détermination de la zone nodale :**

- La zone nodale est constituée par le nœud poutre poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont

- données dans la figure

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}).$$

$$h' = \max (362/6 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}).$$

$$h' = 60 \text{ cm}.$$

$$L' = 2 \quad h \quad \text{poutre} = 90 \text{ cm}.$$

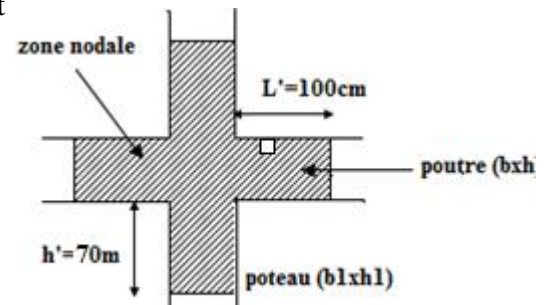


Figure (VI-01): Zone nodale

### **d. armatures transversales :**

les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{AK}{t} = \frac{\delta_a V_u}{h_t x f_e}$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul

$h_t$  : Hauteur totale de la section brute

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\delta_a$  : est un coefficient correcteur qui contient compte l'élanement géométrique du poteau dans la direction considérée

$t$  : est l'élanement des armatures transversales et les valeurs maximums de ce dernier sont fixées comme suit :

### **Zone nodale (pour zone II)**

$$t \leq \min (10 \varnothing_L \text{ min} ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \text{ soit } t_1 = 10 \text{ cm}$$



**Zone courante (pour zone II)**

$$t' \leq 15 \varnothing_{L \min} \rightarrow t' = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm soit } t' = 15 \text{ cm}$$

$\varnothing_{L \min}$  : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

**e. La quantité d'armatures transversales minimale :**

$\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq \frac{5}{0,3 \%}$$

$$\lambda_g \geq \frac{3}{0,8 \%}$$

$3 < \lambda_g < 5$ : Interpole entre les valeurs limités précédentes

$\lambda_g$ :Élancement géométrique du poteau

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

**a et b** : dimensions de la section droite de poteau dans la direction de déformation considéré

$L_f$ :Longueur de flambement

**Calcul du ferraillage :**

A l'aide du fichier des résultats donné par le SAP2000 portant ; on aura les résultats suivants en [kN] et [kN.m]

Type de poteau		1 <sup>er</sup> , RDC	2, 3, ème étage	4, 5 <sup>ème</sup> étage	6, 7 <sup>ème</sup> étage	8, 9, 10 <sup>ème</sup> étage
		(50 × 50)	(45 × 45)	(40 × 40)	(35 × 35)	(30×30)
Combinaisons 1,35G + 1,5 P 1 <sup>er</sup> cas	<b>N<sub>max</sub></b>	1164.62	827.469	544.65	310.65	130.01
	<b>M<sub>22corr</sub></b>	3.80	4.70	0.6544	2.43	3.72
	<b>M<sub>33corr</sub></b>	6.53	7.91	1.6567	2.47	4.25
	<b>M<sub>33max</sub></b>	47.64	27.996	18.69	10.53	4.17

<b>Combinaisons</b> <b>G + P ± 1,2 E</b>	<b>N<sub>corr</sub></b>	1868.73	1072.428	618.81	334.11	150.78
	<b>M<sub>22max</sub></b>	2.14	5.13	8.82	9.45	7.74
<b>0,8 G ± E</b> <b>2<sup>ème</sup> cas</b>	<b>N<sub>orr</sub></b>	1439.59	810,34	461.17	248.02	113.98
<b>Combinaisons</b> <b>G + P ± 1,2<sup>E</sup></b> <b>0,8 G ± E</b> <b>3<sup>ème</sup> cas</b>	<b>N<sub>min</sub></b>	273.43	29.89	119.77	176.62	39.46
	<b>M<sub>33corr</sub></b>	12.53	14,46	14.10	16.25	10.43
	<b>M<sub>22corr</sub></b>	0.97	8.81	5.74	9.61	2.19
	<b>V<sub>22max</sub></b>	10.73	10.16	15.26	15.34	11.96
	<b>V<sub>33max</sub></b>	2.52	6.15	4.27	6.90	1.72

### Exemple de calcul

#### Poteau 1<sup>er</sup>,(RDC) et sous sol :

$$S = (50 \times 50) \text{ cm}^2$$

On calcul le ferrailage par rapport à l'axe 2 – 2 et l'axe 3 – 3 car il existe deux moments  $M_{22}$  et  $M_{33}$ . ou ferrailage totale symétrique par rapport à ces deux axes.

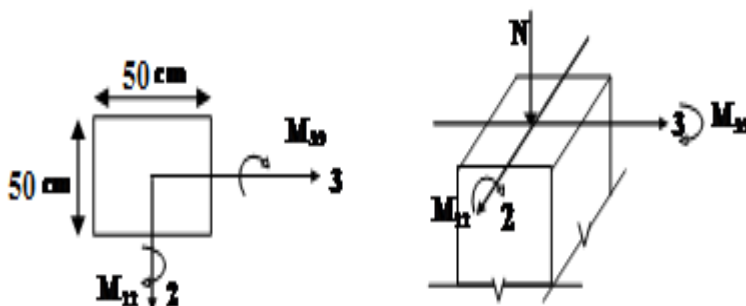


Figure (VI-02):Sollicitations sur les poteaux.

#### 1<sup>er</sup> cas :

##### ELUR : (1,35 G + 1,5 Q)

Les sollicitations prises en compte :

$$N_{\max} = 1164.62 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 3.80 \text{ kN.m}$$

$$M_{33} = 6.53 \text{ kN.m}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} = \frac{6.53}{1164.62} = 5.61 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.56 \text{ cm}$$

$$e_{G22} = \frac{M_{22}}{N} = \frac{3.8}{1164.62} = 3.26 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.33 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$A'_1 = \frac{N' - 100 \cdot \sigma_b \cdot B'}{\sigma_s \cdot 100} = \frac{1164.62 \times 10^3 - 100 \times 14,17 \times 50^2}{348 \times 100}$$

$$A'_1 = -68.33 < 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

**ELSF:**

$$\lambda = \sqrt{12} \cdot \frac{L_f}{b} = 3,46 \times \frac{0,7 \times 362}{50} = 17.54$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{17.54}{35}\right)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,79$$

$$A'_2 = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right]$$

$$B_r = (h - 2)(b - 2) = (50 - 2)(50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 = \frac{1.15}{400} \left[ \frac{1164.62 \times 10^3}{0.79} - \frac{2304 \times 25 \cdot 100}{0.9 \cdot 1.5} \right] \frac{1}{100}$$

$$A'_2 = 80.28 - \text{cm}^2 < 0 \Rightarrow A'_2 = 0 \text{ cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> cas : +Combinaison accidentelle (G + P ± 1.2 E ; 0.8G ± E)**

$$\underline{A} : \begin{cases} M_{33\text{max}} = 47.64 \text{ kN.m} \\ N_{\text{corr}} = 1868.73 \text{ kN} \end{cases}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} = \frac{47.64}{1868.73} = 0.025 \text{ m} = 2.5 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée

$$(0.337h - 0.81c)\sigma_b \cdot b \cdot x \cdot h \rightarrow \textcircled{1} \leq N(d - c) - M_1 \rightarrow \textcircled{2} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$$M_1 = N\left(\frac{h}{2} - c\right) + M = 1868.73 \times 10^3 \left(\frac{50}{2} - 5\right) \times 10^{-2} + 47.64 \times 10^3 = 421386 \text{ N.m}$$

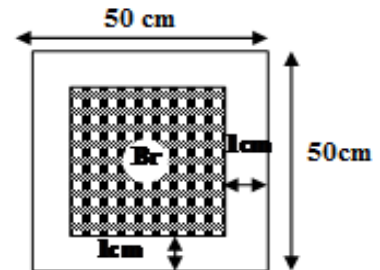


Figure (VI-03): La section réduite du béton.

$$\textcircled{1} \Rightarrow (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,17 \times 50 \times 50 = 453440 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{2} \Rightarrow 1868.73 \times 10^3 (50 - 5) \times 10^{-2} - 421386 = 419542,5 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} > \textcircled{2} \Rightarrow \text{SPC}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{14.17 \times 50 \times 45^2} = \frac{421386}{14.17 \times 50 \times 45^2} = 0.294 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists$$

$$\text{Et } 1000 \varepsilon_s < 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.294}) = 0.447$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.447) = 0,82$$

$$A_{Fs} = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{421386}{400 \times 0.82 \times 45} = 28.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = A_{Fs} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 28.55 - \frac{1868.73 \times 10^3}{100 \times 400} = -18.17 \text{ cm} = 0$$

$$\underline{\mathbf{B:}} \quad \begin{cases} M_{22\max} = 2.14 \text{ kN.m} \\ N_{\text{corr}} = 1439.59 \text{ kN} \end{cases}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{22}}{N} = \frac{2.14}{1439.59} = 0.0014 \text{ m} = 0.14 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée

$$(0.337h - 0.81c)\sigma_b \times b \times h \rightarrow \textcircled{1} \leq N(d - c) - M_1 \rightarrow \textcircled{2} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$$M_1 = N\left(\frac{h}{2} - c\right) + M = 1439.59 \times 10^3 \left(\frac{50}{2} - 5\right) \times 10^{-2} + 2.14 \times 10^3 = 290058 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} \Rightarrow (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,17 \times 50 \times 50 = 453440 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{2} \Rightarrow 1439.59 \times 10^3 (50 - 5) \times 10^{-2} - 290058 = 357757.5 \text{ N.m}$$

① > ② ⇒ SPC

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{14.17 \times 50 \times 45^2} = \frac{290058}{14.17 \times 50 \times 45^2} = 0.202 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Et } 1000 \varepsilon_s < 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.202}) = 0.285$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.285) = 0.886$$

$$A_{Fs} = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{290058}{400 \times 0.886 \times 45} = 18.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = A_{Fs} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 18.19 - \frac{1439.59 \times 10^3}{100 \times 400} = -17.80 \text{ cm} = 0$$

$$A_2 = \max(a, b) = \max(0; 0) = 0 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\mathbf{A}}: \begin{cases} N_{\min} = 273.43 \text{ KN} \\ M_{33\text{corr}} = 12.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} = \frac{12.53}{273.43} = 0.046 \text{ m} = 4.6 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée

$(0.337h - 0.81c)\sigma_b \times b \times h \rightarrow \text{①} \leq N(d - c) - M_1 \rightarrow \text{②} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée

$$M_1 = N\left(\frac{h}{2} - c\right) + M = 273.43 \times 10^3 \left(\frac{50}{2} - 5\right) \times 10^{-2} + 12.53 \times 10^3 = 67216 \text{ N.m}$$

$$\text{①} \Rightarrow (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,17 \times 50 \times 50 = 453440 \text{ N.m}$$

$$\text{②} \Rightarrow 273.43 \times 10^3 (50 - 5) \times 10^{-2} - 67216 = 135573 \text{ N.m}$$

① > ② ⇒ SPC

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{14.17 \times 50 \times 45^2} = \frac{67216}{14.17 \times 50 \times 45^2} = 0.047 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists$$

$$\text{Et } 1000 \varepsilon_s < 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.060$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.06) = 0.976$$

$$A_{Fs} = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{67216}{400 \times 0.976 \times 45} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = A_{Fs} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 3.85 - \frac{273.43 \times 10^3}{100 \times 400} = -2,99 \text{ cm} \Rightarrow A_{Fc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{B}: \begin{cases} N_{\min} = 273.43 \text{ kN} \\ M_{22\text{corr}} = 0.97 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{22}}{N} = \frac{0.97}{273.43} = 0.0035 \text{ m} = 0.35 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée

$(0.337h - 0.81c)\sigma_b \times b \times h \rightarrow \textcircled{1} \leq N(d - c) - M_1 \rightarrow \textcircled{2} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée

$$M_1 = N\left(\frac{h}{2} - c\right) + M = 273.43 \times 10^3 \left(\frac{50}{2} - 5\right) \times 10^{-2} + 0.97 \times 10^3 = 55656 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} \Rightarrow (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,17 \times 50 \times 50 = 453440 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{2} \Rightarrow 273.43 \times 10^3 (50 - 5) \times 10^{-2} - 55656 = 67387,5 \text{ N.m}$$

$\textcircled{1} > \textcircled{2} \Rightarrow$  SPC

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{14.17 \times 50 \times 50^2} = \frac{55656}{14.17 \times 50 \times 45^2} = 0.031 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ il existe}$$

$$\text{Et } 1000 \varepsilon_s < 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.039$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.032) = 0.98$$

$$A_{Fs} = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{55656}{400 \times 0.98 \times 45} = 3.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = A_{Fs} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 3.16 - \frac{273.43 \times 10^3}{100 \times 400} = -3.68 \text{ cm} \Rightarrow A_{Fc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = \max(a, b) = (0; 0) = 0 \text{ cm}^2$$

### **Armatures minimales :**

1. Suivant les règles BAEL 91 :

$$A_{1 \min} = \max(0,2 \times b \cdot h / 100 ; 4 \text{ cm}^2) = \max(5 ; 4) \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \min} = 5 \text{ cm}^2$$

2. Suivant RPA 99 version 2003 :

$$A_{2 \min} = 0,80 \% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{2 \min} = 0,80 \% \cdot 50 \cdot 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} = \max(A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{1 \min} ; A_{2 \min}) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(0 ; 0 ; 0 ; 5 ; 20), \quad A_{\max} = 20 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptée pour les poteaux (50×50) cm<sup>2</sup> : A = 20 cm<sup>2</sup>

Choix : 4T20+4T16 → A = 20.60 cm<sup>2</sup>

### **C. Vérification de l'effet tranchant :**

**T<sub>u max</sub> = 10.73 KN** (résultat donné par SAP2000)

La vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{10.73 \times 10^3 [\text{N}]}{0.50 \times 0.45} \Rightarrow \tau_u = 0.047 \text{ MPa}$$

**τ<sub>u</sub>**: la contrainte de cisaillement.

**T<sub>u</sub>**: l'effort tranchant.

**b:** largeur de la section est égale = 50 cm  
**d:** la distance entre la fibre supérieure et les armatures inférieures.

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u < \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times 25 = 3.25; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

Donc:  $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  d'après le calcul de l'effort tranchant la condition de cisaillement est vérifiée.

**Détermination des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \geq \varnothing_{\max} \Rightarrow \varnothing_t \geq \frac{1}{3} \cdot 20 = 6.67 \text{ mm}$$

On prend  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

**Espacement des armatures transversales :**

**1. Suivant les règles BAEL 91 :**

$$St = \min (15 \varnothing_{\min} ; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

$$= \min (15 \times 1,6 ; 40 \text{ cm} ; b+10 \text{ cm}) = \min(10 ; 40 ; 15\text{cm}) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :  $St \leq 15 \varnothing_{L\min} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$   $St = 15 \text{ cm}$

**Détermination de la zone nodale :** (RPA 99 version 2003)

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max \left( \frac{408}{6} ; 25 ; 25 ; 60 \right) \text{ cm} = 68 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} h' = 70 \text{ cm} \\ L' = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

**Recouvrement les barres longitudinales :**

$$L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

On prend  $L_R = 80 \text{ cm}$ .

**Remarque :**

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment

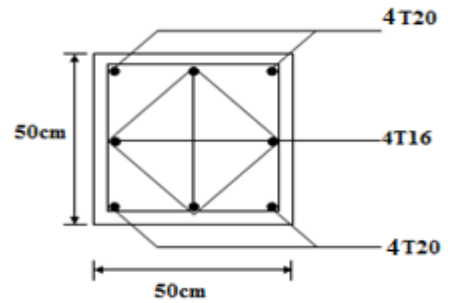


Figure (VI-4) : disposition des armatures

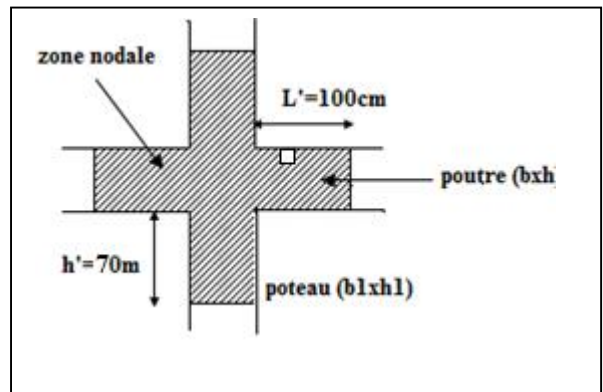


Figure (VI-05) : disposition de la zone nodale

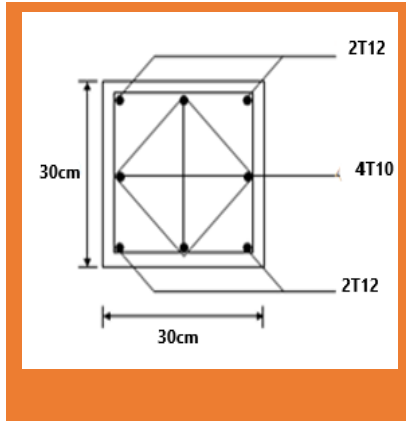


Type	Niveau	Sections des poteaux	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Les barres choisies	Section corresp. (cm <sup>2</sup> )	Longueur de recouvrement (cm)
01	RDC 1 <sup>er</sup> étage	(50 × 50)	20	4T20 + 4T16	20,60	80
02	2 <sup>ème</sup> étage 3 <sup>ème</sup> étage	(45 × 45)	16,2	4T20 + 4T12	17,08	80
03	4 <sup>ème</sup> étage 5 <sup>ème</sup> étage	(40 × 40)	12,5	4T16 + 4T12	12,56	70
04	6 <sup>ème</sup> étage 7 <sup>ème</sup> étage	(35 × 35)	9,8	4T14 + 4T12	10,67	60
05	8 <sup>ème</sup> étage 9 <sup>ème</sup> étage 10 <sup>ème</sup> étage	(30×30)	7,2	4T12+4T10	7,66	60

Tableau (VI-01) : Tableau récapitulatif ferraillage des poteaux

**Tableau de ferraillage :**

Ferraillage de poteau (45x45)	Ferraillage de poteau (40x40)	Ferraillage de poteau (35x35)
<p>Ferraillage de poteau (30x30)</p>		



### VII-3)-Ferrailage des poutres :

On a 2 types de poutres à étudier :

- ✓ Poutre principale (45 × 35)
- ✓ Poutre secondaire (30 × 35)

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99 en zone II.

1. Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en section.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de :
  - ✓ 4 % en zone courante
  - ✓ 6 % en zone de recouvrement

La longueur de recouvrement minimale est de :

- ✓  $40 \varnothing$  en zone II

Vu que les efforts normaux sont nuls, les poutres seront calculées en flexion simple.

### Calcul du ferrailage :

#### Détermination des efforts :

Les combinaisons prises en compte :

**Situation durable et transaction :**

ELUR : 1,35 G + 1,5 P

ELS: G + P

**Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + P \pm E \end{cases}$$

A l'aide du fichier des résultants donnée par le SAP 2000 portant le nom Ah-mus SBD on aura les résultants suivants :

Type	ELU		ELS		Accidentelle G + P ± E 0.8G± E	Effort tranchant(KN )
	M <sub>t</sub> (kN.m )	M <sub>a</sub> (kN.m )	M <sub>t</sub> ((kN.m )	M <sub>a</sub> (kN.m )	M <sub>a acc</sub> (kN.m )	
Poutre principale	116.81	121.08	85.36	87.72	144.51	156.86
Poutre secondaire	82.05	83.60	53.33	60.78	102.15	117.82

Tableau (VI-02) : Sollicitations des poutres

**Poutre principale (45 × 35) cm<sup>2</sup>**

**En travée :**

**ELUR :**

M<sub>tu</sub> = 116.61 kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{116610}{14.17 \times 35 \times 40.5^2} = 0,14$$

μ < μ<sub>l</sub> → S.S.A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

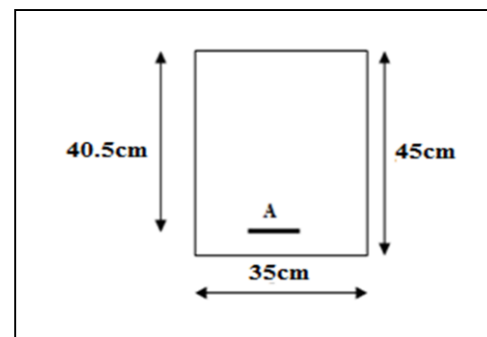


Figure (VI-06) : section de calcul

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.14}) = 0.189$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.189) = 0.924$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{116610}{348 \times 0.924 \times 40.5} = 8,95 \text{ cm}^2$$

**ELS :**

$$M_{t \text{ ser}} = 85.36 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  il n'est pas nécessaire de vérifier le contrainte de l'acier ( $\sigma_s$ )

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{116.61}{85.36} = 1.37$$

Vérification de  $\sigma_b$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$$

Avec :

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0.19 < 0.435 \dots \dots \dots C.V$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

**Condition de non fragilité :**

$$A_{l \text{ min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.71 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL91)}$$

$$A_{2 \text{ min}} = 0,5 \% \times b \times d = 0,005 \times 35 \times 40.5 = 7.09 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max (8.95; 1,71 ; 7.09) = 8.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 6T14 \rightarrow A = 9.23 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

**ELUR :**

$$M_{tu} = 121.08 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

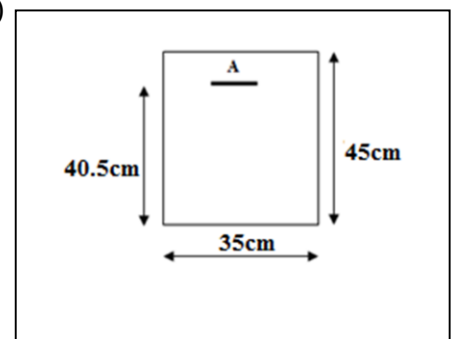


Figure (VI-07) : section de calcul

$$b = 0,35 \text{ m} \quad h = 0,40 \text{ m} \quad d = 0,9 \times 0,45 = 0,36 \text{ m} \quad \mu_1 = 0,392$$

Si  $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$  Section simplement armée.

Si  $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$  Section doublement armée.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{121080}{14,17 \times 35 \times 40,5^2} = 0,14$$

$$\mu = 0,14 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \text{ S.S.A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,14}) = 0,19$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,19) = 0,924$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{121080}{348 \times 0,924 \times 40,5} = 9,29 \text{ cm}^2$$

### **ELS :**

$$M_{a \text{ ser}} = 87,72 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  il n'est pas nécessaire

De vérifier le contrainte de l'acier ( $\sigma_s$ )

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{121,08}{87,72} = 1,38$$

Vérification de  $\sigma_b$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$$

Avec :

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,19 < 0,44 \dots \dots \dots \text{ C. V}$$

$\Rightarrow$  Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton  $\sigma_b$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

### **Cas accidentel :**

$$M_{a \text{ acc}} = 144,51 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{144510}{14.17 \times 35 \times 40.5^2} = 0.114$$

$$\mu < \mu_l \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.114}) = 0.152$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.152) = 0.939$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{144510}{400 \times 0.939 \times 40.5} = 9.50 \text{ cm}^2$$

### **Condition de non fragilité :**

$$A_{l \min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.71 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL91)}$$

$$A_{2 \min} = 0.5 \% \times b \times d = 0.005 \times 35 \times 40.5 = 7.09 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max(9.50 ; 1.71 ; 7.09) = 9.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T16 + 3T14 \rightarrow A = 10.65 \text{ cm}^2$$

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

$$T_{\max} = 156.86 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{156860}{35 \times 40.5 \times 100} = 1.11 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

### **Détermination des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min\left(\varnothing_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(12 ; \frac{450}{35} ; \frac{350}{10}\right)$$

$$\varnothing_t \leq \min(12 ; 12.86 ; 35) \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq 12 \text{ mm} \quad \text{on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 4\varnothing_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0.3f_{c28})} = \frac{2.01 \times 400}{35(1.03 - 0.3 \times 25)} = 3.59$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(36.45 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 36.45 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 35} = 57.43 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow S_t = 3.59 \text{ cm}$$

**D'après le RPA 99 :**

$$1. \text{ En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 8\right) = \min(11.25; 9.6) \Rightarrow S_t = 9.6 \text{ cm}$$

$$2. \text{ En zone courante : } S_t \leq \left(\frac{h}{4} = \frac{45}{2}\right) = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**Vérification des armatures selon le RPA99 :  $A_t = 0.003 S_t \times b$** 

$$1. \text{ En zone nodale : } A_t = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$2. \text{ en zone courante : } A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Longueur de recouvrement : } L_R = 40 \phi_{\max} = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

On prend  $L_R = 60 \text{ cm}$

**Poutre secondaire (35x30) :****En travée :**

$$M_{tu} = 82.05 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{82050}{14.17 \times 30 \times 30^2} = 0.214$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.214}) = 0.305$$

$$\beta = (1 - 0.2\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.305) = 0.939$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{82050}{348 \times 0.939 \times 30} = 1.31 \text{ cm}^2$$

**ELS :**

$$M_{t_{ser}} = 53.33 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  il n'est pas nécessaire

De vérifier le contrainte de l'acier ( $\sigma_s$ )

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{83.05}{53.33} = 1.56$$

Vérification de  $\sigma_b$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} > \alpha$$

Avec :

$$\frac{1.56 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.53$$

$$\alpha = 0.305 < 0.53 \dots \dots \dots C.V$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

**Condition de non fragilité :**

$$A_{l_{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL91)}$$

$$A_{2min} = 0,5 \% \times b \times d = 0,005 \times 35 \times 31.5 = 4.73 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{adop} = \max (1.31 ; 1.14 ; 4.73) = 4.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5T12 \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2$$

**En appuis :****ELUR :**

$$M_{au} = 83.60 \text{ KN.m}$$



$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{83600}{14.17 \times 30 \times 30^2} = 0.218$$

$$\mu < \mu_l \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.218}) = 0.311$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.311) = 0.877$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{83600}{348 \times 0.877 \times 30} = 9.13 \text{ cm}^2$$

**ELS :**

$$M_{a \text{ ser}} = 60.78 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de l'acier ( $\sigma_s$ )

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{83.60}{60.78} = 1.375$$

Vérification de  $\sigma_b$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$$

Avec :

$$\frac{1.375 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.311 < 0.436 \dots \dots \dots C.V$$

$\Rightarrow$  il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton  $\sigma_b$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

**Cas accidentel :**

$$M_{a \text{ acc}} = 102.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{102150}{14.17 \times 30 \times 30^2} = 0.267$$

$$\mu < \mu_l \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.267}) = 0.397$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.397) = 0.841$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{102150}{400 \times 0.841 \times 30} = 10.12 \text{cm}^2$$

### **Condition de non fragilité :**

$$A_{l \min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.141 \text{cm}^2 \text{ (BAEL91)}$$

$$A_{2 \min} = 0,5 \% \times b \times d = 0,005 \times 30 \times 31.5 = 4.73 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max (9.13; 10.12 ; 1.14 ; 4.73) = 10.12 \text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3\text{T}16 + 3\text{T}14 \rightarrow A = 10.65 \text{cm}^2$$

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

$$T_{\max} = 117.82 \text{kN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{117820}{30 \times 30 \times 100} = 1.31 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} \leq \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

### **Détermination des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min \left( \varnothing_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left( 12 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min (12 ; 10 ; 30) \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq 10 \text{ mm} \quad \text{on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

### **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{0.8.A_t.f_e}{0.4.b} = \frac{0.8 \times 2.01 \times 400}{25(2.40 - 0.25 \times 2.1)} = -3.767 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t.f_e}{0.4.b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 25} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

**D'après le RPA 99 :**

3. En zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \left(\frac{35}{4}; 12 \times 8\right) = 8.75 \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

4. En zone courante :  $S_t \leq \left(\frac{h}{4} = \frac{35}{2}\right) = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

**Vérification des armatures selon le RPA99 :  $A_t = 0,003 S_t \times b$**

3. En zone nodale :  $A_t = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

4. en zone courante :  $A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Longueur de recouvrement :  $L_R = 40 \phi_{\max} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

On prend  $L_R = 50 \text{ cm}$

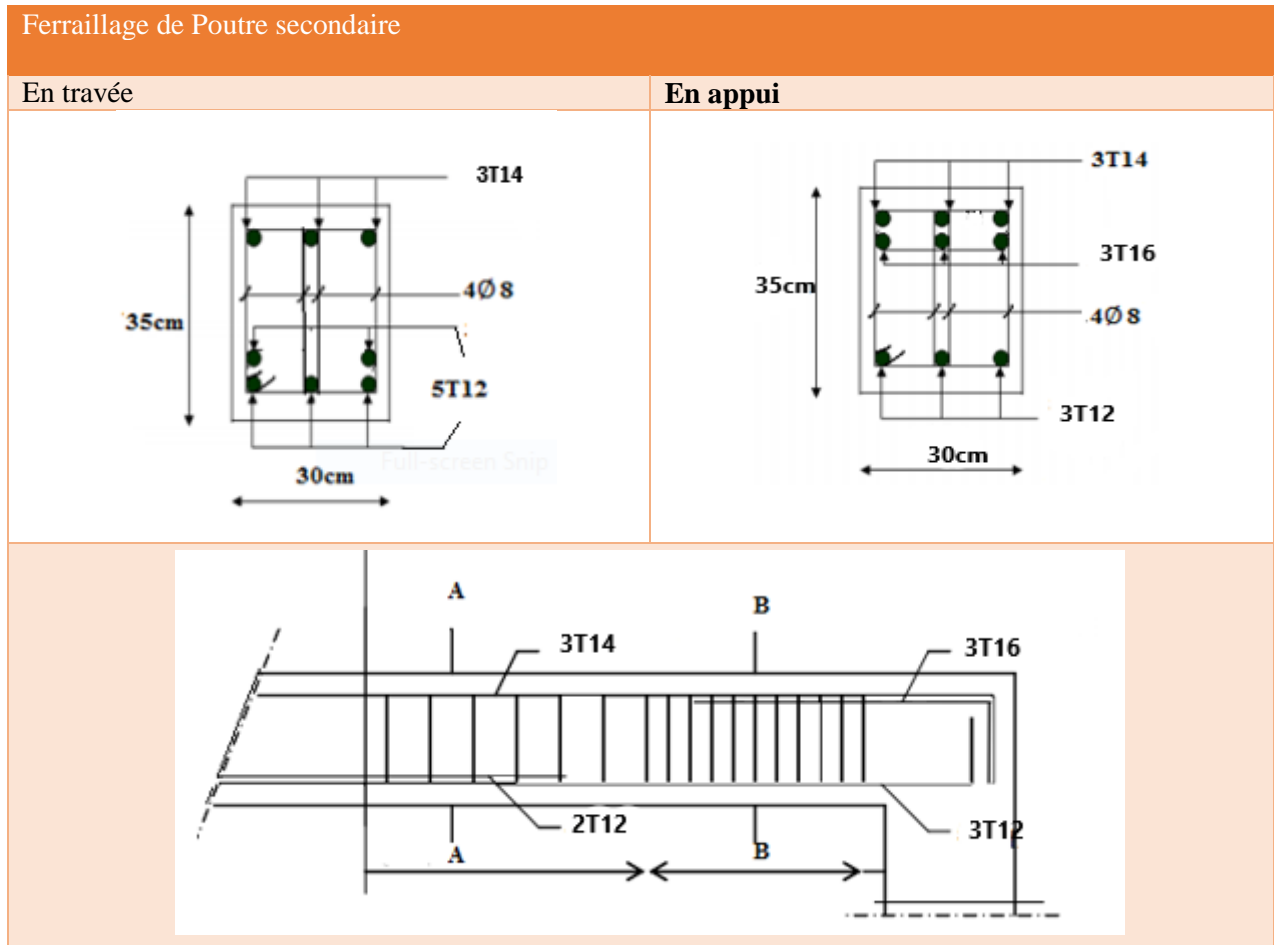
<b>Ferraillage des poutres</b>					
		<b><u>Poutre principale</u></b>		<b><u>Poutre secondaire</u></b>	
		<b><u>Travée</u></b>	<b><u>Appui</u></b>	<b><u>Travée</u></b>	<b><u>Appui</u></b>
<b><u>ELU</u></b>	$\mu_u$	0,14	0,14	0,214	0,218
	$\alpha$	0,189	0,19	0,305	0,311
	$\beta$ [m]	0,924	0,924	0,939	0,877
	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	8.95	9.29	1,31	9.13
	$T$ [kN]	156.86		117,82	
<b><u>ELS</u></b>	$\gamma$	1,37	1,38	1,56	1,38
	$A_{\min1}$ [cm <sup>2</sup> ]	1,71	1,71	1.14	1.14
	$A_{\min2}$ [cm <sup>2</sup> ]	7.09	4.73	4.73	3,35
	$A_{\text{adopté}}$	9.23	10.65	5.65	10.65

Longueur de recouvrement (cm)	60	60	50	50
Les choix	6T14	3T16+3T14	5T12	3T16+3T14

Tableau VI-3: Ferraillage des poutres

**Tableau de ferraillage :**

Ferraillage de Poutre Principale	
En travée	En appui



#### VI-4) Étude des voiles

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant 14 m de hauteur dans la zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1)  $1.35G + 1.5Q$
- 2)  $G+Q \pm E$

3)  $0.8G \pm E$

Pourquoi on utilise les murs voiles ?

Les murs voiles sont couramment utilisés dans les édifices élancés en béton armé, compte tenu de leur comportement, considéré grande rigidité en plan contribue à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs.

#### VI-4-1) -Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
  - Globalement dans la section du voile 0.15%.
  - En zone courante 0.10%.
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :  $L_r = 50\Phi$

##### (1)Vérification du pourcentage d'armature :

Selon RPA99version 2003, le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- 0.2 %, section verticale.
- 0.15 % globalement dans la section du voile, section horizontale et verticale.
- 0.10 %en zone courante, section verticale et horizontale.

Concernant les armatures transversales (de cerces), elles sont calculées d'après la formule suivant :  $= A_2$

- D'après leRPA99, la section minimale d'armature :  $= 0.15\% b. h$
- D'après le BAEL91, la section minimale d'armature :  $A_{min} = 0.5\% bh$

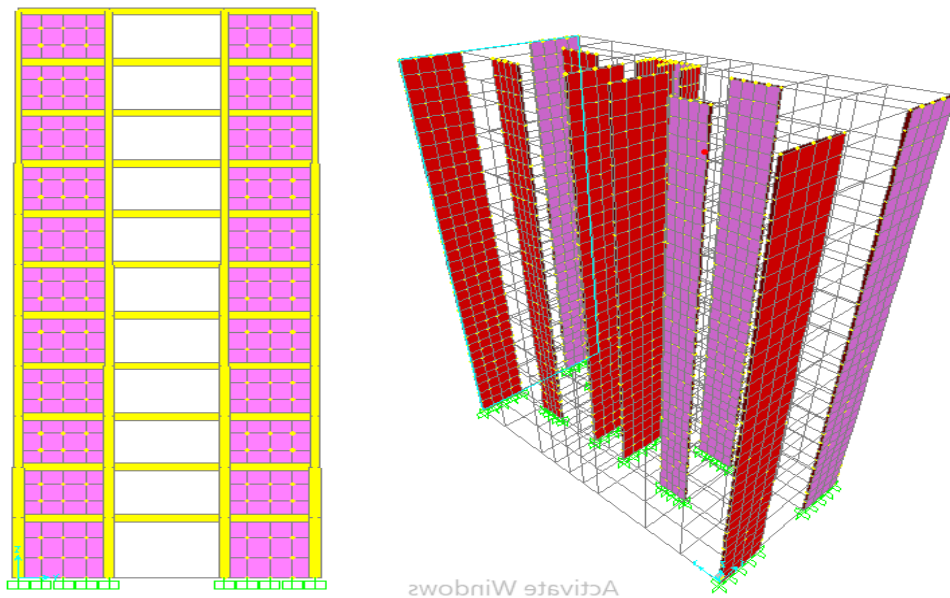


Figure VI- 8: Disposition des voiles.

Le tableau ses dessous représentée les sollicitations obtenues dans le sap2000:

Niveau	Combinaisons	F <sub>11</sub> [kN]	M <sub>22</sub> (kN.m)	F <sub>22</sub> [kN]	M <sub>11</sub> (kN.m)	V <sub>13</sub> (kN)
RDC	1,35G+1,5 Q	113,65	11,62	584,86	58,12	83,69
+dernier Niveau	0.8G±E	120,62	14,48	603,08	72,39	//
	G+Q+±E	136,73	16,71	683,63	83,58	//

Tableau VI- 4: Les sollicitations obtenues par le sap2000.

### • Calcul des armatures des voiles :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande 1m de section (0,20m\*1ml) pour tous les étages courants.

Les armatures sont constituées de deux nappes :

#### ❖ Verticalement :

$$M=83,58 \text{ KN.m} \quad ; \quad N=683,63 \text{ kN}$$

$$h = 1 \text{ m} , d = 0,9 * h = 0,9 \text{ m} , b = 0,20 \text{ m}$$

$$d' = 0.1 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{83,58}{683,63} = 0,122 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,5 \text{ m}$$

e : le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante

$$N_U(d - d') - M_A > (0,337h - 0,81 * d')b * h * \sigma_b \dots \dots \dots (1)$$

$$M_A = M + N * \left(d - \frac{h}{2}\right) = 357,03 \text{ KN.m}$$

$$(1) \Rightarrow N(d - d') - M_A = 189,87 < (0,337 * h - 0,81 * d') * b * h * \sigma_b = 652,95 \text{ KN.m}$$

(1) SPC: Donc la section sera calcul à la flexion simple avec un moment MA par rapport à l'armature tendue.

#### (2)Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b * b * d^2} = 0,156 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,213$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0,915$$

$$A_u = \frac{M_A}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{357030}{348 \times 0,915 \times 90} = 12,46 \text{ cm}^2$$

Minimum de RPA99version2003:[2]

✓ **Ferrailage vertical :**

$$A_{min} = 0,0015 * b * h = 0,0015 * 20 * 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{max} = (A ; A_{min}) = 12,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (E_p = 20 \text{ cm})$$

**Espacement exigé par le R.P.A 99[2]:**

**D'après RPA99[2] on a :**

$S \leq (10 \text{ cm})$  zone nodale ,  $S \leq (15 \text{ cm})$  zone courant

On prend :  $S = 8 \text{ cm}$  (zone nodale)

$S = 15 \text{ cm}$  (zone courante)

Le choix : «Ast⇒5T12+7T12» de section 13,57 cm<sup>2</sup>/ml.

❖ **Horizontalement:**

$M = 16,71 \text{ KN.m}$  ;  $N = 136,73 \text{ kN}$

$h = 1 \text{ m}$  ,  $d = 0,9 * h = 0,9 \text{ m}$  ,  $b = 0,20 \text{ m}$

$d' = 0.1 \text{ m}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16,71}{136,73} = 0,122 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,5 \text{ m}$$

$e$  : le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante

$$N_U(d - d') - M_A > (0,337h - 0,81 * d')b * h * \sigma_b \dots \dots \dots (1)$$

$$M_A = M + N * \left(d - \frac{h}{2}\right) = 71,40 \text{ KN.m}$$

$$(1) \Rightarrow N(d - d') - M_A = 92,67 < (0,337 * h - 0,81 * d') * b * h * \sigma_b = 652,95 \text{ KN.m}$$

(2) SPC: Donc la section sera calcul à la flexion simple avec un moment MA par rapport à l'armature tendue.

**(3) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b * b * d^2} = 0,031 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_u = \frac{M_A}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{71400}{348 \times 0,984 \times 90} = 2,32 \text{ cm}^2$$



**Minimum de RPA99version2003:**✓ **Sections minimales :**

$$A_{min} = 0,0015 * b * h = 0,0015 * 20 * 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{max} = (A ; A_{min}) = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (E_p = 20 \text{ cm})$$

**L'espacement : selon BAEL99 et RPA2003**

$S \leq (10 \text{ cm})$  zone nodale ,  $S \leq (15 \text{ cm})$  zone courant

On prend :  $S = 10 \text{ cm}$  (zone nodale)

$S = 15 \text{ cm}$  (zone courante)

Le choix : «Ast⇒5T12» de section  $5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

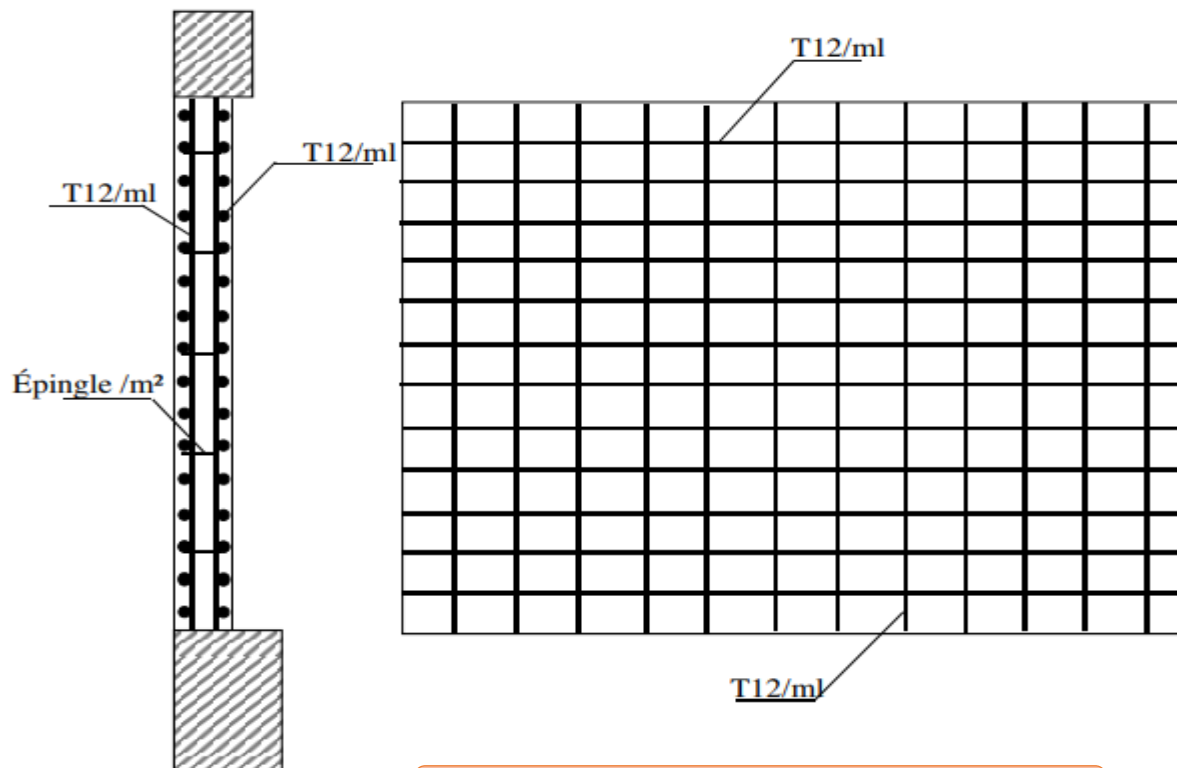


Figure VI.9 : schéma de ferrailage de voile

**CHAPITRE VII:**

***Etude de l'infrastructure***

**VII-1)- Introduction :**

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles : - Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure. - Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

**A-Classifications des Fondations :**

Il existe plusieurs types de fondations :

**1-Fondations Superficielles :**

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

**2-Fondations Profondes :**

- Fondations sur puits (semi profondes).
- fondations sur pieux (profondes).

**3- Fondations Spéciales :**

- fondation avec sous pression d'eau.
- fondation en terrain instable.
- fondation anti-vibratile.

**B-Choix de Type de Fondation :**

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée
- Semelle filante.
- Radier général.

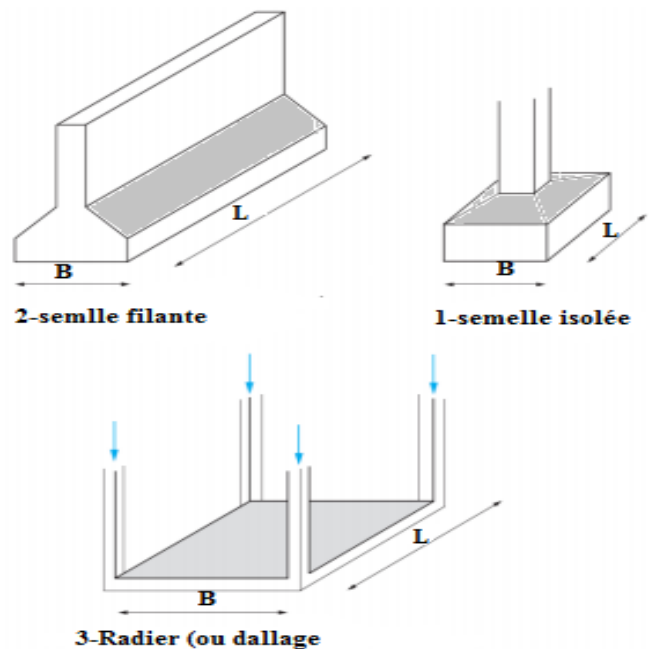


Figure (VII-01) : type de fondation superficielle

**VII-2)-Calcul des fondations :**

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

$\sigma_{\text{sol}}$ : Contrainte du sol.

$S$  : Surface de la fondation.

$N$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poteau	N (kN)	poteau	N (kN)
1	132.237	18	1325.282
2	134.139	19	1337.989
3	922.957	20	1348.325
4	950.858	21	1414.427
5	966.346	22	1418.857
6	991.695	23	1503.024
7	1016.053	24	1518.162
8	1072.829	25	1524.408
9	1085.381	26	1525.7
10	1090.162	27	1530.819
11	1096.053	28	1534.647
12	1229.496	29	1543.434
13	1236.074	30	1577.928
14	1251.704	31	1591.912
15	1263.183	32	1652.358
16	1271.102	33	1684.227
17	1824.077	34	1837.46

Tableau VII- 1: Effort normal appliqué sur les

**VII-2-1)-Choix du type de fondation****1- Calcul des semelles isolées :****➤ Pré dimensionnement :**

- Pour  $\sigma_{sol}=1.5 \text{ bar}$ .

**Semelle S<sub>1</sub> (semelle de rive):**

$$N = 1543,43 \text{ kN} \begin{cases} M_{XX} = 6,095 \text{ kN.m} \\ M_{YY} = 2,73 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \begin{cases} A.B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

On a :  $a=b=50 \text{ cm}$  donc  $A=B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1543,43 \times 10^{-2}}{1.5}} = 3,21 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq 321 \text{ cm}$$

On prend  $B = 400 \text{ cm}$

**Semelle S<sub>2</sub> : (semelle de centre)**

$$N = 1837,46 \text{ kN} \begin{cases} M_{YY} = 2,935 \text{ kN.m} \\ M_{xx} = 0,582 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \begin{cases} A.B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

On a :  $a=b=50 \text{ cm}$  donc  $A=B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1837,46 \times 10^{-2}}{1.5}} = 3,49 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq 349 \text{ cm}$$

On prend  $B = 350 \text{ cm}$

**Semelle S<sub>3</sub>**: (semelle d'intermédiaire)

$$N = 1325,282 \text{ kN} \begin{cases} M_{YY} = 2,65 \text{ kN.m} \\ M_{xx} = 5,472 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

On a :  $a=b=50 \text{ cm}$  donc  $A=B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1325,282 \times 10^{-2}}{1.5}} = 2,97 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq 297 \text{ cm}$$

On prend  $B = 300 \text{ cm}$

**Conclusion :**

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

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

$S_s$ : Section des semelles filantes.

$S_b$ : Section du bâtiment

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

**2-Semelles filantes :**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_a}$$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

$S_s = B \times L$  ( section des semelles filantes )

**B:** Largeur de la semelle.

**L:** Longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

**Avec :**

$N = \sum N_i$

$N_i$  : Effort normal provenant du poteau.

La surface totale des semelles est donné par :  $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Files	N(kN)	L(m)	B(m)	S(m <sup>2</sup> )
1	736.081	3	1,64	4,91
2	660.425	3.95	1,11	4,40
3	587.159	2.3	1,70	3,91
4	310.862	1.35	1,54	2,07
5	304.938	1.65	1,23	2,03
				<b>17,32</b>

Tableau VII- 2: les dimensions des semelles filantes

**Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

Surface de bâtiment:  $S_b = 352.79m^2$

$$\frac{S_s}{S_B} = \frac{350}{352.79} = 99\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont : -

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

**3-Radier générale:****Introduction:**

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus ( nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

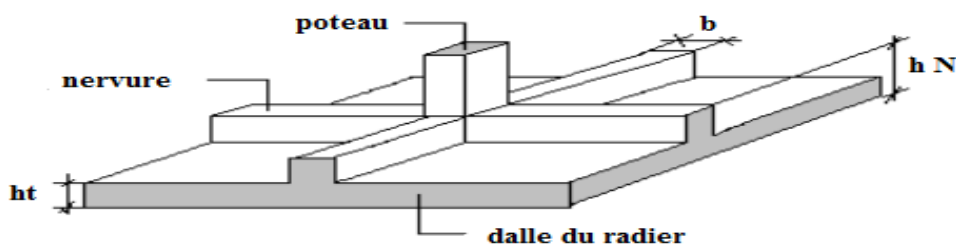


Figure (VII-02) :Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux



**VII-3)-Etude de radier :**

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

La surface totale d'un radier est :  $352.79\text{m}^2$

**VII-3-1)-Pré-dimensionnement du radier :**

Il consiste à déterminer la hauteur du radier pour résister aux efforts apportés par la superstructure et l'effort de sous-pression.

Cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- Condition forfaitaire
- Condition de rigidité
- Condition de non cisaillement
- Condition de non poinçonnement

**a) Selon la condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

**h** : épaisseur du radier

**L<sub>max</sub>** : distance entre deux voiles successifs

$$L_{\max} = 5,05 \text{ m} \Rightarrow \frac{555}{8} \leq h \leq \frac{555}{5} \Rightarrow 63,13 \leq h \leq 101$$

On prend :  $h = 80 \text{ cm}$

**Vérification au non poinçonnement** : Selon [BAEL 91 révisée 99] (Art A.5.2.42)

Il s'agit de vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**U<sub>c</sub>**: Périmètre du contour

**h** : Epaisseur du radier.

**μ<sub>c</sub>** : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

On a : a =50cm ; b=50cm (section du Poteau le plus sollicité).

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_R) = 2(0.50 + 0.50 + 1) = 4m$$

Nu : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité (Nu = 1868.726 KN).

h<sub>R</sub>=80 cm et f<sub>c28</sub>=30MPa. (Solution de ce cas)

$$1.868726MN \leq 0.045 \times 5.2 \times 0.8 \times \frac{30}{1.5} = 3.744MN \dots \dots \dots CV$$

**b) Condition de rigidité :**

On utilise un radier rigide  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E.I}{K.b}}$

L : est la plus grande portée entre deux poteaux

L<sub>e</sub> : Longueur élastique (m)

K : coefficient de rigidité du sol, rapporté à l'unité de surface. **K = 40 MPa**(HENRY Thonier)

Conception et calcul des structures de bâtiment (Tableau de page 305)

- K=0,5[kg/cm<sup>3</sup> ]..... pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm<sup>3</sup>] .....pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm<sup>3</sup>]..... pour un très bon sol.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (**b=1m**)

E : module Le module de Young: **E = 3,216 × 10<sup>4</sup>MPa**

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.55}{3.14}\right)^4 \cdot \frac{40}{3.216 \times 10^4}} = 44 \text{ cm}$$

**Condition de non cisaillement :**

Pour le panneau le plus défavorable on a :

$$L_y = 5,05 \text{ m} \quad L_x = 4,74 \text{ m}$$

On sait que :

$$\tau_u^{\max} = \frac{T}{dxb} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_s}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u}{0.9 \times h \times b} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow h \geq \frac{T_u}{0.9 \times \bar{\tau}_u \times b}$$

Avec :  $T = \max (T(x) ; T(y)) = 93.533 \text{ kN}$

$$\Rightarrow h \geq 0,042 \text{ m}$$

Le radier sera étudié comme un plancher renversé comportant un système de poutres (nervures) avec une hauteur égale à  $\frac{L}{10}$  et une dalle pleine d'épaisseur égale à  $\frac{L}{20}$

L : la plus grande portée entre axes des poteaux

**Hauteur de la nervure :**

$$h > \frac{L}{10} = \frac{505}{10} = 50,5\text{cm}$$

On prendra une épaisseur  $h_n = 80 \text{ cm}$ .

**Epaisseur de la dalle :**

$$h > \frac{L}{20} = \frac{505}{20} = 25,25\text{cm}$$

On prendra une épaisseur  $h_{\text{dalle rad}} = 35\text{cm}$

**Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :**

On doit vérifier :

$$w \geq \delta \cdot \gamma \cdot h \cdot S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier :  $W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} + W_N$

$$W = 47311,15 + (25 \times 385,18 \times 0,35) + (25 \times 0,45 \times 0,8 \times 212,42) = 52593,26 \text{ KN}$$

$\delta$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\delta = 1.5$ ).

$\gamma$ : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 1\text{t/m}^3$ ).

h : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 2 \text{ m}$ ).

Sr : Surface du radier ( $S_r = 385,18 \text{ m}^2$ )

$$\delta \gamma h S_r = 1,5 \times 1000 \times 2 \times 385,18 = 11555,4 \text{ KN}$$

Donc ;  $\delta \gamma h S_r < W$ ..... Vérifier

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

**Vérification des contraintes sous radier:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

v : coordonnées de centre de gravité du radier.

**a-Situation durable et transitoire :****- ELU :****Sens x-x :**

$$\sigma_{1.2} = \left[ \frac{20729,04}{385,18} \pm \frac{17,918}{23451,56} \cdot 45 \right] 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,538 \text{bars}$$

$$\sigma_2 = 0,538 \text{bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,395 + 0,395}{4} = 0,727 \text{bars}$$

**Sens y-y :**

$$\sigma_{1.2} = \left[ \frac{20729,04}{385,18} \pm \frac{65,490}{6517,93} \cdot 45 \right] 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,543 \text{bars}$$

$$\sigma_2 = 0,538 \text{bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,395 + 0,395}{4} = 0,542 \text{bars}$$

**- ELS :****Sens x-x :**

$$\sigma_{1.2} = \left[ \frac{20729,04}{385,18} \pm \frac{13,085}{23451,56} \cdot 45 \right] 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,538 \text{bars}$$

$$\sigma_2 = 0,538 \text{bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,287 + 0,287}{4} = 0,538 \text{bars}$$

**Sens v-v :**

$$\sigma_{1.2} = \left[ \frac{15062,94}{385,18} \pm \frac{48,83}{6517,93} \cdot 45 \right] 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,394 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 0,391 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,394 + 0,391}{4} = 0,393 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bar} > \max(\sigma_1; \sigma_2; \sigma_m) = 0,393 \text{ bars}$$

**VII-3-2)-Ferrailage du radier :**

- ✓ Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux.
- ✓ Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferrailage pour tous les panneaux du radier, en considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.
- ✓ Le panneau sera calculé comme simplement appuyé sur ses quatre cotés et sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatiques en travées et sur appuis.

**Evaluation des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N}{S} \cdot 1$$

N : L'effort total de la structure pour la combinaison la plus défavorable.

$$\text{Donc : } Q_u = \frac{65319,99 \times 1}{385,18} = 169,58 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = \frac{47843,75}{385,18} = 124,21 \text{ KN/ml}$$

G<sub>0</sub> le poids propre du radier.

G<sub>1</sub> : le poids propre de la nervure.

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35(G_0 + G_1) = 169,58 + 1,35(7,5 + 15) = 199,96 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + 1,35(G_0 + G_1) = 124,21 + 1,35(7,5 + 15) = 154,59 \text{ KN}$$

$$0,4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y M_x \quad ; \quad L_x = 4,24 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4,55 \text{ m}$$

Avec  $\mu_x$  et  $\mu_y$  coefficient dépend de  $\nu$  (coefficient de poisson) etc.

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Panneau</b>	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)
<b>4,55 × 4,24</b>	153,86	138,96	130,01	124,21

Tableau VII.3: Les sollicitations des panneaux

➤ **Ferraillage du radier :**

❖ **Sens X-X**

$$M_u = 153,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0,75 M_u \Rightarrow M_{tu} = 115,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0,5 M_u \Rightarrow M_{au} = 76,93 \text{ MN.m}$$

$$h = 35 \text{ cm} \quad d = 31,5 \text{ cm}$$

♦ **En travée :**

$$M_{tu} = 115,40 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{115,40 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 31,5^2} = 0,08$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,08)} \right)$$

$$\alpha = 0,083$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,083) = 0,967$$

### Determination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{115,40 \times 10^3}{348 \times 0,967 \times 31,5} = 10,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

♦ **En appuis :**

$$M_{au} = 76,93 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{76,93 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 31,5^2} = 0,055$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,055)} \right)$$

$$\alpha = 0,07$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,07) = 0,972$$

### Determination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{76,93 \times 10^3}{348 \times 0,976 \times 31,5} = 7,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Sens Y-Y**

$$M_u = 130,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0,75 M_u \Rightarrow M_{tu} = 97,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0,5 M_u \Rightarrow M_{au} = 65,01 \text{ MN.m}$$

♦ **En travée :**

$$M_{tu} = 97,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{97,51 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 31,5^2} = 0,069$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,069)} \right)$$

$$\alpha = 0,089$$



$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,089) = 0,964$$

### Determination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{97,51 \times 10^3}{348 \times 0,964 \times 31,5} = 7,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

♦ En appuis :

$$M_{au} = 65,01 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{65,01 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 31,5^2} = 0,046$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,046)} \right)$$

$$\alpha = 0,051$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,051) = 0,98$$

### Determination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{65,01 \times 10^3}{348 \times 0,98 \times 31,5} = 6,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les sections minimales :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 31,5 \times \frac{2,4}{400} = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul d'espacement selon le B.A.E.L.99 :

$$St \leq \min( h/33; 3 ) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $St = 20 \text{ cm}$  pour les deux nappes et suivant les deux directions. Le choix des armatures est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

		Moment (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> ) /ml	As adopte (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Sens (x-x)	En travée	115,40	10,89	4,35	8T14	12,31	20
	En appui	76,93	7,19	4,35	8T12	9,05	20
Sens (y-y)	En travée	97,51	7,88	4,35	8T14	12,31	20
	En appui	65,01	6,05	4,35	8T12	9,05	20

Tableau VII-4: Choix des armatures

➤ **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

On verifie  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18MPa$

✓ Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

**avec :**

$$A'_s = 0$$

**A<sub>s</sub>** : la section des armatures tendue..

**A<sub>s</sub>'** : la section des armatures comprimée. N'existe pas.

$$y=13,72cm \quad A_s = 12,31cm$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 13,72^3}{3} + 15[12,31 \times (31,5 - 13,72)^2] = 144460,80cm^2$$

$$M_{ser}=106,92KN.m$$

$$\sigma_{bc} = \frac{106,92}{144460,80} \times 13,72 \times 10^3 = 10,15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 10,15MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18MPa \dots\dots\dots cv$$

$$A_s = 9,05cm^2$$

$$I = \frac{100 \times 13,72^3}{3} + 15[9,05 \times (45 - 13,72)^2] = 164341,34cm^2$$

$$M_{ser} = 106,92KN.m$$

$$\sigma_{bc} = \frac{106,92}{164341,34} \times 13,72 \times 10^3 = 8,93MPa$$

$$\sigma_{bc} = 8,93MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18MPa \dots\dots\dots cv$$

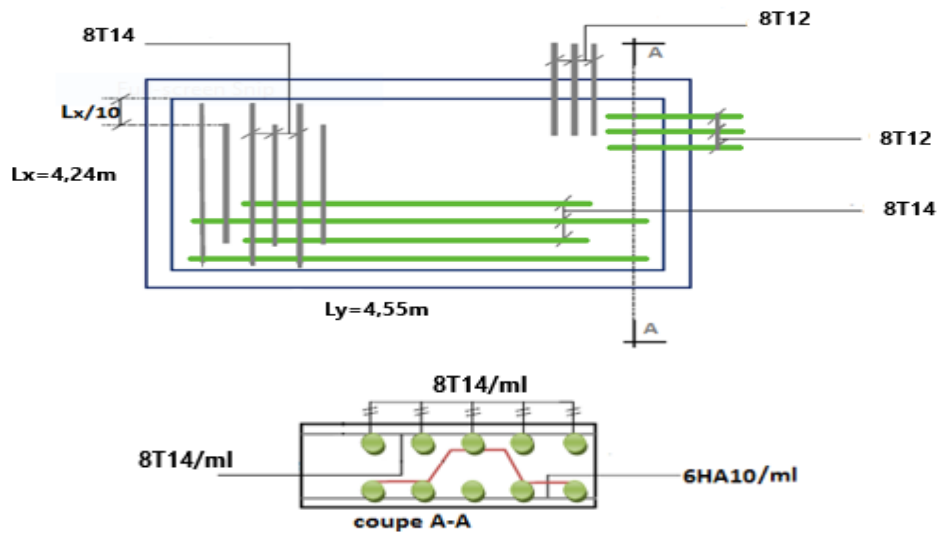


Figure VII.3: Schéma de ferrailage du radier

VII-4)-Calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur d = 55cm et d'épaisseur h = 35cm

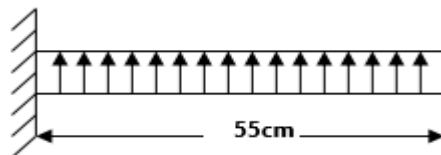


Figure VII.4 : Schéma statique de débord

➤ **Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{199,99 \times 0,55^2}{2} = 30,25 \text{KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{sre} \times L^2}{2} = \frac{154,59 \times 0,55^2}{2} = 23,38 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

$$M_u = 30,25 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{30,25 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 31,5^2} = 0,018$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,018)} \right)$$

$$\alpha = 0,023$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,023) = 0,991$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{30,25 \times 10^3}{348 \times 0,991 \times 31,5} = 2,72 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 31,5 \times \frac{2,4}{400} = 4,35 \text{cm}^2$$

$$\text{Choix: } 7T14 \Rightarrow A_s = 10,78 \text{cm}^2$$

**Armatures de répartitions « Ar » :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10,77}{4} = 2,70 \text{cm}^2$$

$$\text{Choix: } 5T10 \Rightarrow A_s = 3,93 \text{cm}^2$$

➤ **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\text{On vérifier } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

avec :

$$A'_s = 0$$

$$y = 13.72 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$$

$$I = I = \frac{100 \times 13.72^3}{3} + 15[10.77 \times (45 - 13.72)^2] = 164341,34 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 23,38 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{23,38}{164341,34} \times 13,72 \times 10^3 = 1,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

Contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$

Contrainte limite :  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$

$$T_{max} = q_u \cdot L \Rightarrow T_{max} = 199,99 \times 0,55 = 109,99 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{109,99 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,315} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

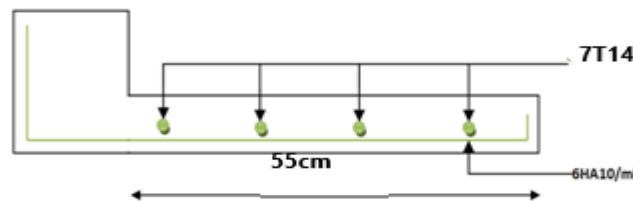


Figure VII.5: Schéma de ferrailage de débord

**VII-5)- Calcul de la poutre de libage (nervure) :****➤ Sollicitation de la nervure :**

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour  $L_y$  (la grande portée) et triangle pour  $L_x$  (la petite portée). Pour notre cas on prend la poutre la plus sollicité.

$$M_{ou} = \frac{q_u \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \Rightarrow M_{ou} = \frac{199,99 \times 5,05^2}{8} \times \left(1 - \frac{1^2}{3}\right)$$

$$\Rightarrow M_{ou} = 403,02 \text{KN.m}$$

$$M_{oser} = \frac{q_{ser} \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \Rightarrow M_{oser} = \frac{154,59 \times 5,05^2}{8} \times \left(1 - \frac{1^2}{3}\right)$$

$$\Rightarrow M_{oser} = 328,80 \text{KN.m}$$

**◆ En travées:**

$$M_{tu} = 0,75M_{ou} \Rightarrow M_{tu} = 302,77 \text{KN.m}$$

$$M_{tser} = 0,75M_{oser} \Rightarrow M_{tser} = 246,6 \text{KN.m}$$

**◆ En appuis:**

$$M_{au} = 0,5M_{ou} \Rightarrow M_{au} = 186,12 \text{KN.m}$$

$$M_{aser} = 0,5M_{oser} \Rightarrow M_{aser} = 164,4 \text{KN.m}$$

**➤ Ferrailage de la poutre :****◆ En travées :**

$$M_{tu} = 302,77 \text{KN.m} ; b = 45 \text{cm} ; h = 80 \text{cm} ; d = 72 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{302,77 \times 10^3}{14,17 \times 45 \times 72^2} = 0,096$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,096)}\right)$$

$$\alpha = 0,013$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,013) = 0,995$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{302,77 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 72} = 12,21 \text{ cm}^2$$

◆ **En appuis :**

$$M_{tu} = 186,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{186,12 \times 10^3}{14,17 \times 45 \times 72^2} = 0,05$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,05)} \right)$$

$$\alpha = 0,064$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,064) = 0,974$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{186,12 \times 10^3}{348 \times 0,974 \times 72} = 7,63 \text{ cm}^2$$

➤ **La section minimale :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 72 \times \frac{2,4}{400} = 7,82 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix d'armatures :**

$$\text{En travées : } 8\text{T}14 \Rightarrow A_s = 12,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 4\text{T}16 \Rightarrow A_s = 8,04 \text{ cm}^2$$

**Armatures de peau (AC):**

$$A_c \geq 0,002 \times b_0 \times h_t \Rightarrow A_c = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 8\text{T}12 \rightarrow A = 9,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

On verifie  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 18MPa$

✓ Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15.(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A')}{7.5.(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

avec :

$$A'_s = 0$$

$$y=24.85cm$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_s.(d - y)^2 + A'_s.(y - d')^2]$$

$$I = \frac{50 \times 24.85^3}{3} + 15[12,31 \times (81 - 24.85)^2] = 781648,03cm^2$$

$$M_{ser}=190,22KN.m$$

$$\sigma_{bc} = \frac{190,22}{781648,03} \times 24,85 \times 10^3 = 6,05MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6,05MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18MPa \dots\dots\dots cv$$

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{max}}{b.d}$$

$$\text{Contrainte limite : } \overline{\tau_u} = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right] \Rightarrow \overline{\tau_u} = 4MPa$$

$$T_{max}=q_u.L \Rightarrow T_{max}=199,99 \times 5,05=1009,95KN$$

$$\tau_u = \frac{1009,95 \times 10^{-3}}{4,95 \times 0,72} = 0,28MPa$$

$$\tau_u = 0,28MPa \leq \overline{\tau_u} = 4MPa \dots\dots\dots cv$$

➤ **Diamètre des armatures transversales selon le BAEL.99 :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_{t \min} ; \frac{b}{10} \right)$$



On prend :  $\phi_t = 10mm$

- **L'espacement:**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm)$$

On prend :  $S_t = 15cm$

- **Selon [BAEL.91] :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{110}{4}; 12 \times 1.4\right) = 16,8cm$$

On prend :  $S_t = 15cm$

- **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_r = 40\phi \Rightarrow L_r = 40 \times 40,1 \Rightarrow L_r = 56cm$$

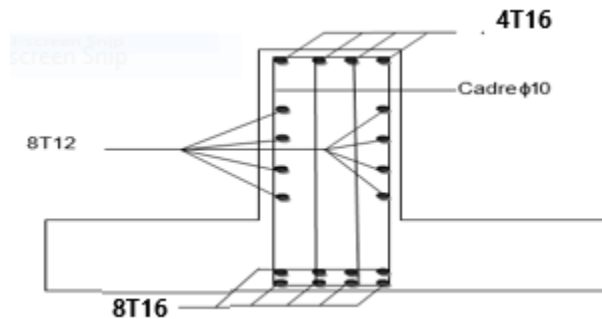


Figure VII.6 : Disposition des armatures des poutres

## **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation pour analyser et étudier et contrôler un projet de bâtiment réel. Nous avons su combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur. Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de master II, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Règlement :

- 📖 [1]RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne, 2003.
- 📖 [2]BAEL91 : Béton armé aux états limites 1999.
- 📖 [3]Le DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- 📖 [4]CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

### Notre sources :

- 📖 **Pr. KHELAFI**, Cours de béton armé master (2019/2020)
- 📖 **TOUAFEK Walid**, « étude d'un bâtiment a usage d'habitationet commercial (r+9+s/sol) contreventement mixte», Université Mohamed Khider – Biskra (juin2013)
- 📖 **BrikaMebarka ,BelbaliTouria**, «Etude d'un Bâtiment (R+10) +S-SOL à usage d'habitation et commercial avec un système de contreventement mixte»,université d'ADRAR (2016/2017)
- 📖 **HACHILIF Ikram, TEYEBI Chaimaa**,« *Conception et étude d'un bâtimentS-SOL+R+7 étages à usage multiple de Adrar (2019/2020)*
- 📖 **A. baraka**, « support du cours Béton Armé I TEC185 », centre universitaire de Béchar ,2006.
- 📖 **J. Pierre mougin**,: « calcul des éléments simples et des structures en béton armé », Cours de béton armé B.A.E.L.91,Eyrolles, Edition 1997,.
- 📖 **H. chikh**, « étude d'un bâtiment« 2 sous sol, RDC + 9 étages » du forme irrégulière à usage multiple, memoire de mastère, universitaire de Tlemcen, 2012.
- 📖 **J. aloysesarr**, « étude d'exécution en béton armé de la nouvelle direction technique
- 📖 **LAKHDIMI Sabah, ZARGHAF Halima** « Conception et étude d'un bâtiment R+7 en BA à usage multiple dallé par un système planchers mixtes (réticulé et corps creux) *de Adrar (2019/2020)*

# ***ANNEXES***

## Annexe A

Section en cm<sup>2</sup> de N armature de diamètre Ø en mm.

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

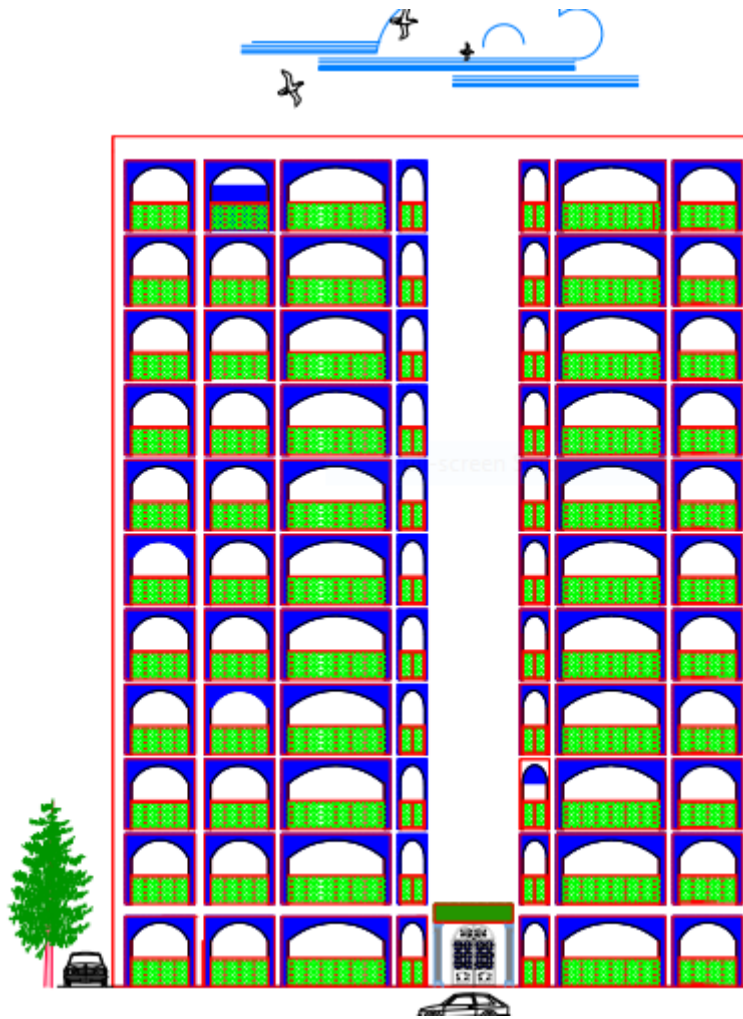
## Annexe B

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

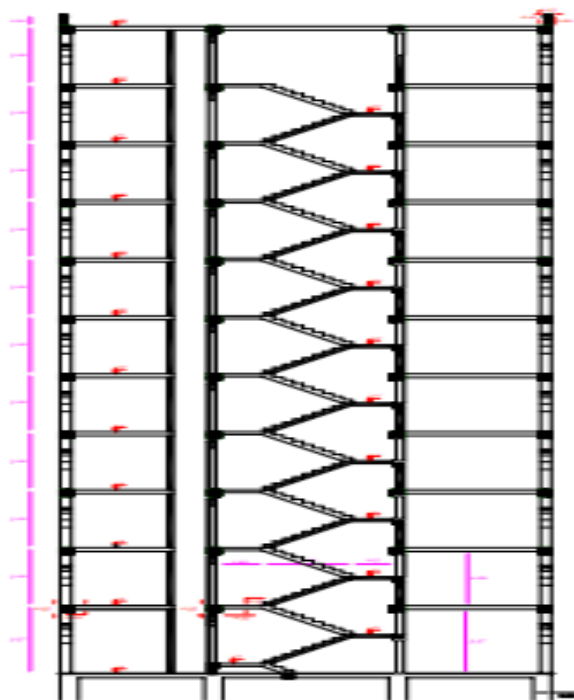


# Les plans du Structure

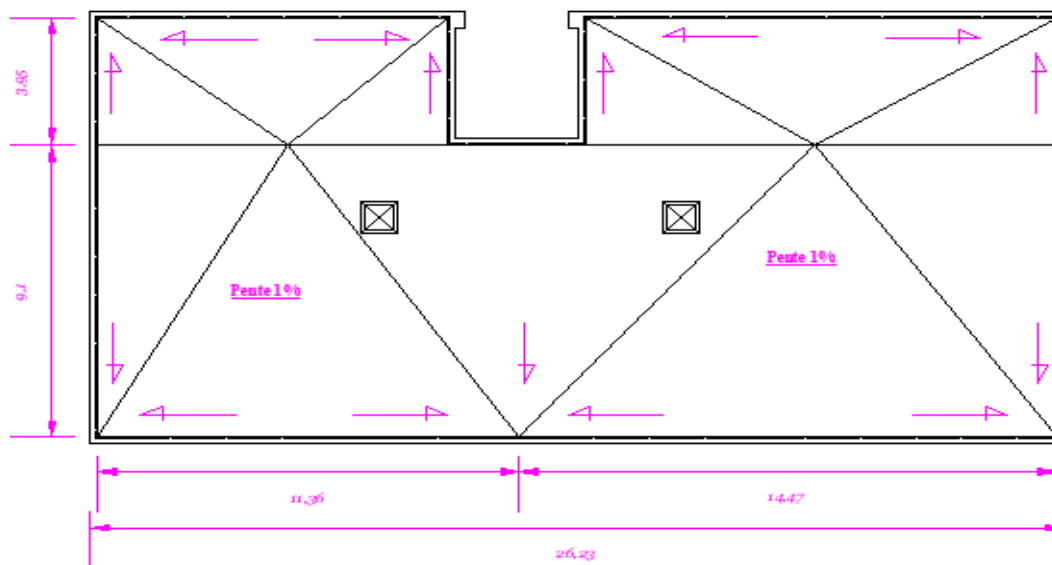


façade principale

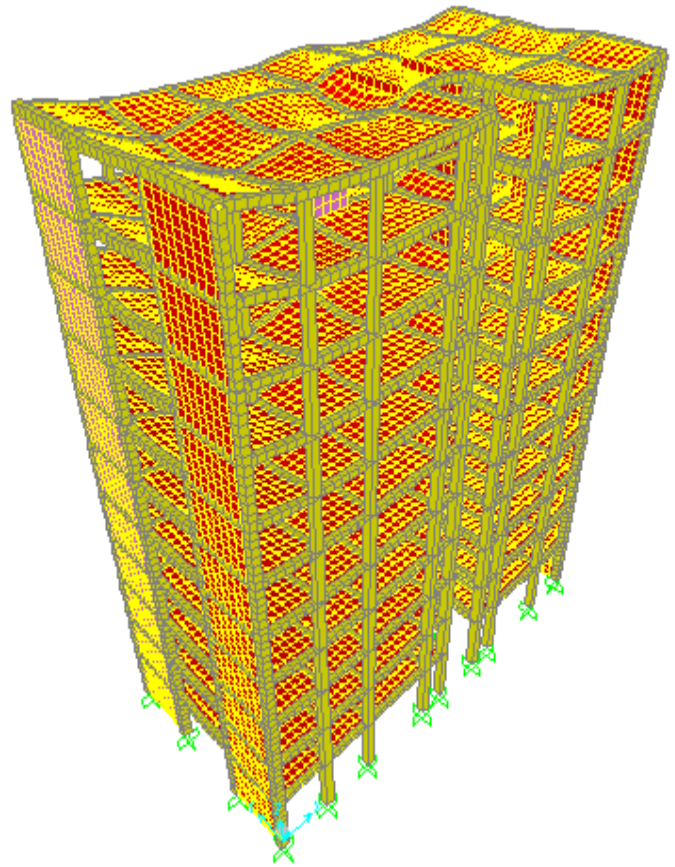
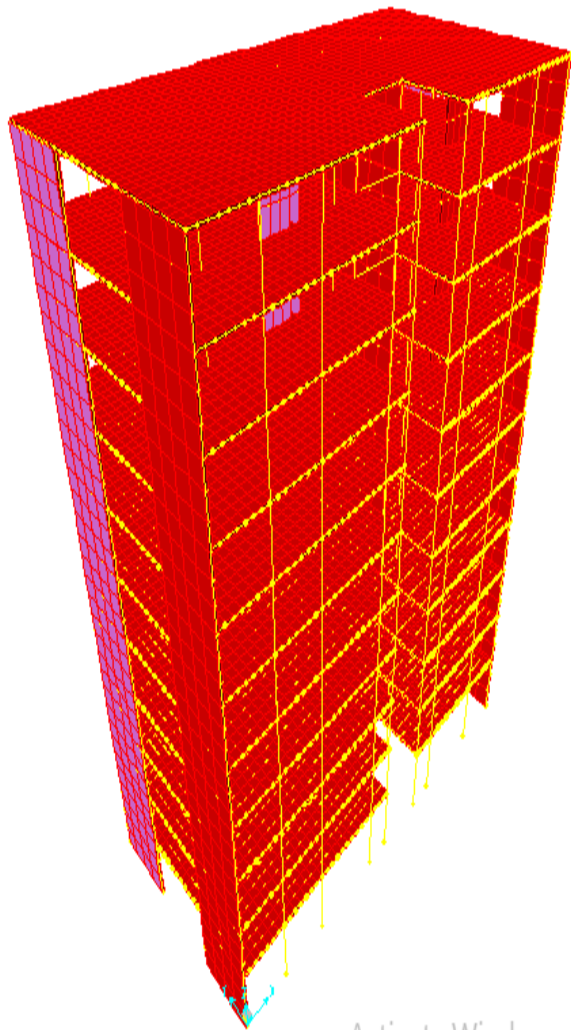




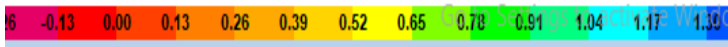
coup (A-A)



Plan terrasse



Activate Windows



Plan 3D