

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT  
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des  
Sciences et de la Technologie  
Signature:.....  
Date :.....

**Dimensionnement d un bâtiment en béton armée de  
forme irrégulière à usage multiple en R+5 implanté à  
Tissemslit**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en  
Filière : Génie Civil.  
Spécialité : Structures

Encadreur: DJEFFAL HOCINE  
Signature: .....  
Date: .....

Réalisé par : NATECHE FATIMA .Z  
SADAOUI AMINA  
Signature: .....  
Date: .....

Membres du jury

BESGHIRE ABD (Président)  
BOUBEKER TOUFIK (Examineur)  
DJEFFAL HOCINE (Encadreur)

# Sommaire

RESUME

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

NOTIONS ET SYMBOLES

**INTRODUCTION GENERALE .....1**

## **CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL**

I.1. Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2. Présentation de l'ouvrage..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.1. Plan de masse ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.2. Dimensions de l'ouvrage ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.3. Données du site ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2.4. Donnée de base ..... 7

I.2.4.1. Règlements et normes utilisées ..... 7

I.2.4.2. Hypothèses de calcul..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3. Conception de la structure ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.1. Ossature de l'ouvrage ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.2. Plancher ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.3. Revêtement ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.4. Cage d'escalier ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.5. Maçonnerie..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.6. Voile..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.7. Fondation ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3.8. L'acrotère ..... **Erreur ! Signet non défini.**

**I.4. Caractéristique mécanique des matériaux ..... Erreur ! Signet non défini.**

I.4.1. Le béton ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.4.1.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.4.2. L'acier ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.4.2.1. Résistance caractéristique de l'acier ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.4.2.2. Module d'élasticité longitudinale .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4.2.3. Contrainte de calcul des Aciers.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4.2.4. Allongement de rupture.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.5. Sollicitation et combinaisons .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.5.1. Sollicitation .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.5.2. Combinaisons RPA99 (Article 5.5.2) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<b>I.6. Conclusion .....</b>	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## **CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES**

II.1. Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2. Pré dimensionnement du plancher .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.1. Planchers a corps-creux.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2.2. Les poutrelles (les nervures).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3. Evaluation des charges et surcharges .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.1. Plancher terrasse (inaccessible) .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.2. Plancher étage courant .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3.3. Maçonnerie.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4. Pré dimensionnement des éléments structuraux .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.1. Les poutres .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.3. Descente de charge .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.4. Le poteau le plus sollicité .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.4.1. Surface reprise par le poteau à chaque étage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

II.4.4.2. Effort normal ultime due à charge niveau.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.5. Vérification .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.5.1. Vérification à L'ELU .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.5.2. Vérification selon RPA .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4.6. Pré dimensionnement du voile .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5. Conclusion.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

### **CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX**

III.1. Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2. Etude de l'acrotère.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.1. Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.2. Mode de travail.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.3. Calcul des les sollicitations .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.3.1. Poids propre .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.3.2. Surcharge.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.4. Enrobage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.5. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.6. Ferrailage de l'acrotère.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.6.1. Calcul du ferrailage ELUR.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.6.2. Vérification de l'existence des armatures comprimés .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

III.2.6.3. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.7. Vérification à l'état limite de service ELS .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.8. Contrainte de cisaillement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2.9. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3. Etude d'escalier .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.1. Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.2. Les caractéristiques d'un escalier.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.3. Dimensions des escaliers .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.4. Etude d'un escalier à 3 volées.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.4.1. Coupe AA.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.3.4.2. Coupe BB .....	58
III.3.4.3. Coupe CC .....	68
III.4. Étude de la poutre brisée.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.1. Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.2. Dimensionnement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.3. Evaluations des charges.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.4. Combinaison de charges.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.5. Calcule Les moment .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.6. Calcul du ferrailage à l' ELU .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.7. Vérification en l' ELS .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.4.8. Vérification de La flèche .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5. Balcon.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.1. Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

III.5.2. Type 1 bacon encastre 2 cotées .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.5.3. Type 2 bavons encastre une seule cote .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.6. Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.

## **CHAPITRE IV: ETUDE PLANCHER**

IV.1.Introduction .....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2. Fonctions nécessaires du plancher .....	Erreur ! Signet non défini.
IV.3. Conception des planchers.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.4.Méthode de calcul .....	Erreur ! Signet non défini.
IV.5. Planchers étage courant .....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.2.Ferraillage longitudinal .....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.3.Ferraillage transversal art. A.7.2.2 BAEL91 :.....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.3.Vérification de liaison de table de compression à la nervure ....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.4 Vérification à l'état limite de service ELS .....	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.Planchers terrasse .....	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.1.Étude des poutrelles Planchers Terrasse .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.6.2.Ferraillage longitudinal .....	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.3.Ferraillage transversal art- A.7.2.2 BAEL91 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.6.4.Vérification de liaison de table de compression à la nervure BAEL91 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.6.5.Vérification à l'état limite de service ELS .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.7.Conclusion .....	Erreur ! Signet non défini.

## **CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE**

V.1. Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2. Définition .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

V.3. Causes du séisme .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.4. Risque sismique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.5. Objectif de l'étude dynamique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.5.1. Modélisation de la structure .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.5.1. Modélisation de masse .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.6. Combinaison d'action.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.7. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.7.1.Méthode statique équivalente.....	134
V.7.2.Méthode d'analyse modale spectrale.....	136
V.7.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	136
V.7.4. Choix de la méthode de calcul.....	136
V.8. Modélisation des structures	<b>Erreur !</b>
<b>Signet non défini.</b>	
V.9. Évaluation des efforts sismiques .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.10. La valeur de la période fondamentale « T » .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.11. Analyse de la structure .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.12. Principe de détermination des poids (Wt) de la structure .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.13. Calcul de l'effort tranchant .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.13.2.1.Sens longitudinal .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.13.2.2.Sens transversal .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.14. Vérification du déplacement inter-étage.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.15. Caractéristique géométrique et massique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.16. Justification Vis A Vis De L'effet P- $\Delta$ .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.17. Conclusion .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## **CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

VI.1. Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.2. Ferrailage des poteaux.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

VI.2.1. Combinaisons des charges.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.2.2.Recommandations du RPA99/version 2003 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.2.3. Sollicitations de calcul .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.2.4. Calcule de ferrailage des poteaux .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.2.5.Calcul des armatures transversales .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.2.6.Vérification de la contrainte de cisaillement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.2.7.Vérification de la section minimale d'armatures transversales	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.2.8.Vérification à L'ELS .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI .3.Ferrailage des poutres.....	169
VI.3.1.Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.3.2.Recommandation des RPA 99/version 20 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.3.3.Poutre principale .....	170
VI.3.3.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.3.3.2.Ferrailage des armatures transversales .....	171
VI.3.3.2.1.Vérification de la contrainte de cisaillement .....	171
VI.3.3.2.2.Disposition constructive .....	172
VI.3.3.2.3.Section minimale des armatures transversales .....	172
VI .3.3.3.Vérification a l'état limite de service .....	172
VI.3.4.Poutre Secondaire.....	174
VI.3.4.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.3.4.2.Ferrailage des armatures transversales .....	176
VI.3.4.2.1.Vérification de la contrainte de cisaillement .....	176
VI.3.4.2.2.Disposition constructive .....	176
VI.3.4.2.3.Section minimale des armatures transversales .....	177



VI .3.3.3.Vérification a l'état limite de service .....	177
VI.4.Ferraillage des voiles.....	180
VI.4.1.Introduction.....	180
VI.4.2.Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales.....	180
VI.4.3.Calcul des voiles par la méthode des contraintes.....	181
VI.4.4.Types d'armatures.....	181
VI.4.4.1.Armatures verticales.....	181
VI.4.4.2.Aciers horizontaux.....	181
VI.4.4.3.Règles communes.....	181
VI.4.4.4.Armatures transversales.....	182
VI.4.5.Exemple de calcul d'un voile plein.....	182
VI.4.6.Schéma de ferraillage .....	185
VI.5.Conclusion.....	185

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

VII.1. Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.2.Voile périphérique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.2.1.Condition minimales de l' RPA 99 version 2003 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.3.Le choix de type de fondation.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.Différents types de fondations .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5.Combinaison d'action .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.6.Semelles isolées .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.7.Semelles filantes .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.8.Calcul de la semelle filante sous poteau .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.8.1.Pré-dimensionnement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.8.2.Calcul des contraintes sous situation accidentelle G+Q+E .....	195
VII.8.3.Calcul du ferraillage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.8.3.Calcul du ferraillage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.8.4.Dimensionnement des poutres de libage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.8.5 Contrainte de cisaillement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.8.6 Armatures transversales .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.8.7.Vérification au poinçonnement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

VII.8.8.Récapitulatif des différentes semelles filantes .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.9.Schéma de ferrailage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.10.Etude des longrines .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.10.1.Introduction.....	200
VII.10.2.Calcul du ferrailage longitudinal .....	200
VII.10.3.Calcul du ferrailage transversal .....	200
VII.10.4.Espacement des cadres .....	200
VII.10.5.Schéma de ferrailage .....	200
VII.11.Conclusion .....	201
<b>CONCLUSION.....</b>	<b>200</b>

**IV.1.Introduction:**

Les plancher ont un rôle très important dans la structure, Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs, assurent l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

**IV.2. Fonctions nécessaires du plancher :**

- Résistance mécanique.
- Rigidité aux déformations.
- Etanchéité.
- Isolation thermique.
- Résistance à l'incendie accidentel.
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...

Economique de matières et de fabrication.

**IV.3. Conception des planchers :**

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**, Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux).

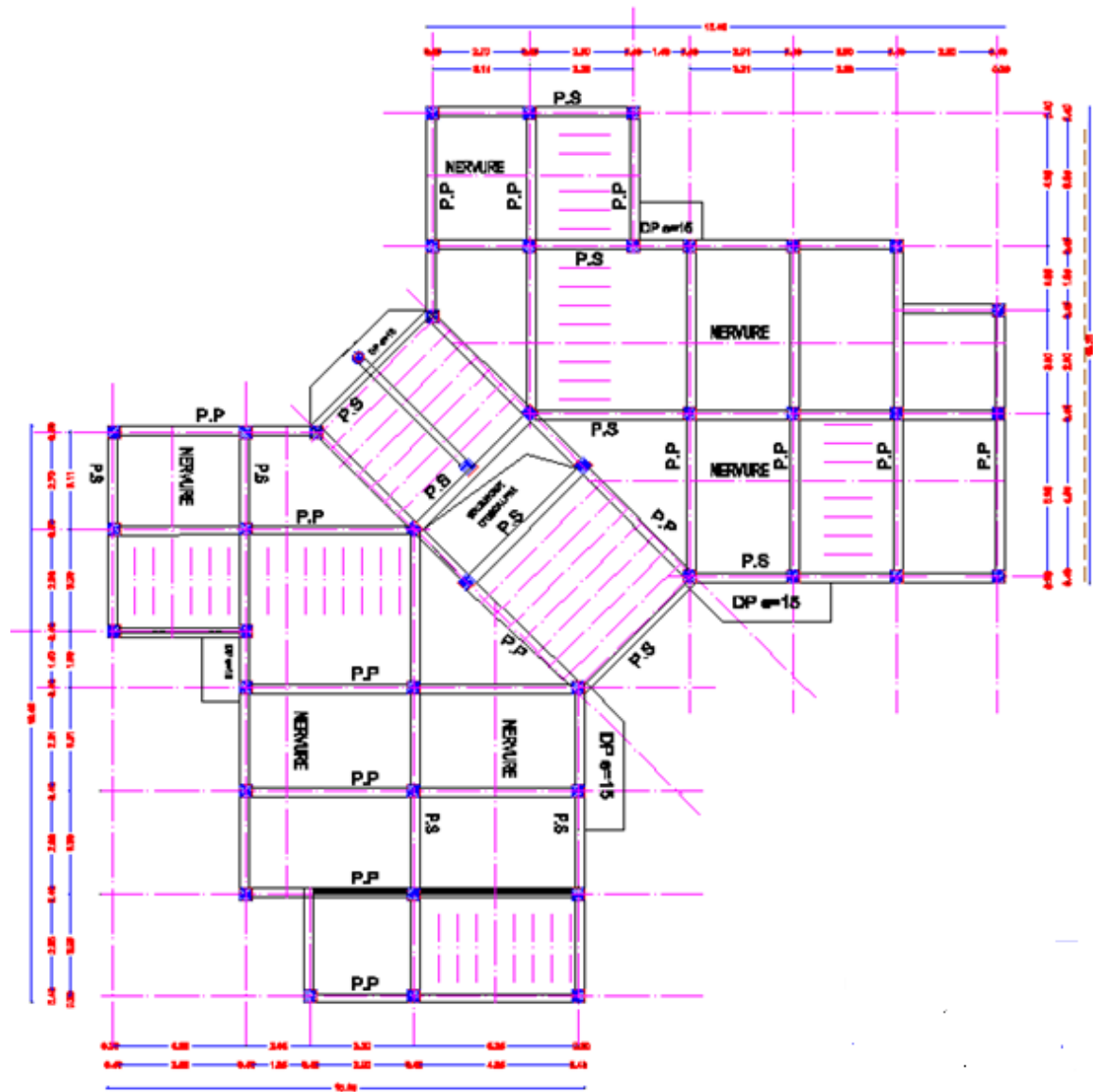


Figure IV.1: Disposition des poutrelles.

- Calcul des efforts dans les poutrelles :

Tableau IV.1: Charges supporté par les poutrelles.

Type de plancher	$G (KN/m^2)$	$Q (KN/m^2)$	$E,LU$ $N_u=1,35G+1,5Q$	$E,L,S$ $N_s=G + Q$
Plancher terrasse	6,79	1	10,67	7,79
Plancher étage courant	5,6	1,50	9,81	7,1

- Sollicitations combinées

a) **Terrasse : (b= 0,65: largeur de la table de compression)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } q_u = (10,67) \times 0,65 = 6,94 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } q_s = (7,79) \times 0,65 = 5,06 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

b) **Etage courant RDC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } q_u = (9,81) \times 0,65 = 6,38 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } q_u = (7,1) \times 0,65 = 4,62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

#### IV.4.Méthode de calcul :

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode d'ALBERT Caquot.
- Méthode des Trois Moments.

#### Remarque :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls.

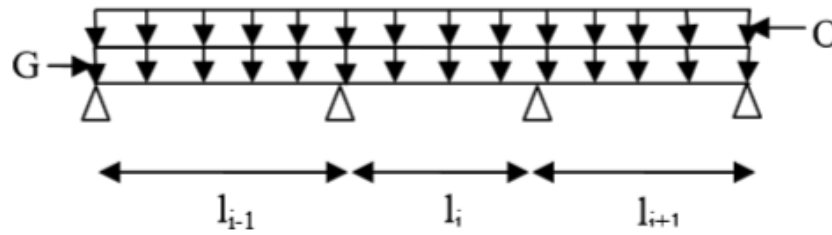
a) **Méthode Forfaitaire: (Art/B.6.2.21 BAEL 91)**

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Cette méthode n'est applicable que si les "quatre" conditions suivantes sont vérifiées :

- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \text{ G})$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre:

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$$

- Fissuration considérée comme peu préjudiciable.



**Figure IV.2:** Schéma d'une poutre continue.

### ✚ Principe de la méthode :

#### 1. Valeurs des moments:

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie et soit  $\alpha$  Le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

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

#### • En travées :

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier:

- ✓  $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$
- ✓  $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2, , , , , , , , , , ,$  cas d'une travée intermédiaire
- ✓  $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2 , , , , , , , , , ,$  cas d'une travée de rive

#### • En appuis :

##### ❖ Moment en appui intermédiaire :

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

- ✓ 0,6 $M_0$  pour une poutre à deux travées.
- ✓ 0,5 $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.
- ✓ 0,4 $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

$M_0$ : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de

L'appui considéré  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$M_e$ : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

$M_w$ : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$M_t$ : moment en travée de la travée considérée.

$l$  : portée de la travée.

### • Moment en appui de rive :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictive égale à  $(-0,15M_0)$ .

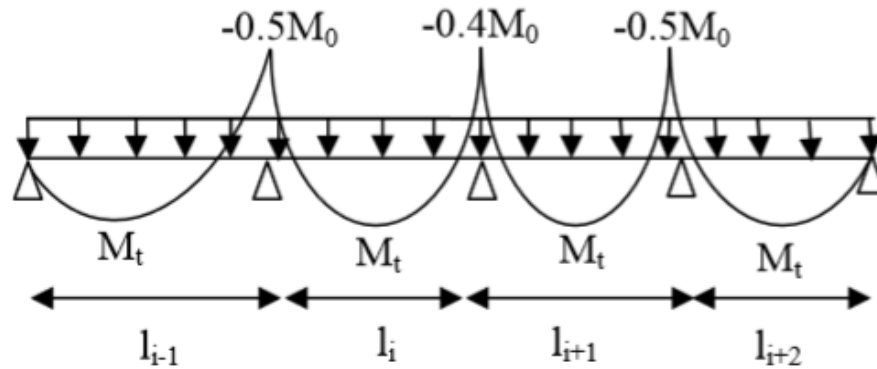


Figure IV.3: Moments d'une poutre à plus de 2 travées.

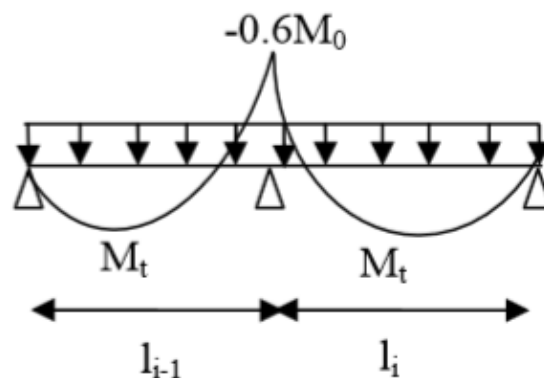


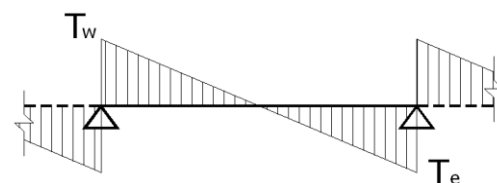
Figure IV.4: Moments d'une poutre à 2 travées.

### 2. Efforts tranchants :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$



### b) Méthode de ALBERT Caquot : (art/B.6.2.221 BAEL 91):

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles.

➤ **Principe de la méthode :**

Les moments d'un appui sont calculés en tenant compte des charges sur les travées encadrant cet appui c'est à dire la travée située à gauche de l'appui, qui sera affectée de l'indice "w", et la travée située à droite de l'appui, qui sera affectée de l'indice "e", Les charges uniformément réparties : "P<sub>w</sub>" sur la travée gauche &é » "P<sub>e</sub>" sur la travée droite/

**1. Valeurs des moments :**

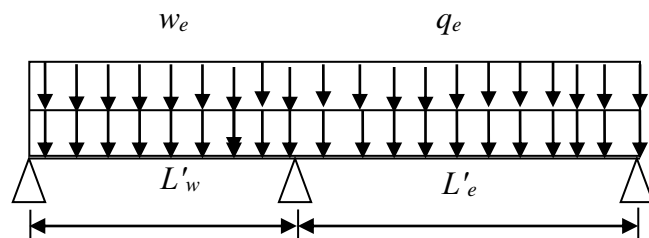
• **Moment sur appui :**

Le moment sur appui est calculé par la formule suivante:

$$M_i = -\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')}$$

Avec :

$$\text{Pour travée de rive} \begin{cases} L_w' = L_w \\ L_e' = L_e \end{cases}$$



**Figure IV.5 :** Schéma d'une poutre continue.

$$\text{Pour travée intermédiaire} \begin{cases} L_w' = 0,8 L_w \\ L_e' = 0,8 L_e \end{cases}$$

• **Moment sur travée :**

Le moment sur travée est calculé par la formule suivante:

$$\begin{cases} M_{tm} = \frac{P \times X_{tm}^2}{2} + M_w \\ X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL} \end{cases}$$

$X_{tm}$  : Abscisses de la valeur max du moment en travée.



**2. Effort tranchant :**

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w - qL \end{cases}$$

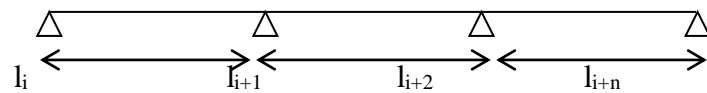
**c) Méthode de trois moments (Méthode RDM) :**

On applique cette méthode si les condition n'est pas vérifié , dans ce cas en peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments, elle est définie par la formule suivante :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = 6S_{i-1} / l_i - 6S_{i+1} / l_{i+1},$$

Avec  $S_0 = S_x a$

i=1                  i=2                  i=3                  i= n



$l_i, l_{i+1}$	Les portées entre les appuis
$M_{i-1}, M_i, M_{i+1}$	Sont les moments aux appuis
S	Représente l'aire du diagramme du moment
a	La distance entre le c g de l'aire de diagramme et l'appui

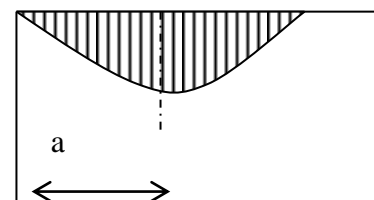
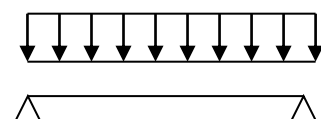
Pour un diagramme parabolique, c'est-à-dire pour une poutre uniformément chargée

$$S = 2hl/3$$

$$\Rightarrow S_0 = hl^2/3$$

$$a = l/2$$

$$\text{Avec: } h = ql^2/8$$



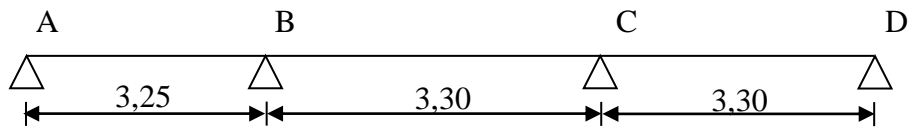
Après résoudre les équations on trouve les moments, puis on trace le diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant.

### IV.5. Planchers étage courant :

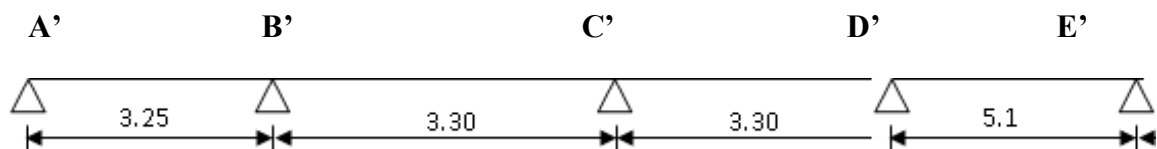
#### IV.5.1. Étude des poutrelles Planchers étages étage courant :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

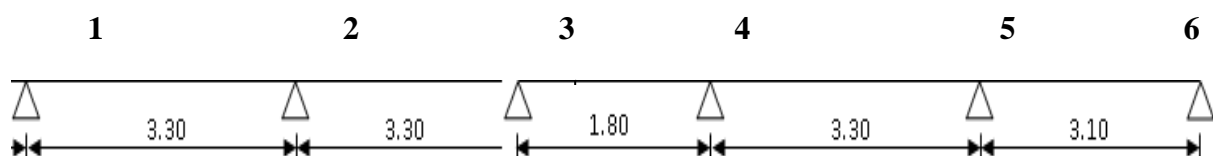
➤ **Type 01 :**



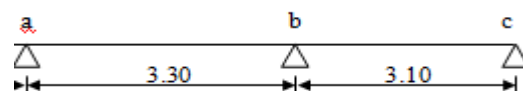
➤ **Type 02 :**



➤ **Type 03:**



➤ **Type 04 :**



- ..... la charge d' exploitation  $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

$$Q = 1,5 \text{ KN / m}^2 < ( 2G = 11,2 \text{ KN / m}^2 ; 5 \text{ KN / m}^2)$$

$$Q = 1,5 \text{ KN / m}^2 \leq 11,2 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ..... Poutrelle à d'inertie constante ( $I = \text{Cte}$ )....Condition vérifiée.

- ..... Fissuration peu préjudiciable..... Condition non vérifiée

- ..... Le rapport entre les travées successives :  $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

**Tableau IV.2:** Rapport entre les travées successives.

Travées	A-B	B-C	C-D	A'-B'	B'-C'	C'-D'	D'-E'
Portée	3,25	3,30	3,30	3,25	3,30	3,30	5,10
Rapport	1,01	1	1,01	1	0,64		

Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	a-b	b - c
Portée	3,30	3,30	1,80	3,30	3,10	3,30	3,10
Rapport	1	1,83	1,06	1	1,06		

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$$

Condition non vérifiée.

Vu que la 4<sup>ème</sup> condition de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiée, presque le rapport entre les travées successives n'est pas applicable, On propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode d'ALBERT CAQUOT.

**Exemple de calcul par la Méthode de CAQUOT de type 01 :****Tableau IV.3:** résultats des moments et effort tranchants à ELU.

Travée	L (m)	Q (KN/m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)	$X_{tm}$ (m)	$M_t$ (KN.m)
AB	3.25	6.38	0	-8.05	12.84	-7.9	1.23	4.88
BC	3.30	6.38	-8.05	-8.17	10.09	-10.96	1.71	-0.19
CD	3.30	6.38	-8.17	0	8.11	-12.94	2.03	5.16

**Tableau IV.4:** résultats des moments et effort tranchants à ELS.

travée	L (m)	Q (KN/ml)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)	$X_{tm}$ (m)	$M_t$ (KN.m)
AB	3.25	4.62	0	-5.83	9.30	-5.71	1.24	3.53
BC	3.30	4.62	-5.83	-5.91	6.50	-8.74	1.89	- 1.34
CD	3.30	4.62	-5.91	0	5.21	-10.03	2.17	2.93

**Tableau IV.5:** Sollicitation ELU de calcul des poutrelles de plancher étage.

Type	Travée	L(m)	E.L.U / M(KN. m) et T(KN)					
			$M_w$	$M_e$	$V_w$	$V_e$	$X_{tm}$	$M_t$
1	AB	3.25	0	-8.05	12.84	-7.9	1.23	4.88
	BC	3.30	-8.05	-8.17	10.09	-10.96	1.71	-0.19
	CD	3.30	- 8.17	0	8.11	-12.94	2.03	5.16
2	A'B'	3.25	0	-8.05	12.84	-7.88	1.23	4.88
	B'C'	3.30	-8.05	-8.17	10.96	-10.96	1.71	0.19
	C'D'	3.30	-8.17	-15.6	12.68	-8.37	1.31	-2.46
	D'E'	5.10	<b>-15.6</b>	0	<b>16.29</b>	-16.29	2.55	<b>20.56</b>
3	1-2	3.30	0	-8.17	13	-8.05	1.26	5.08
	2-3	3.30	-8.17	-6.14	9.48	-11.57	1.81	0.89
	3-4	1.80	-6.14	-6.14	4.74	-6.74	1.06	-4.38
	4-5	3.30	-6.14	-7.70	12.86	-8.20	1.28	5.25

	5-6	3.10	-7.70	0	9.90	-9.90	1.55	7.66
4	a-b	3.3	0	-7.73	12.87	-8.18	1.28	5.24
	b-c	3.10	-7.73	0	6.83	-13.01	2.03	3.65

. **Tableau IV.6:** Sollicitation ELS de calcul des poutrelles de plancher étage.

Type	Travée	L(m)	E.L.S / M(KN m) et T(KN)					
			M <sub>w</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>w</sub>
1	AB	3.25	0	0	0	0	0	0
	BC	3.30	-5.83	-5.83	-5.83	-5.83	-5.83	-5.83
	CD	3.30	-5.91	-5.91	-5.91	-5.91	-5.91	-5.91
2	A'B'	3.25	0	0	0	0	0	0
	B'C'	3.30	-5.83	-5.83	-5.83	-5.83	-5.83	-5.83
	C'D'	3.30	-5.91	-5.91	-5.91	-5.91	-5.91	-5.91
	D'E'	5.10	<b>-10.9</b>	<b>-10.9</b>	<b>-10.9</b>	<b>-10.9</b>	<b>-10.9</b>	<b>-10.9</b>
3	1-2	3.30	0	0	0	0	0	0
	2-3	3.30	-5.91	-5.91	-5.91	-5.91	-5.91	-5.91
	3-4	1.80	-4.45	-4.45	-4.45	-4.45	-4.45	-4.45
	4-5	3.30	-4.45	-4.45	-4.45	-4.45	-4.45	-4.45
	5-6	3.10	-5.58	-5.58	-5.58	-5.58	-5.58	-5.58
4	a-b	3.3	0	0	0	0	0	0
	b-c	3.10	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6

**Les sollicitations :**

ELU :  $M_{t \max} = 20.56 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a \max} = -15.6 \text{ KN.m}$  ;  $V_{\max} = 16.29 \text{ KN}$

ELS :  $M_{t \max} = 15.02 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a \max} = -10.9 \text{ KN.m}$

**III.5.2.Ferraillage longitudinal :****1. Ferraillage en travée :**

$$M_{Tu} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[ d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{TU} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[ d - \frac{h_0}{2} \right] = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{TU} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compressions, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b \times h$ ). (Annexe de l'organigramme de section rectangulaire).

$M_{t \max} = 20.56 \text{ KN.m}$

$b = 65 \text{ cm}$  ;  $h = 24 \text{ cm}$  ;  $d = 22 \text{ cm}$  ;  $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20.56 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 220^2} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \Leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0.974$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20.56 \times 10^6}{348 \times 0.974 \times 220} = 2.75 \text{ cm}^2.$$

**2. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 650 \times 220 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$2.75 \text{ cm}^2 \geq 1.73 \text{ cm}^2$  Condition vérifié

On prend  $A_a = \max(A_{\min}, A) = 2.75 \text{ cm}^2$

Choix **3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

**3. Ferraillage de l'appuis :****Aux appuis intermédiaires:**

$M_{a \max} = -15.6 \text{ KN.m}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$  ;  $h = 24 \text{ cm}$  ;  $d = 22 \text{ cm}$

$\sigma_b = 14.20 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15.6 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 220^2} = 0.23 < \mu l = 0.392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.867$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15.6 \times 10^6}{348 \times 0.867 \times 220} = 2.34 \text{ cm}^2$$

#### 4. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 220 \times 2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$2.34 \text{ cm}^2 > 0.27 \text{ cm}^2$  condition vérifié

On prend :  $A_a = \max(A_{min}, A) = 2.34 \text{ cm}^2$

Choix **3T12 = 2.26 cm<sup>2</sup>**

#### 5. Aux appuis de rive :

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15 MO.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} \implies \frac{6.38 \times 5.1^2}{8} = 20.75 \text{ KN .m}$$

$$M_{ap} = 0.15 M_0 = 3.11 \text{ KN .m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3.11 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 220^2} = 0.05 < 0.392$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0.977$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3.11 \times 10^6}{348 \times 0.977 \times 220} = 0.42 \text{ cm}^2$$

#### 6. Condition de non fragilité Art A-4.2.1/ BAEL91 :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{min} = 0.27 \text{ cm}^2.$$

$0.42 \text{ cm}^2 > 0.27 \text{ cm}^2$  condition vérifié

On prend  $A_a = \max(A_{min}, A) = 0.42 \text{ cm}^2$

on adopte **1T12 = 1.13 cm<sup>2</sup>**

#### 7. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 16.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \quad \text{Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{16.29 \times 10^3}{100 \times 220} = 0.74 \text{ MPa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Fissuration peu nuisible **Art A.5.1. 211 BAEL91**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.5.3. Ferrailage transversal art. A.7.2.2 BAEL91 :

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l \min}\right\}$$

$$\phi \leq \min\left\{\frac{240}{35}, \frac{100}{10}, 10\right\} = 7.14$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\phi = 8 \text{ mm}$  on adopte **2Ø8 = 1.01 cm<sup>2</sup>**

#### 1. Calcul de l'espacement (Art.A.5.1.23 BAEL9) :

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0.9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$  flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$  (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\text{On obtient } \begin{cases} S_t \leq 0,9 \times 400 \times \frac{1,01}{10 \times (0,80 - 0,3 \times 2,1)} = 49,5 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9 \times 22; 40 \text{ cm}) = 19,8 \\ S_t \leq \frac{1,01 \times 235}{0,4 \times 10} = 59,34 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le RPA99 modifiée 2003 articles 7.5.2.2 :



$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,01 \text{ cm}^2 > A_{t_{\min}} = 0,45 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

## 2. L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91 :

### ▪ Pour Appuis de rive :

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 132 \text{ KN}$$

$$16.29 \text{ KN} \leq 132 \text{ KN} \quad \text{condition vérifier}$$

### ▪ Pour un appui intermédiaire :

**Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art A.5.1.321/ BAEL91 :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[ 16.29 + \frac{20.56 \times 10^2}{0.9 \times 22} \right] = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$2.26 \text{ cm}^2 > 0.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier}$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

## III.5.3. Vérification de liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321

### BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\frac{16.29 \times 27.5 \times 10}{0.9 \times 65 \times 22 \times 4} = 0.87 \text{ MPa} \leq \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

## III.5.4 Vérification à l'état limite de service ELS :

ELS :  $M_{i \max} = 15.02 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a \max} = -10.9 \text{ KN.m}$

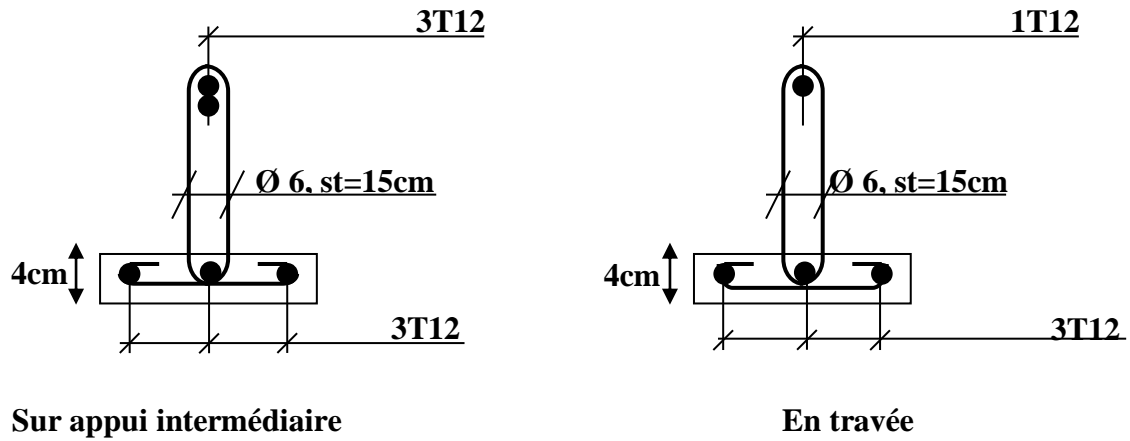
### 1. Sur travée :

**Tableau IV.7 : Vérification des contraintes.**

Moment service	$M_{ser}$	15.02 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{15} = 0.78 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.78 \times 22 = 34.32 \text{ cm}^2$ $Y = -0.78 + \sqrt{0.78^2 + 34.32} = 5.13 \text{ cm}$	5.13cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (65.(5.13)^3/3) + 5 \times 3.39(22-5.13)^2$ $= 17396.88 \text{ cm}^4$	17396.88cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	0.86 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	4.43 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$	217.62 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	4.43 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$	217.62 > 202

### 2. Sur appui :

Moment service	$M_{ser}$	10.9 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2.26}{15} = 0.52 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.52 \times 22 = 22.88 \text{ cm}^2$ $Y = -0.52 + \sqrt{0.52^2 + 22.88} = 4.29 \text{ cm}$	4.29cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = (65.(4.29)^3/3) + 15 \times 2.26(22 - 4.19)^2 = 11151.70 \text{ cm}^4$	11151.70cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0.98 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	4.19 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$	260.34 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	4.19 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	260.34 ≤ 400



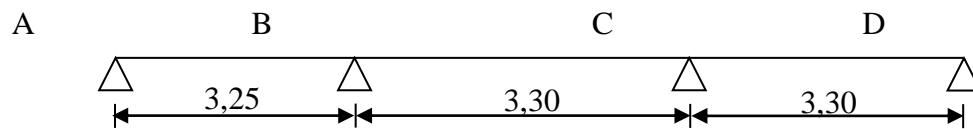
**Figure IV.6 :** Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courant.

## IV.6.Planchers terrasse :

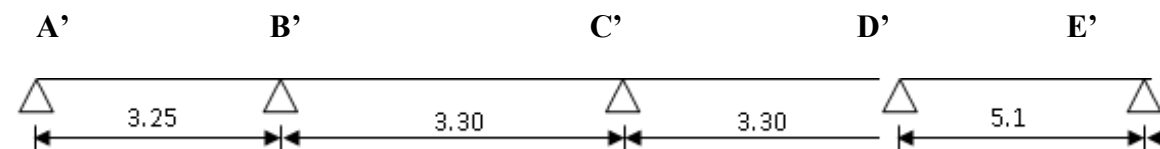
### IV.6.1.Étude des poutrelles Planchers Terrasse :

#### Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

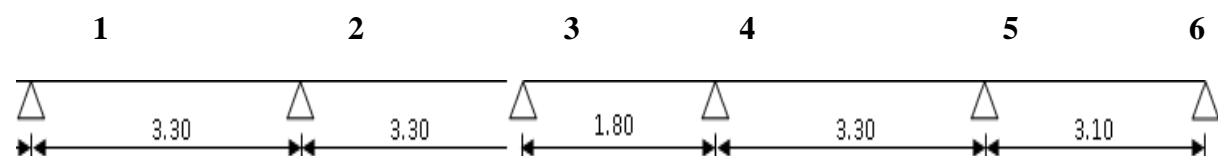
##### ➤ Type 01 :



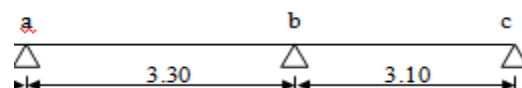
##### ➤ Type 02 :



##### ➤ Type 03:



##### ➤ Type 04 :



La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

$$Q = 1,5 \text{ KN / m}^2 < ( 2G = 11,2 \text{ KN / m}^2 ; 5 \text{ KN / m}^2)$$

$$Q=1,5 \text{ KN / m}^2 \leq 11,2 \text{ KN / m}^2)$$

Condition vérifiée.

- ..... Poutrelle à d'inertie constante ( $I = \text{cte}$ )

Condition vérifiée.

- ..... Fissuration peu préjudiciable

Condition non vérifiée.

- ..... Le rapport entre les travées successives :  $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

**Tableau IV.8:** Rapport entre les travées successives.

Travées	A-B	B-C	C-D	A'-B'	B'-C'	C'-D'	D'-E'
Portée	3,25	3,30	3,30	3,25	3,30	3,30	5,10
Rapport	1,01	1		1,01	1		0,64
Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	a-b	b-c
Portée	3,30	3,30	1,80	3,30	3,10	3,30	3,10
Rapport	1	1,83		1,06	1		1,06

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$$

Condition non vérifiée.

Vu que la 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, presque le rapport entre les travées successives n'est pas applicable en plus n'est pas vérifiée la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse). On propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode d'ALBERT CAQUOT.

**Exemple de calcul type 01 :****Tableau IV.9:** résultats des moments et effort tranchants à ELU.

Travée	L (m)	Q (KN/ml)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)	$X_{tm}$ (m)	$M_t$ (KN.m)
AB	3,25	6,94	0	-7,31	13,53	-9,03	1,3	5,87
BC	3,30	6,94	-7,31	-7,64	9,22	-9,10	1,31	1,34
CD	3,30	6,94	-7,64	0	9,19	-13,7	1,98	6,09

**Tableau IV.10:** résultats des moments et effort tranchants à ELS.

Travée	L (m)	Q (KN/ml)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)	$X_{tm}$ (m)	$M_t$ (KN.m)
AB	3,25	5,06	0	-5,33	9,86	-6,58	1,23	4,28
BC	3,30	5,06	-5,33	-5,45	6,72	-6,63	1,83	-0,98
CD	3,30	5,06	-5,45	0	6,7	-10	2,12	4,43

**Tableau IV.11 :** Tableau récapitulatif des sollicitations ELU poutrelles (terrasse).

Type	Travée	L (m)	$M_w$	$M_e$	$V_w$	$V_e$	$X_{tm}$	$M_t$
1	AB	3,25	0	-7,31	13,53	-9,03	1,3	5,87
	BC	3,3	-7,31	-7,64	9,22	-9,10	1,31	1,34
	CD	3,3	-7,64	0	9,19	-13,7	1,98	6,09
2	A'B'	3,25	0	-7,31	13,53	-9,03	1,3	5,87
	B'C'	3,30	-7,31	-5,71	8,55	-9,77	1,4	-0,43
	C'D'	3,30	-5,71	-15,93	13,03	-5,28	0,76	-3,68
	D'E'	5,10	<b>-15,93</b>	0	14,57	<b>-20,82</b>	3	<b>15,3</b>
3	1-2	3,30	0	-7,47	13,71	-9,18	1,32	6,08
	2-3	3,30	-7,47	-4,28	7,95	10,13	1,5	0,28
	3-4	1,80	-4,28	-4,28	5	-5	0,72	-2,48
	4-5	3,30	-4,28	-6,85	10,13	8,19	1,18	0,55
	5-6	3,10	-6,85	0	8,54	-12,97	1,87	5,26
4	a-b	3,3	0	-8,39	13,99	-8,91	1,28	5,72
	b-c	3,1	-8,39	0	8,05	-13,46	1,94	4,67

**Tableau IV.12 :** Tableau récapitulatif des sollicitations ELS poutrelles (terrasse).

Type	Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>	X <sub>m</sub>	M <sub>t</sub>
1	AB	3,25	0	-5,33	9,86	-6,58	1,23	4,28
	BC	3,3	-5,33	-5,45	6,72	-6,63	1,83	-0,98
	CD	3,3	-5,45	0	6,7	-10	2,12	4,43
2	A'B'	3,25	0	-5,32	9,86	-6,58	1,3	4,28
	B'C'	3,30	-5,32	-4,15	6,23	-7,12	1,4	-0,31
	C'D'	3,30	-4,15	-11,61	9,5	-3,85	0,76	-2,68
	D'E'	5,10	<b>-11,61</b>	0	10,63	<b>-15,18</b>	3	<b>11,15</b>
3	1-2	3,30	0	-5,44	10	-6,7	1,32	4,43
	2-3	3,30	-5,44	-3,12	5,8	-7,55	1,5	0,2
	3-4	1,80	-3,12	-3,12	3,64	-3,65	0,72	-1,8
	4-5	3,30	-3,12	-5	7,39	-5,96	1,18	0,4
	5-6	3,10	-5	0	6,23	-9,46	1,87	3,8
4	a-b	3,3	0	-6,11	10,2	-6,5	1,28	4,17
	b-c	3,1	-6,11	0	5,87	-9,81	1,93	3,41

**Les sollicitations :**

ELU : M<sub>t max</sub> = 15,3KN.m ; M<sub>a max</sub> = -15,93 KN.m ; V<sub>max</sub> = - 20,82 KN

ELS : M<sub>t max</sub> = 11,15 KN.m ; M<sub>a max</sub> = -11,61 KN.m

**IV.6.2.Ferraillage longitudinal :****1. Ferraillage en travée :**

$$M_{Tu} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[ d - \frac{h_0}{2} \right]$$



$$M_{TU} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[ d - \frac{h_0}{2} \right] = 73,84 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{Tu} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compressions, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b \times h$ ), (Annexe de l'organigramme de section rectangulaire).

$$M_{t \max} = 15,3 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 24 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15,3 \times 10^6}{14,2 \times 650 \times 220^2} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,984$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15,3 \times 10^6}{348 \times 0,984 \times 220} = 2,03 \text{ cm}^2$$

## 2. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 220 \times 2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

## 3. Pourcentage minimal Beal art B.6.4 :

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 24 \times 65 = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 2,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

## 4. Ferrailage appuis :

### Aux appuis intermédiaires:

$$M_{a \max} = -15,93 \text{ KN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm} \quad d = 22 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15,93 \times 10^6}{14,2 \times 100 \times 220^2} = 0,23 < \mu_l = 0,392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,867$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15,93 \times 10^6}{348 \times 0,867 \times 220} = 2,4 \text{ cm}^2$$

## 5. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 220 \times 2,1}{400} = 0,27 \text{ cm}^2$$

**6. Pourcentage minimal Beal art B.6.4 :**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 24 \times 10 = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max (A_{\min}, A, A'_{\min}) = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 3\text{T}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis de rive :**

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15 MO.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} \implies \frac{6,94 \times 5,1^2}{8} = 22,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ap}} = 0,15M_0 = 3,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3,83 \times 10^6}{14,2 \times 100 \times 220^2} = 0,06 < 0,392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,97$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times B \times d} = \frac{3,83 \times 10^6}{348 \times 0,97 \times 220} = 0,52 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité Art A-4.2.1/ BAEL91 :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$0,52 \text{ cm}^2 > 0,27 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{On prend } A_a = \max (A_{\min}; A) = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } 1\text{T}12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

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

$$V_u = 20,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \quad \text{Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{20,82 \times 10^3}{100 \times 220} = 0,95 \text{ MPa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91 )

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,95 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifier}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

#### IV.6.3.Ferraillage transversal art- A.7.2.2 BAEL91 :

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{l \min} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{240}{35}, \frac{100}{10}, 10 \right\} = 7,14$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\phi = 8 \text{ mm}$  on adopte **2Ø8 = 1,01 cm<sup>2</sup>**

#### • Calcul de l'espacement (Art .A.5.1.23 BAEL9) :

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} K$$

K = 1  $\Rightarrow$  flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$  (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\text{On obtient } \begin{cases} S_t \leq 0,9 \times 400 \times \frac{1,01}{10 \times (0,95 - 0,3 \times 2,1)} = 113,63 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9 \times 22; 40 \text{ cm}) = 19,8 \\ S_t \leq \frac{1,01 \times 235}{0,4 \times 10} = 59,34 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2 :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,01 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0,45 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifier}$$

#### • L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91 :

##### ▪ Pour Appuis de rive :

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 132 \text{ KN}$$

20,82 KN  $\leq$  132 KN Condition vérifier

▪ **Pour un appui intermédiaire :**

**Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieurs Art A.5.1.321/ BAEL91 :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{fe} \left[ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{fe} \left[ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[ 20,82 + \frac{15,3 \times 10^2}{0,9 \times 22} \right] = 0,28 \text{ cm}^2$$

3,39 cm<sup>2</sup> > 0,28 cm<sup>2</sup> ..... Condition vérifier

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

**IV.6.4. Vérification de liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\frac{20,82 \times 27,5 \times 10}{0,9 \times 65 \times 22 \times 24} = 1,11 \text{ MPa} \leq \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} \text{ ..... Condition vérifier}$$

**IV.6.5. Vérification à l'état limite de service ELS :**

ELS :  $M_{i \max} = 11,15 \text{ KN.m}$  ;  $M_{a \max} = -11,61 \text{ KN.m}$

**Tableau IV.13:** Vérification des contraintes.

**1. Sur travée :**

Moment service	$M_{\text{ser}}$	11,15 KN.m
----------------	------------------	------------

Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{65} = 0,78 \text{ cm}$ $E = 2, \times D \times d = 2 \times 0,78 \times 22 = 34,32 \text{ cm}^2$ $Y = -0,78 + \sqrt{0,78^2 + 34,32} = 5,13 \text{ cm}$	5,13cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	17396,88cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,64 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	3,29 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	161,95 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 ,5 ,2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,29 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	161,95 < 400

## 2. Sur appui :

Moment service	$M_{ser}$	11,61 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{65} = 0,78 \text{ cm}$ $E = 2, \times D \times d = 2 \times 0,78 \times 22 = 34,32 \text{ cm}^2$ $Y = -0,78 + \sqrt{0,78^2 + 34,32} = 5,13 \text{ cm}$	5,13cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	17396,88cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,67 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	3,42 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	169,54 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 ,5 ,2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,42 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	169,54 < 400

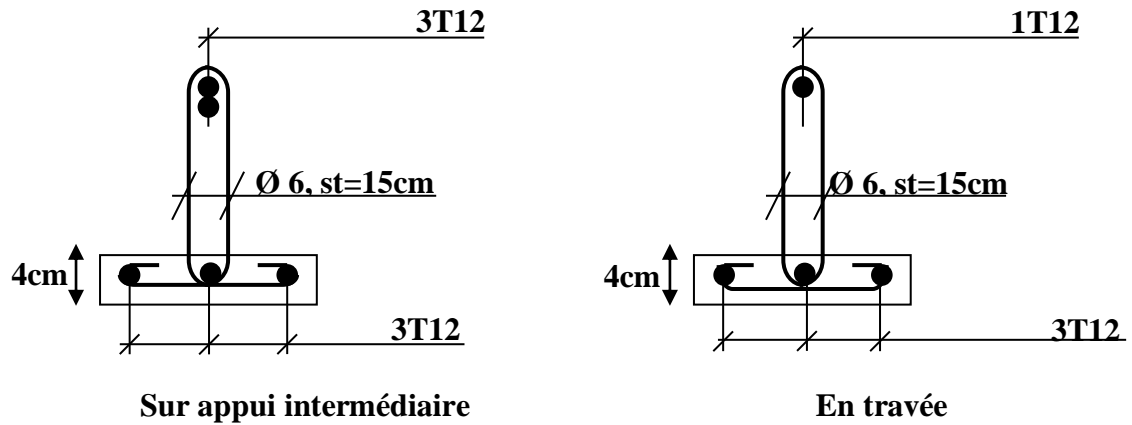


Figure IV.7 : Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse.

### I.7.Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons présentés différents types de poutrelles ont été étudiées et ferrillées.

**V.1.Introduction :**

Le calcul parasismique a pour but, l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique, le dimensionnement des éléments de résistance, d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique. En connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

**V.2.Définition :**

Séisme ou **tremblement de terre**, secousse ou succession de secousses plus ou moins violentes du sol.

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des Sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

**V.3.Causes du séisme :**

- . 1- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- 2- Actions de l'eau souterraine.
- 3- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

**V.4.Risque sismique :**

C'est la probabilité que les conséquences sociales et économiques des séismes soient supérieures ou égales à des valeurs (ou niveaux) spécifiées, en un site et durant une période



d'exposition spécifiée. Par conséquences sociales, il faut entendre le bilan prospectif en nombre de victime (morts, blessés et sans abris) et par conséquences économiques, le coût des dommages subis par les biens, des immobilisations et des interruptions des activités économiques.

### V.5.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 libres non- amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

#### V.5.1.Modélisation de la structure :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudié.

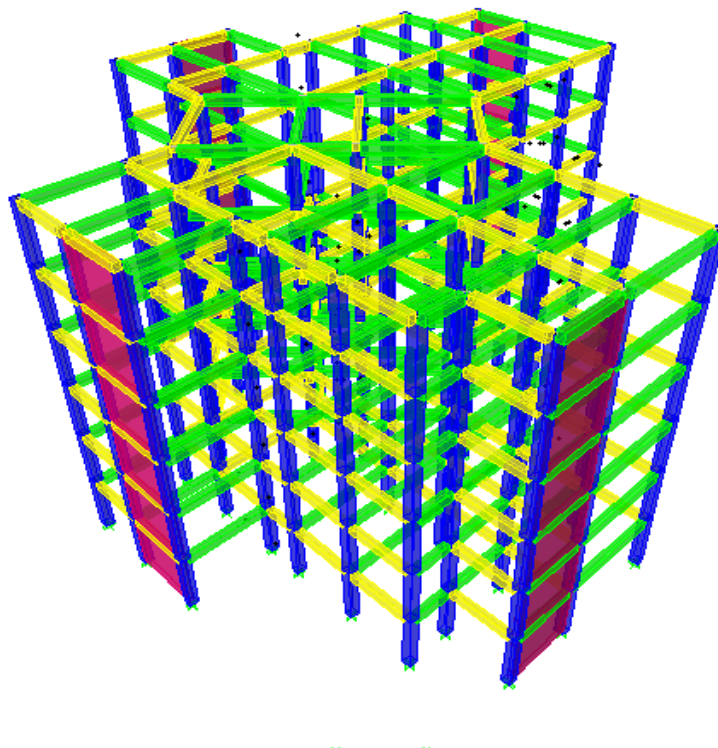


Figure V.1: Modèle en 3D.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudié.

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds des différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Wall.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type Slab à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

#### V.6.V.5.2. Modélisation de masse :

La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.

La valeur  $w$  à prendre en compte est égale à la somme des poids  $w_i$  calculés à chaque niveau  $i$  de la structure

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau ( $i$ ) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : charges d'exploitation
- $\beta$  : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge D'exploitation et donné par le tableau 4.5. (RPA99 version 2003).

**Tableau V.1** : Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$ .

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	<b>0,20</b>
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30  0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 2,5t/m<sup>3</sup>.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres brisées et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

### V.7. Combinaison d'action :

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

- **Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91)** : combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires

ELU : 1.35 G + 1.5Q

ELS : G+Q

- **Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)]** : combinaisons accidentelles **Art 5.2**

- ELA : G+Q ±E (5-1) RPA

- $ELA : 0,8G \pm E$  (5-2) RPA

Avec :

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

E : Effort sismique

### **V.8.Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :**

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### **V.8.1.Méthode statique équivalente:**

#### **V.8.2.Méthode d'analyse modale spectrale:**

#### **V.8.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:**

- **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (4) 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.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE IIa'.

- **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 courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

### **V.9. Bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m Donc : 'Groupe2' (Article 3.2 Du RPA99/V2003).**

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale en utilisant le logiciel de calcul « ETABS V.09.7.4 ».

### **V.10. Modélisation des structures :**

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensionnel Analysis of Building Systems ». C'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie.

Ce logiciel est calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le

dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc).

ETABS V9.7.4 offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  selon RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 25 MPa.

### V.11.Évaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme «spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

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

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

Avec :  $\frac{\delta_a}{g}$  : Spectre de Réponse de calcul.

et :

**A** : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

**R** : coefficient de comportement de la structure.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

**Q** : facteur de qualité .

**D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :**

**Tableau V.2** : Valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>.

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
<b>T<sub>1(sec)</sub></b>	0,15	0,15	<b>0,15</b>	0,15
<b>T<sub>2(sec)</sub></b>	0,30	0,40	<b>0,50</b>	0,70

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S<sub>3</sub> : Sol meuble ⇒ **T<sub>1</sub> = 0,15 sec et T<sub>2</sub> = 0,5 sec.**

A = 0,15 (tableau 4.1 RPA99/version2003)  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa.} \\ \text{Groupe d'usage 2 .} \end{array} \right.$

**Tableau V.3** : coefficient d'accélération de zone.

Groupe D'usage	Zone			
	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,1	<b>0,15</b>	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

$\xi = 10 \%$  Tableau 4.2 du RPA99  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{array} \right.$

**Tableau V.4:** Valeurs de  $\xi$  (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Léger	6	
dense	7	5	

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,764 \geq 0,7 \quad \text{C. V}$$

- **R : Coefficient de comportement de la structure ;**

Sa valeur unique est donnée par le tableau suivant en fonction du système de contreventement en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite. Sa valeur est donnée au tableau suivant :



Tableau V.5 : Valeurs du coefficient de comportement R.

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
<b><u>A</u></b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
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>
<b>4b</b>	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<b><u>C</u></b>	<b><u>Maçonnerie</u></b>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

On prend  $R = 5$

- **Q : facteur de qualité :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

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

La valeur de  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau suivant :

Tableau V.6 : Q facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités  $P_q$ .

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  ..... (RPA 99 révisée en 2003).

$$Q = 1 + (0,05 + 0,1) = 1,25.$$

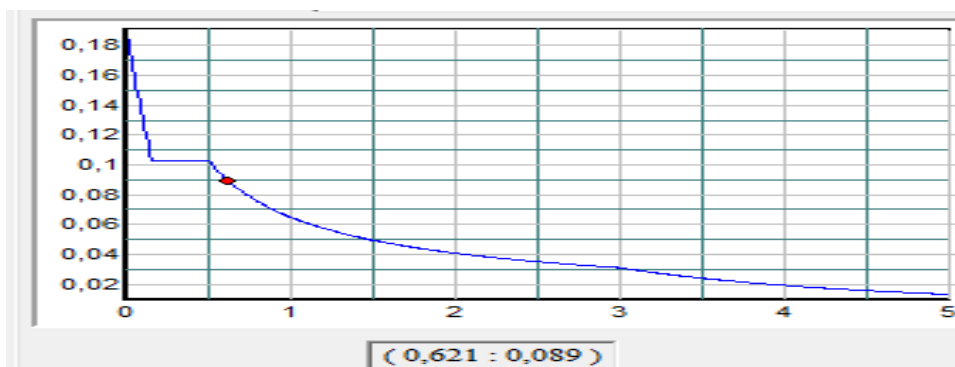


Figure V. 2 : Spectre de réponse de calcul.

### V.12. La valeur de la période fondamentale « T » :

La période fondamentale de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau ;

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique ;

$Q$  : Facteur de qualité ;

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site,

On à :

$(T_1, T_2)$  : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

-Sol meuble  $\Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0,5 \text{ sec}$ .

On à :  $T_2 \leq T \leq 3 T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.3 \leq 0.5 \leq 3 \text{ s}$

- $T$  : La valeur de la période fondamentale  $T$
- $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).  $h_N = 18.36 \text{ m}$
- $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant :

$C_t = 0,050$  car le système de contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé

Tableau V.7 : Valeurs du coefficient  $C_T$ .

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en	0,075
2	maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,050
4	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	
	<b>Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie</b>	<b>0,050</b>

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 18.36^{3/4} = 0,443 \text{ s.}$$

$$T'_x = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{l_x}} = 0,307 \text{ s} \quad \text{avec: } l_x = 28,66 \text{ m.}$$

$$T'_y = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{l_y}} = 0,307 \text{ s} \quad \text{avec: } l_y = 28,66 \text{ m.}$$

Dans ce cas, il y lieu de retenir dans chaque direction considéré la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par :  $T = 0,443 \text{ s}$

**D : Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Le facteur d'amplification dynamique est une fonction, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

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

On a :  $T_2 = 0,5 \text{ s}$  ;  $T = 0,443 \text{ s}$

• **Sens- x**

$$D_x = 2,5 \eta = 1,91 \text{ m}$$

$D_x = 1,91 \text{ m}$

- Sens-y

$D_x = 2,5 \eta = 1,91 \text{ m}$

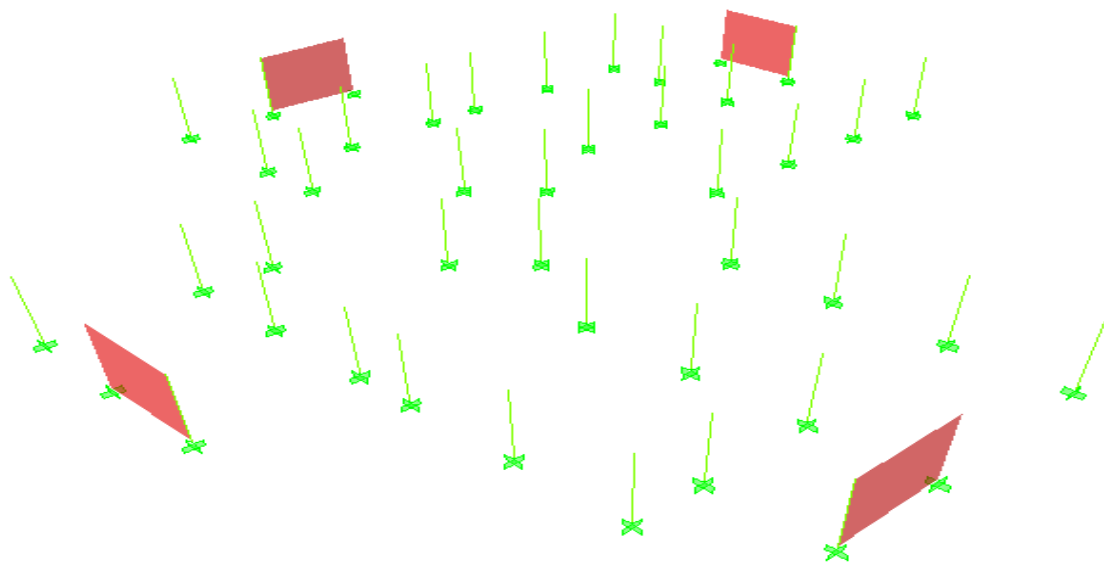
$D_y = 1,91 \text{ m}$

### V.13. Analyse de la structure :

#### Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La meilleure position, c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99/ V.2003) tel que la période, les déplacements, la participation de la masse et l'effort tranchant a la base.



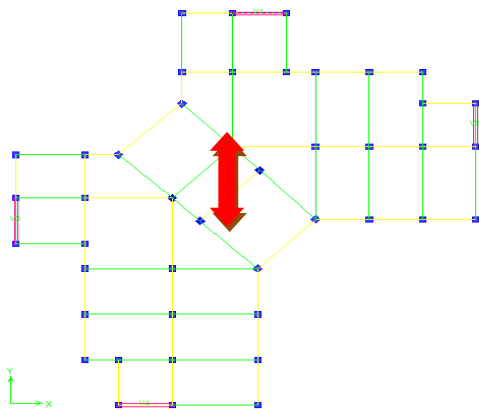
**Figure V.1:** Disposition des voiles.

C'est le pourcentage de participation des voiles dans la dissipation de l'énergie dégagée par le séisme, Il doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY).

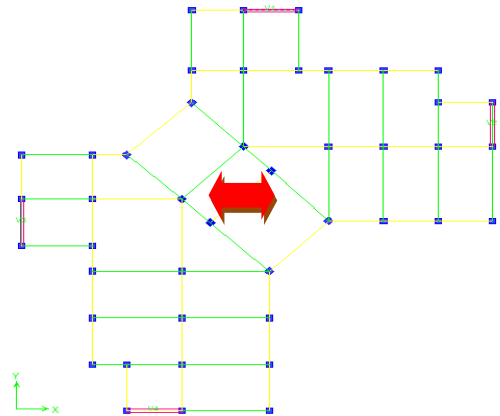
Tableau V.8 : Périodes et facteurs et participation massique du modèle.

Mod e	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ	Nature
1	<b>0,5219</b>	20,7592	<b>51,5675</b>	20,7592	51,5675	70,5284	Trans Y
2	0,506292	<b>51,4175</b>	20,6999	72,1767	72,2674	28,298	Trans X
3	0,357245	0,0289	0,1711	72,2056	72,4386	0,2117	Torsion
4	0,132374	0,895	16,3592	73,1006	88,7978	0,6544	\
5	0,129602	16,5557	0,883	89,6563	89,6808	0,0395	\
6	0,077373	0,0071	0,0043	89,6634	89,6851	0	\
7	0,0601	0,1005	6,2121	89,7639	95,8972	0,2191	\
8	0,058881	6,2198	0,1006	<b>95,9837</b>	<b>95,9978</b>	0,0027	\
9	0,037436	0,0425	2,61	96,0262	98,6078	0,0311	\
10	0,036746	2,5867	0,0428	98,613	98,6506	0,0007	\
11	0,033274	0,0035	0,0007	98,6164	98,6513	0	\
12	0,028002	0,0186	0,9894	98,635	99,6407	0,0097	\

Mode 01



Mode 02



Mode 03

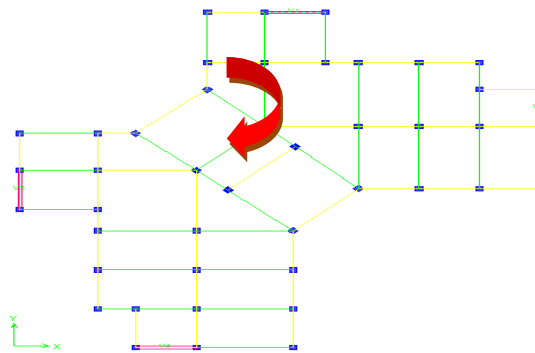


Figure V.4: Modes principaux de la vibration.

**Interprétation des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1er mode est un mode de translation selon l'axe  $U_y = 51,5675\%$  de participation de masse modale.
- le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation selon l'axe  $U_x = 51,4175\%$ .
- Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%

**Remarque:**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

La période fondamentale **T (dyn) = 0,5219 s.**

Nous avons affiché uniquement les résultats dont nous avons besoin.

A partir de ces résultats on voit que :

Selon l'article 4.2.4.4 du RPA 99/V.2003, les valeurs de T période caractéristique calculée à partir des formules de Rayleigh ou à partir des méthodes numérique qui ne doivent pas dépasser celles estimées à partir es formules empiriques RPA appropriées de plus de 30%. On garde ce modèle.

En d'autres termes :

$$T_{\text{Etabs}} (\text{Numériques}) \leq 1,3 T_{\text{Rpa}} (\text{Empiriques}).$$

On a :

$$T = 0,443 \text{ s}$$

$$1.3 \times T = 1,3 \times 0,443 \text{ s} = 0,5759 > T (\text{dyn}) = 0,5219 \text{ s} \text{ ( la condition est vérifiée).}$$

#### V.14.Principe de détermination des poids (Wt) de la structure :

**Tableau V.9** : Détermination des poids des différents niveaux W(KN).

Éléments	Poids (KN)	R.D.C- 4 <sup>ème</sup>	Terrasse
Acrotère	$G_a \times \sum l$	—	$1,71 \times 114 = 194,94$
Plancher	$G \times S$	$5,6 \times 327 = 1831,2$	$6,79 \times 317 = 2152,43$
Poteaux	R.D.C- 4 <sup>ème</sup> $n \times b \times h$ $\times \gamma_b \times (\text{het})$ Terrasse $n \times b \times h$ $\times \gamma_b \times (\text{het}/2)$	$44 \times 0,4 \times 0,4 \times 25 \times 3,06 = 538,56$ $44 \times 0,35 \times 0,35 \times 25 \times 3,06 = 412,34$	$44 \times 0,35 \times 0,35 \times 25 \times \frac{3,06}{2} = 206,17$



Poutre principale	$h \times b \times \gamma_b \times \sum l$	$0,45 \times 0,3 \times 25 \times 160 = 540$	$0,45 \times 0,3 \times 25 \times 151,8 = 512,325$				
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	$0,4 \times 0,3 \times 25 \times 140 = 420$	$0,4 \times 0,3 \times 25 \times 125 = 375$				
Murs extérieurs	$G_m \times (h_{et}/2) \times L_{acr}$	$2,76 \times 1,53 \times 114 = 481,4$	$2,76 \times 1,53 \times 114 = 481,4$				
Murs voiles	$e_p \times h_{et} \times \gamma_b \times \sum L.$	$0,2 \times 3,06 \times 25 \times 13,2 = 201,96$	$0,2 \times 3,06 \times 25 \times 13,2 = 201,96$				
Escaliers	$(G_v \times S_v) + (G_p \times S_v)$	$7,5 \times 10 + 5,27 \times 10 = 100$					
G balcon	$S \times G$	$(5,31 \times 18,7) = 99,3$	$7,24 \times 18,7 = 135,39$				
Charge permanente G	$\sum G_i$	4212,42	4259,62				
Charge d'exploitation	$Q = S P$	$(1,5 \times 327) = 490,5$	317				
Poids total $w_i$	$G + \beta \times WQ_i$	437 5,92	439 8,12				
		439 8,12	439 8,12				
		4398,1 2	4323,02				
Poids totale de la structure	$\sum W_i$	26291,41					

**V.15.Calcul de l'effort tranchant :**

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/V.2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente. En d'autres termes

V : Effort tranchant calculé avec la méthode modale spectrale (ETABS).

$V_{x,y}$  : Effort tranchant calculé avec la méthode statique équivalente.

**V.15.1.Effort tranchant calculé avec la méthode statique équivalente :**

Selon l'article 4.2.3 du RPA 99/V.2003, la force sismique totale appliquée à la base de la structure doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

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

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen,

Q : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

Nous avons calculé au préalable le poids de la structure

Telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \\ D = 1,91 \\ Q = 1,25 \\ W = 26291,41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{x,y} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V = \frac{0,15 \times 1,91 \times 1,25 \times 26291,41}{5} \Rightarrow V = 1883,12 \text{ KN}$$

**V.15.2 Vérifier l'effort tranchant à la base :**

Selon l'article 4.3.6 du RPA 2003 la résultante des forces sismiques à la base « $V_t$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Donc :  $V_{dyn} > 0.8 \times V_{stat} \Rightarrow$  **Condition vérifier**

**V.15.2.1.Sens longitudinal :**

$$V_x = 20852,81 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 1883,12 = 1506,77 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**V.15.2.2.Sens transversal :**

$$V_y = 21532,14 > 80\% V_{st} = 80\% \times 1883,12 = 1506,77 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**V.16. Vérification du déplacement inter-étage :**

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

**Donc:**  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$  sont inférieurs à  $\Delta_{adm} = 1\% (h) = 1\% (3.06) = 0.0306\text{m} = 3.06\text{cm}$ .

Selon l'article 4.4.3 du RPA2003, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_k$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$ .

R : coefficient de comportement = 4

$\Delta_K$  : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à  $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$ .

Nous allons relever à l'aide d'ETABS les déplacements à chaque niveau (EX et EY).

- Suivant xx :

- **Tableau V.10** : Les déplacements relatifs inter étages suivant xx.

Niveaux	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$0,1h_k$ (mm)	Remarque
ETAGE -05	10,1	40,4	7,2	306	Vérifiée
ETAGE -04	8,3	33,2	8	306	Vérifiée
ETAGE -03	6,3	25,2	8,4	306	Vérifiée
ETAGE -02	4,2	16,8	7,6	306	Vérifiée
ETAGE -01	2,3	9,2	6	306	Vérifiée
RDC	0,8	3,2	3,2	306	Vérifiée

- Suivant yy :

- **Tableau V.11** : Les déplacements relatifs inter étages suivant yy.

Niveaux	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$0,1h_k$ (mm)	Remarque
ETAGE-05	10,3	41,2	7,6	306	Vérifiée
ETAGE-04	8,4	33,6	8	306	Vérifiée
ETAGE-03	6,4	25,6	8,4	306	Vérifiée
ETAGE-02	4,3	17,2	7,6	306	Vérifiée

ETAGE-01	2,4	9,6	6,4	306	Vérifiée
RDC	0,8	3,2	3,2	306	Vérifiée

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

### V.17.Caractéristique géométrique et massique:

#### V.17.1.Centre de masse :

##### Définition:

Le centre de masse d'un niveau considère est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme).il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

##### Avec :

$M_i$  : masse de l'élément considéré.

$X_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère  $(x, o, y)$ .

$Y_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère  $(x, o, y)$ .

#### V.17.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

1. Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
2. Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{ct} = \frac{\sum I_{xj} X_j}{\sum I_{yj}} \qquad Y_G = \frac{\sum I_{yi} Y_j}{\sum I_{yj}}$$

### V.17.3.Excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}| \qquad e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

**Tableau V.12** : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

Etage	Poids W	Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité	
		XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey
<b>RDC</b>	447,7843	13,73	14,64	13,725	14,219	0,005	0,421
<b>1</b>	447,2375	13,732	14,637	13,46	14,422	0,272	0,215
<b>2</b>	447,2375	13,732	14,637	13,326	14,601	0,406	0,036
<b>3</b>	447,2375	13,732	14,637	13,252	14,739	0,48	- 0,102
<b>4</b>	446,3949	13,733	14,631	13,211	14,834	0,522	-0,203
<b>5</b>	434,5568	13,75	14,665	13,202	14,876	0,548	-0,211

### V.17.4.L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e = \max ( e_{théorique} ; e_{RPA} ) = 0,05 L_{max}$$

- $e_{ax} = 0,05 L_x$  avec :  $L_x = 28,66$  m .
- $e_{ay} = 0,05 L_y$  avec :  $L_y = 28,66$  m .

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_x = 1,433 \text{ m}$

- $e_y = 1,433 \text{ m}$

$$\begin{cases} 0,005 \text{ m} \\ 0,421 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Pour RDC.}$$

$$\begin{cases} 0,548 \text{ m} \\ -0,211 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Pour l'étage terrasse.}$$

### V.18. Justification Vis A Vis De L'effet P-Δ

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

L'article 5.9 du **RPA 99V2003** :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi}).$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

$h_K$ : Hauteur de l'étage "K"

- Si  $0,10 < \theta_K \leq 0,20$ , Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

- Si  $\theta_K > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

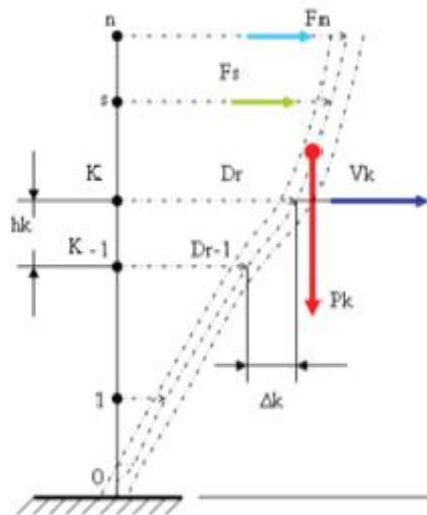


Figure V.5 : L'effet P-Delta.

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Suivant xx :

Tableau V.13 : Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal.

Story	h (m)	V <sub>kx</sub> (KN)	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>K</sub> <sup>x</sup> (m)	θ <sub>x</sub>
ETAGE-05	18,36	360,43	4323,02	0,0072	0,0047
ETAGE-04	15,3	714,59	8721,14	0,008	0,0064
ETAGE-03	12,24	1080,62	13119,26	0,0084	0,083
ETAGE-02	9,18	1442,88	17517,38	0,0076	0,1
ETAGE-01	6,12	180 5,15	2191 5,5	0,0 06	0,0119
RDC	3,06	2165,59	26291,41	0,0032	0,0127



Suivant yy :

**Tableau V.13** : Vérification de l'effet P- $\Delta$  pour le sens transversal.

Story	h (m)	Vkx (KN)	P <sub>k</sub> (KN)	$\Delta_K^y$ (m)	$\theta_x$
<b>ETAGE-05</b>	18,36	360,43	4323,02	0,0076	0,005
<b>ETAGE-04</b>	15,3	714,59	8721,14	0,008	0,0064
<b>ETAGE-03</b>	12,24	1080,62	13119,26	0,0084	0,083
<b>ETAGE-02</b>	9,18	1442,88	17517,38	0,0076	0,1
<b>ETAGE-01</b>	6,12	1805,15	21915,5	0,0064	0,0127
<b>RDC</b>	3,06	2165,59	26291,41	0,0032	0,0127

D'après les résultats obtenus, les valeurs des  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieure a 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- $\Delta$  (Stable).

### V.19.Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique. Les tableaux nous donnent les résultats adoptés par ETABS V9.7.4.

Les différentes contraintes sont les éléments principaux de la structure –elles sont utilisées pour le calcul des armatures de ces éléments, qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).





**VI.1.Introduction :**

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l’outil informatique à travers le logiciel ETABS V. 9.7.4 qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

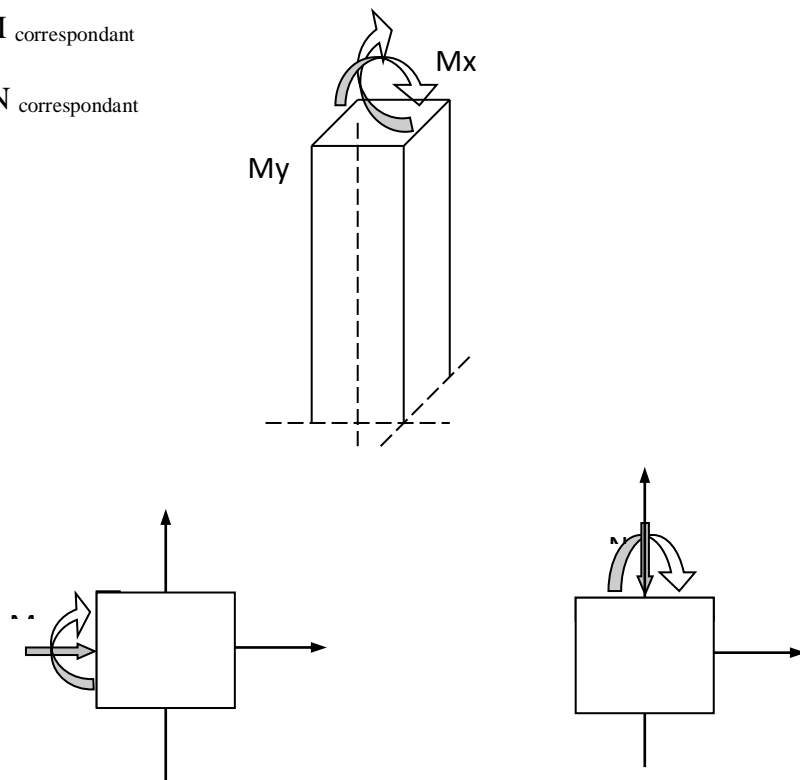
Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

**VI.2.Ferrailage des poteaux :**

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M.

Les sections d’armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- $N_{max}$  →  $M_{correspondant}$
- $N_{min}$  →  $M_{correspondant}$
- $M_{max}$  →  $N_{correspondant}$



**Figure IV.1 :** Sollicitation de poteau a ferraille.

Les armatures sont obtenues à l’état limite ultime (E.L.U) sous l’effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.

	$\gamma_b$	$F_{c28}$	$\sigma_b$ MPa	$\sigma_s$ MPa
<b>Situation durable</b>	1,5	25	14,2	348
<b>Situation accidentelle</b>	1,15	25	18,5	400

### VI.2.1. Combinaisons des charges:

#### VI.2.1.1. Les combinaisons d'action:

##### a) Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**.

- 1.35 G + 1.5 Q à l'E.L.U.

G + Q à l'E.L.S

##### b) Règlement RPA 99/V.2003 :

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques E.

- G + Q ±E (1)

- 0.8 G ±E (2)

##### ➤ Les poteaux :

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q ..... (BAEL 91).

- ELS : G + Q ..... (BAEL 91).

- Accidentelle 0.8 G ± E ..... (RPA99/V.2003).

G + Q ±E ..... (RPA99/V.2003).

##### ➤ Les poutres :

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q ..... (BAEL 91).

- ELS : G + Q ..... (BAEL 91).

- Accidentelle G + Q ±E ..... (RPA99/V.2003).

0.8 G ±E ..... (RPA99/V.2003).

##### ➤ Pour les voiles :

- G + Q ±E .....( RPA99/V.2003).
- 0.8 G ±E .....(RPA99/V.2003).

**VI.2.2.Recommandations du RPA99/version 2003 :**

D’après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2.1**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique **IIa** sera de :
  - $A_s \geq 0.8\% b \times h$  en zone II.
- Leur pourcentage maximal
  - 4% en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm. ( $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ )
- La longueur minimale des recouvrements est de:
  - 40  $\emptyset$  en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - 25 cm en zone II.

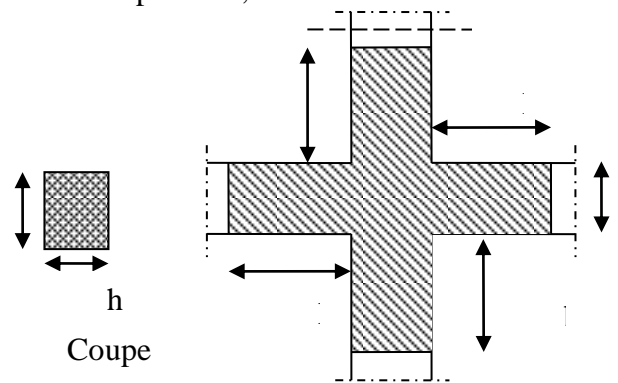
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

$h_e$ : hauteur d’étage.



**Figure V.1 :** Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/V.2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.2 :** Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

Niveau	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			zone courante	zone de recouvrement
RDC	40×40	12,8	64	96
1 <sup>ère</sup> étage – 5 <sup>ème</sup> étage	35×35	9,8	49	73,5

**VI.3.Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V9.7.4, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

N<0 : effort de traction.

N>0 : effort de compression

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose le bâtiment en 02 zones :

Les niveaux (RDC) ..... zone I

Les niveaux (1-2-3-4-5) ..... zone II

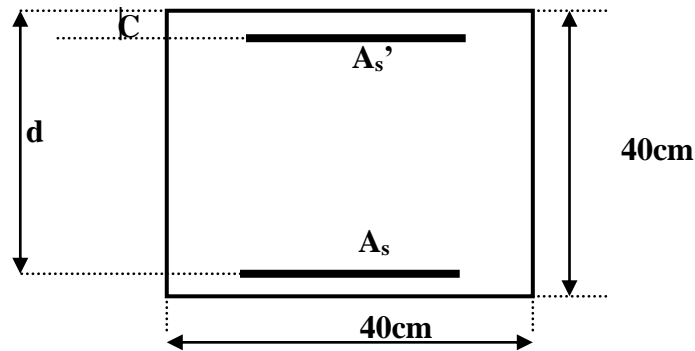
**Tableau VI.3 :** les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

Section	ELU		G + Q + E		0.8G + E		ELS	
	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>cor</sub> (KN)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)
40× 40	1614,16	3,658	81,331	1445,33	954,5	4,358	178,6	5,777
35× 3	1338,9	10,028	123,982	586,9	526,45	5,79	976,23	7,255

**VI.2.4.Calcul de ferrailage des poteaux :**

C = 2cm, d = h -2 =38 cm, Acier FeE = 400MPa, l = 306 cm, f<sub>c28</sub>=25MPa.

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.



• 1<sup>ère</sup> Cas ELU : **Figure IV.2 : Section du poteau à étudier**

$$e = \frac{M}{N} = 0,0023 \text{ m} = 0,23 \text{ cm.}$$

$e = 0,0023 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$  (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1614,16 \times \left( 0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,0023 \right) = 294,26 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right). \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} N_u = 1614,16 \text{ KN} < 1836,432 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 294,26 \text{ KN.m} < 377,10 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = 0$ ).

• 2<sup>ème</sup> Cas **G + Q + E** :

$$e = \frac{M}{N} = 0,056 \text{ m} = 5,6 \text{ cm.}$$

$e = 0,056 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$  (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 445,33 \times \left( 0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,056 \right) = 341,1 \text{ KN.m} .$$



➤ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \quad Nu = 1445,33 \text{ KN} < 1836,432 \text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 \times Nu}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \quad Mu = 341,1 \text{ KN.m} < 360,19 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2=0$ ).

• **3<sup>ème</sup> Cas 0,8G + E:**

$$e = \frac{M}{N} = 0,0046 \text{ m} = 0,46 \text{ cm.}$$

$e = 0,0046 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$  (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$Mu = Nu \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 954,5 \times \left( 0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,0046 \right) = 176,2 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \quad Nu = 954,5 \text{ KN} < 1836,432 \text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ Mu \leq Nu \cdot d \left( 1 - \frac{0,514 \times Nu}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \quad Mu = 176,2 < 280,09 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3= 0$ ).

➤ **Section adoptée :**

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99/V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\text{min}}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 12,8)$$

Pour une section de béton (40×40) cm<sup>2</sup>

$$A_{\text{adopté}} = 12,8 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4T16+4T14 =14,2 cm<sup>2</sup>**

**Tableau VI.4:** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section de poteaux(cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )RPA99	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40×40	0	12.8	4T16+4T14=14,2
1 <sup>ère</sup> – 5 <sup>ème</sup> étage	35×35	9,45	9.8	4T14+4T12=10,68

**VI.2.5.Calcul des armatures transversales :**

Selon RPA99/V. 2003(Article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- $V_u$  : Effort tranchant de calcul ;
- $h_1$  : hauteur totale de la section brute ;
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élancement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,5 dans le cas contraire.
- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.

**a)Condition de l'espacement**

D'après le RPA 99 (version2003) on à :

-En zone nodale :  $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$  on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

-En zone courante :  $S_t \leq 15 \varnothing_L = 18 \text{ cm}$  **on prend**  $= 15 \text{ cm}$ .

**a) Zone courante :**

Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_g$  :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0 = 2,14 \text{ m}.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,14}{0,40} = 5,35 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = 5,95 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_t f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 10^3 \times 182,22}{40 \times 400 \times 10^2} = 4,27 \text{ cm}^2$$

### b) Quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} : \text{En \% est donnée comme suit :}$$

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,35 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>.**

### VI.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (40×40) cm<sup>2</sup> »

$$T_{\max} = 182,22 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$  :

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{182,22}{(40 \times 38)} = 0,12 \text{ MPa}$$

—  
 \_Contrainte tangente admissible :  $\tau_u = \min(0,2 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$ .

$$\tau_u = 0,12 < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on 'a pas de risque de cisaillement

### VI.2.7. Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

**Zone courante :**

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 1,34 \text{ MPa} \geq \max( ; 0,4 ) = 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

**Zone nodale :**

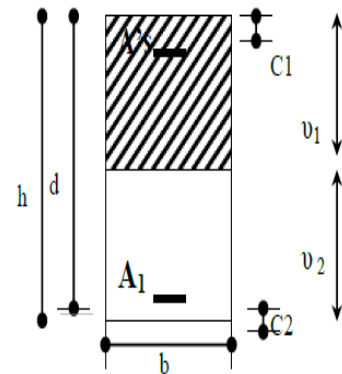
$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 1,34 \text{ MPa} \geq \max( ; 0,4 ) = 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié .}$$

**VI.2.8.Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N ser , M ser)

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.



La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15$

MPa

La contrainte d'acier est limitée par :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{\min} = 178,6 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 5,777 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,032 \text{ m} = 3,23 \text{ cm.}$$

$$e = 0,032 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0,4}{6} = 0,067 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B = b \times h + 15A_s = 40 \times 40 + 15(14,2) = \mathbf{1813 \text{ cm}^2} .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{\text{ser}} \cdot v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$v = \frac{1}{B} \cdot \left( \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right) = 22,11 \text{ cm}$$

$$v' = h - v = 17,89$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s' \cdot (v - d')^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2 = 274237,51 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{GG}} = \frac{5777}{274237,51} = 0,02.$$

$M$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$M_G = 5,777 \text{ KN.m}$

$$\sigma_0 = \frac{N_{min}}{B} = \frac{1786000}{1813 \times 100} = 0,99 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v = 1,43 \text{ Mpa.}$$

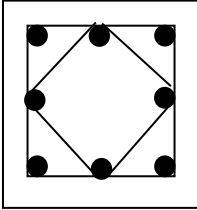
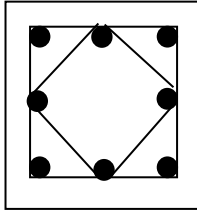
$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 1,43 \text{ MPa} \leq 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s = 15[\sigma_0 + k(v - c)] = 21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow 21 \text{ MPa} \leq 400 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

**Tableau.VI.5** : Ferrailages des poteaux.

Niveaux	Poteaux
01 <sup>ère</sup> étage au 5 <sup>ème</sup> étage (35×35) cm <sup>2</sup>	 4T14+4T12
RDC (40×40) cm <sup>2</sup>	 4T16+4T14

**VI .3.Ferrailage des poutres :****VI.3.Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

En considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

On distingue deux types de poutres ; les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle logiciel ETABS V9.7.4.

**VI.3.2.Recommandation des RPA 99/version 20 :****1. Armatures longitudinales ( Art 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

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

Les poutres supportant de faibles charges verticales et, doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :  $40\phi$  en zone II.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

**2. Armatures transversales ( Art 7.5.2.2) :**

La quantité des armatures transversales doit vérifier  $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$ .

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire minimum ( $h/4 ; 1,2\phi$ ).
- En dehors de la zone nodale  $S \leq h/2$ .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées (les combinaisons les plus défavorables) , présentées par le RPA 99/version 2003 et le CBA93

1,35G+1 ,5Q selon BAEL 91

0,8G± E selon RPA99

G + Q ±E selon RPA99

VI.3.3.Poutre principale (30×45) :

Tableau VI.6 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

Combinaisons	1,35G+1,5Q		G+Q		G+Q+E		0,8G± E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	70,488	93,44	51,547	67,918	56,807	106,216	55,911	94,298

VI.3.3.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales :

1. Armatures longitudinales.

Calculons d’abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{\min} = 0,5\%b. ht = 6,74 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max1} = 4\%b. ht = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max2} = 6\% b. ht = 81 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

2. Combinaisons 1,35G+1,5Q :

• EUL :

• Sur travée :

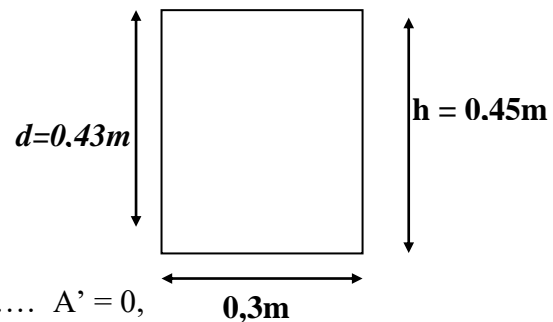
$$M_u = 70,488 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{70,488 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times 43^2} = 0,09 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0,$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,09)}}{2}$$

$$\beta = 0,953,$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{70,488 \times 10^3}{348 \times 0,953 \times 43} = 4,94 \text{ cm}^2.$$



3. Combinaisons G+Q+E:

• Sur appui :

$$M_a = 106,216 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{106,216 \times 10^3}{18,5 \times 30 \times 43^2} = 0,1 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0 .$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,1)}}{2}$$

$$\beta = 0,888.$$

$$A = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{106,216 \times 10^3}{400 \times 0,888 \times 43} = 6,95 \text{ cm}^2.$$

**4. Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.001 \times 30 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

**5. Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

Etages	Position	Moment de calcul (KN.m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
5 <sup>eme</sup> étage	Appuis	106,216	6,95	1,35	6,74	6,95	3T16 + 1T16 = 7,16 cm <sup>2</sup>
	Travée	70,488	4,94	1,35	6,74	6,74	3T14+2T12 = 6,88cm <sup>2</sup>

**VI.3.3.4.Ferrailage des armatures transversales :**

**VI.3.3.4.1.Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \quad \{ \text{Art A-5.1.1} \}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{295,42 \times 10^3}{43 \times 30} = 22,9 \text{ Kg / cm}^2 = 2,3 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

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

$\tau_u = 2,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifier



**VI.3.3.4.2. Disposition constructive :**

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi l; 30\text{cm}); St = 11,25 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 22,5 \text{ cm ; en prend } St = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0,9d; 50\text{cm}) \quad \text{BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$St=20 \text{ cm} \leq \min (38,7 \text{ cm}; 50\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.3.3.4.3. Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23) :**

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 400 \text{ MPa ; } \delta_s = 1 .$$

$$(*) \Rightarrow \left[ \frac{At}{St} \right] \geq \frac{(2,3 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,14 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

✓ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\left[ \frac{At}{St} \right] \geq \frac{1,15 \times 30}{400} = 0,09 \text{ cm} \dots\dots\dots (2).$$

De (1) et (2) :  $\left[ \frac{At}{St} \right] \geq 0,09 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 1,73 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 . \\ S_t = 20 \text{ cm} . \end{array} \right.$$

**VI .3.3.5. Vérification a l'état limite de service :**

On travée : Ms = 51,547 KN.m

On appuis : Ms = 67,918 KN .m

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes.

- Travée :

Moment service	$M_{ser}$	51,547 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,88}{30} = 3,44 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 3,44 \times 43 = 295,84 \text{ cm}^2$ $Y = -3,44 + \sqrt{3,44^2 + 295,84} = 14,1 \text{ cm}$	17,54 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$	120857,52 cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,43 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	7,54 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$	164,22 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	7,54 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	164,22 < 400

- Appuis :

Moment service	$M_{ser}$	67,918 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{7,69}{30} = 3,85 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 3,85 \times 43 = 330,67 \text{ cm}^2$ $Y = -3,85 + \sqrt{3,85^2 + 330,67} = 14,73$ cm	10,85cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	124373,68 cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,54 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	7,69 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	238,43 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	7,69 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	238,43 < 400

**VI.3.4.Poutre Secondaire (30×40) :**

**Tableau VI.8 :** les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E		0.8G± E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	55, 516	73, 783	40,5 91	53,7 14	68, 022	84,4 74	<b>68,</b> <b>899</b>	79,0 74

**VI.3.4.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales :**

**1. Armatures longitudinales.**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{\min} = 0,5\%b \cdot ht = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max 1} = 4\%b \cdot ht = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot ht = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

**Combinaisons 0.8G± E**

- **Sur travée :**

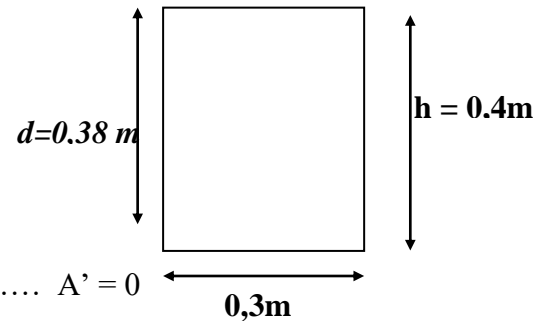
**$M_u = 68,899 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{68,899 \times 10^3}{18,5 \times 30 \times 38^2} = 0,09 < \mu l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,09)}}{2}$$

$$\beta = 0,953.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{68,899 \times 10^3}{400 \times 0,953 \times 38} = 4,76 \text{ cm}^2.$$



**2. Combinaisons G+Q+E:**

- **Sur appui :**

**$M_a = 84,474 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{84,474 \times 10^3}{18,5 \times 30 \times 38^2} = 0,11 < \mu l = 0,392 \dots \dots \dots, A' = 0 .$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,11)}}{2}$$

$$\beta = 0,947.$$

$$A = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{84,474 \times 10^3}{400 \times 0,947 \times 38} = 5,88 \text{ cm}^2.$$

**3. Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0,001 \times 30 \times 38 = \mathbf{1,14 \text{ cm}^2}.$$

**4. Condition de non fragilité (Art A-4,2,1 BAEL91) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2.$$

Etages	Position	Moment de calcul (KN.m)	A <sub>calcule</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC – 5 <sup>eme</sup> étage	Appuis	68,899	5,88	1,14	6,00	6,00	3T12+2T12 = 6,88
	Travée	84,474	4,76	1,14	6,00	6,00	3T12+2T12 = 6,88

**VI.3.3.4.Ferrailage des armatures transversales :**

**VI.3.3.4.1.Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \quad \{ \text{Art A-5.1.1} \}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{123,41 \times 10^2}{38 \times 30} = 10,83 \text{ Kg / cm}^2 = 1,1 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91 )

$$3,33 \text{ MPa } \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) =$$

$$\tau_u = 2,3 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

**VI.3.3.4.2.Disposition constructive :**

St : l’espacement des cours d’armatures transversaux.

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi \text{ l}; 30\text{cm}); St = 10 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 20 \text{ cm} ; \text{ en prend } St = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0,9d; 50\text{cm}) \quad \text{BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min (34,2 \text{ cm}; 50\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.3.3.4.3. Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23) :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa} .$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \delta_s = 1$$

$$(*) \Rightarrow \left[ \frac{A_t}{S_t} \right] \geq \frac{(1,1 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,04 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

✓ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\left[ \frac{A_t}{S_t} \right] \geq \frac{1,15 \times 30}{400} = 0,09 \text{ cm} \dots\dots\dots (2).$$

De (1) et (2) :  $\left[ \frac{A_t}{S_t} \right] \geq 0,09 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$  .

$$D'où \quad A_t \geq 1,73 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 . \\ S_t = 20 \text{ cm} . \end{array} \right.$$

**VI .3.3.5. Vérification a l'état limite de service :**

On travée :  $M_s = 40,591 \text{ KN.m}$

On appuis :  $M_s = 53,714 \text{ KN .m}$

**Tableau VI.9 : Vérification des contraintes.**

- **Travée :**

Moment service	$M_{ser}$	40,591KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,88}{30} = 3,44 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 3,44 \times 38 = 261,44 \text{ cm}^2$ $Y = -3,44 + \sqrt{3,44^2 + 261,44} = 13,09$	13,09 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	86465,9 cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,47 MPa/cm

Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	6,14 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	160,67 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	6,14 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	160,67 < 400

• Appuis :

Moment service	$M_{ser}$	53,714 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,88}{30} = 3,44 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 3,44 \times 38 = 261,44 \text{ cm}^2$ $Y = -3,44 + \sqrt{3,44^2 + 261,44} = 13,09 \text{ cm}$	13,09 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	86465,9 cm <sup>4</sup>
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,62 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	8,11 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	231,66 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A - 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	8,11 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	231,66 < 400

Vérification de la flèche

✓ **Poutre Principale (30×45) :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{496} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,06$$

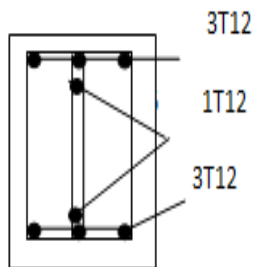
$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{4,2}{fe} = \frac{6,88}{30 \times 43} = 0,005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01$$

✓ **Poutre Secondaire (30×40) :**

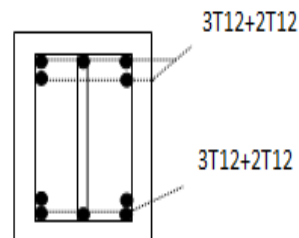
$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{470} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,06$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{4,2}{fe} = \frac{6,88}{30 \times 38} = 0,006 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 .$$

**Poutre secondaire :**

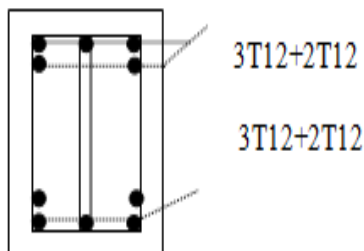


Travée

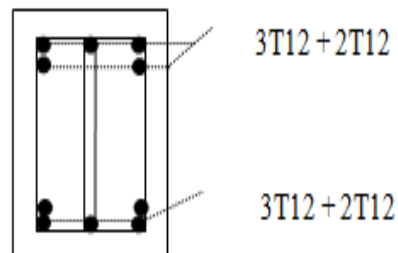


Appuis

**Poutre Principale :**



Travée



Appuis

**Figure IV.3 :** Ferrailages des poutres.



**VI.4.Ferraillage des voiles :****VI.4.1.Introduction**

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

**VI.4.2.Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :**

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $0,8G \pm E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $G+Q \pm E$

**VI.4.3.Calcul des voiles par la méthode des contraintes :**

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire,

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0,85.f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L.$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule la section des armatures verticales :

$A_v = \frac{F_t}{f_e}$  ; on compare  $A_v$  avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

### 3<sup>ème</sup> cas:

Si : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

#### VI.4.4.Types d'armatures :

##### VI.4.4.1.Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

##### VI.4.4.2.Aciers horizontaux :

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

##### VI.4.4.3.Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0, 15 %

- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

$S_t \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a)$ , avec **a**: épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A_{vi} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**VI.4.4. Armatures transversales :**

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton

**VI.4.5. Exemple de calcul d'un voile plein :**

**Voile V1, V3, V4 : (40x40) :** voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités avec des caractéristiques qui suivent :

$B = 0,82 \text{ m}^2.$

$V = V' = 1,65 \text{ m}^2.$

$I = 0,94 \text{ m}^4.$

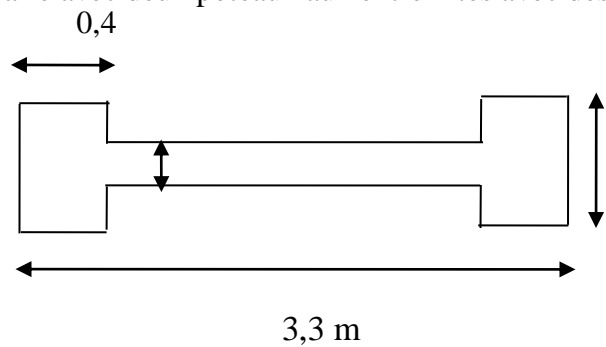
$A = 0,40 \text{ m}.$

$H = 0,40 \text{ m}.$

$a_{\text{voile}} = 0,2.$

$N = 1620 \text{ KN}.$

$M = 7528,799 \text{ KN} \cdot \text{m}.$



**Figure VI.4 :** Voile sens Longitudinal du RDC .

**VI.4.5.1. Calcul des contraintes :**

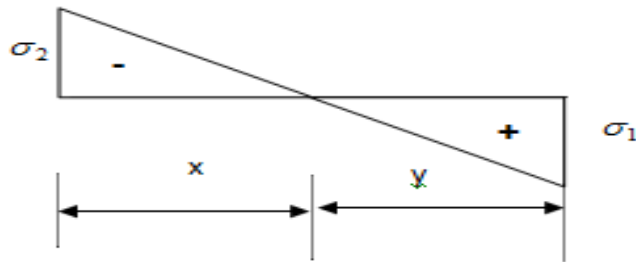
$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M V}{I} = 14717,12 \text{ KN/m}^2 = 14,72 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M V'}{I} = -10765,9 \text{ KN/m}^2 = -10,77 \text{ MPa} .$$

$\sigma_1, \sigma_2$  Sont de signes différent, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcul la longueur de la zone de traction (zone tendue) :

✓ Calcul de la longueur tendue :



$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

$$X = 0,58 \text{ m}$$

✓ Calcul de la longueur de la zone comprimée :

$$Y = L - X = 1,92 \text{ m.}$$

**VI.4.5.2. Vérification des contraintes de compression:**

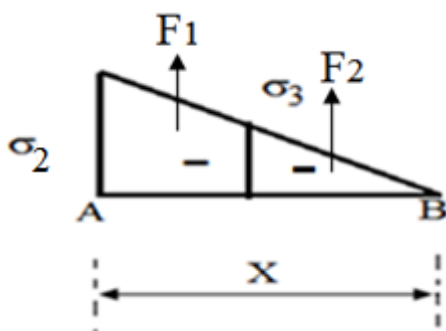
Par la combinaison : **G+Q+E** on a

$$N = 1589,7 \text{ KN}$$

$$M = 7528,78 \text{ KN. M.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M V}{I} = 15154,07 \text{ KN/m}^2 = 15,15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M V'}{I} = -11276,75 \text{ KN/m}^2 = -11,28 \text{ MPa.}$$



$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X-0,4} \rightarrow \sigma_3 = \frac{\sigma_2(X-0,4)}{X} = 3,5 \text{ MPa.}$$

• Détermination des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{Ft}{f_e}$$

$$F_1 = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} a \times h = 1182,4 \text{ MPa.}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 (X-a) \times a}{2} = 63 \text{ KN.}$$

$$A_{v1} = \frac{Ft}{fe} = \frac{(F_1 + F_2)}{fe} \frac{100}{X} = 5,36 \text{ cm}^2 \text{ \ ml.}$$

$$A_{v2} = 1,1 \times \frac{1,4 \times V_2}{fe} \times \frac{X}{L} \times \frac{100}{X} = 0,19 \text{ cm}^2 \text{ \ ml.}$$

$$A_v = A_{v1} + A_{v2} = 5,55 \text{ cm}^2 \text{ \ ml.}$$

Pourcentage minimal d' après RPA 99 :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L = 0,15 \times 20 \times 58 = 1,74 \text{ cm}^2.$$

$$A_v = 5,55 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

On prend  $A_v = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$ .

• **Espacement exigé par R.P.A 99 : Art 7.7.4.3**

✓ D'après R.P.A 99 modifié 2003 page 62 on a :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5a; 30\text{cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 27\text{cm}, 30\text{cm}) = 27\text{cm}$$

$$S \leq \min(1,5 a = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow S \leq 30\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

✓ D'après le BAEL 91 on a :

$$S \leq \min\{2.a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S \leq \min\{40 ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

Donc :  $S \leq \min \{S_{BAEL} ; S_{R.P.A 99}\} \longrightarrow S \leq 30 \text{ cm} .$

On adopte un espacement de 20 cm (zone courante).

En zone nodale, selon RPA 99 v.2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **20 cm**.

On adopte un espacement de **15 cm** (zone d'about).

**VI.4.5.3. Contraintes de cisaillement (RPA 99 /V2003 Art 7.7.2) :**

Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1,4 V_{u \text{ calcul}}$$

$b_0$  : épaisseur de voile

$d$  : hauteur utile  $\Rightarrow d = 0,9h$

$h$  : hauteur totale de la section brute  $h = 306 \text{ cm}$ .

$V_u$  : l'effort tranchant à la base du voile.  $V_u = 986,22$  KN.

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 986,22 \times 10}{20 \times 275,4} = 2,51 \text{ MPa.}$$

$\tau_b = 2,51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$  ... .. condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement.

Le pourcentage minimal d'armature est :

$0,25\% \times a \times 1\text{m} \rightarrow \tau_b = 2,51 \text{ MPa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$  Condition vérifié.

Donc :

$$A_h = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

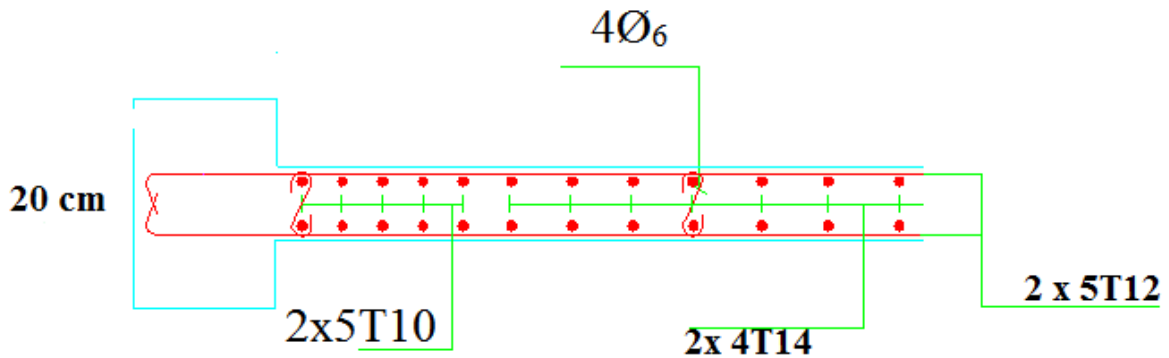
On prend :

$$A_h = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2.$$

Les résultats du ferrailage des voiles sont regroupés dans le tableau suivant :

Voile	B m <sup>2</sup>	I m <sup>4</sup>	V m <sup>2</sup>	N KN	M KN .m	$\sigma_1$ MPa	$\sigma_2$ MPa	X m	$A_v$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	A choisie cm <sup>2</sup>
V2	0,78	0,01	1,65	1521,91	6871,04	1135,67	1131,77	0,5	15,38	1,5	10T14 = 15,39

VI.4.6 Schéma de ferrailage :



**VI.5.Conclusion:**

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans les déterminations des ferrailages des différents éléments principaux; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par logiciel ETABS.



**VII.1.Introduction :**

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

**VII.2.Voile périphérique :**

Le voile périphérique est un mur en béton armé qui entoure tout le bâtiment et assure un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble, qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

On utilise le voile périphérique pour éviter le cisaillement dans les poteaux courts.

**Remarque :**

Notre structure le voile est stable sous l'action de poussée de terre extérieure et butée de remblais compacte sous dallage sera calculé avec la condition minimale de l'RPA.

**VII.2.1.Condition minimales de l' RPA 99 version 2003 :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003) **Art 10.1.2** le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur  $\geq 15\text{cm}$ .
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A_{\min} = 0,10\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

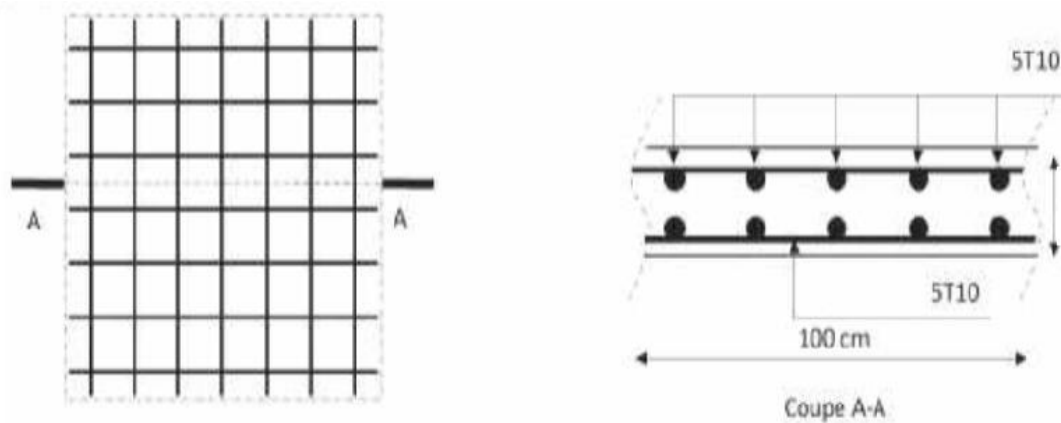
**D'après BAEL91 :**

$$A_{\min} = 0,8 h = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \text{Max} (A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}) = \text{Max}(1,5 ; 1,2) = 1,55 \text{ cm}^2$$

On prend: 5T10/mL soit une section de 3,93cm<sup>2</sup>/ml et un espacement de 20 cm.





**Figure VII. 1 :** Ferrailage de voile périphérique.

### VII.3.Le choix de type de fondation:

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

### VII.4.Différents types de fondations :

#### A. Fondation profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

#### B. Fondations superficielles ;

-En général on dit qu'une fondation est superficielle toutes fondations dont l'encastrement D dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur B (cote la plus petite de la semelle).

-Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante :  $\frac{D}{B} < 4$

Elles sont utilisées pour des sols de bonnes capacités portantes

- Les semelles isolées  $\frac{S_{Semelle}}{S_{bâtiment}} \leq 35\%$  .
- Les semelles continues (sous murs ; sous poteaux)  $35\% \leq \frac{S_{Semelle}}{S_{bâtiment}} \leq 50\%$  .
- Les radiers  $\frac{S_{Semelle}}{S_{bâtiment}} \geq 50\%$

**VII.5. Combinaison d'action :**

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E ; G+E+Q ) pour la vérification.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

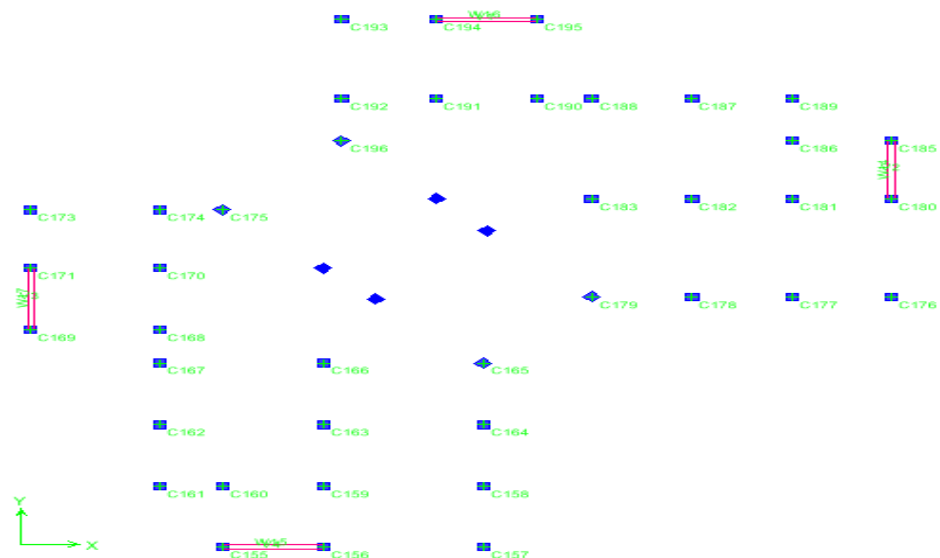
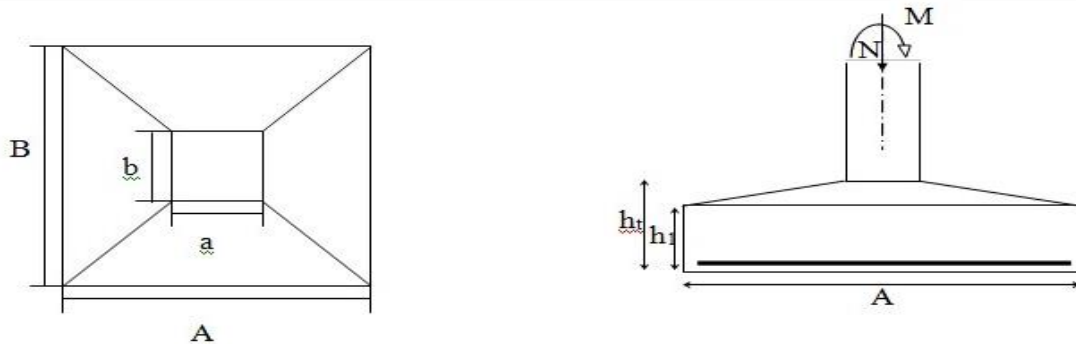


Figure VII.2 : schéma de fondation.

**VII.6.Semelles isolées :**



✓ **Figure VII.3 :** Semelle isolée sous poteau.

Doit avoir une homogénéité entre la dimension de la semelle celle du poteau.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \leftrightarrow A = B \text{ (semelle carrees) .}$$

✓ **Les dimensions A et B sont tel que :**

**Exemple :** Pour assures la validité de la semelle isolée on choisit une file des poteaux les plus sollicités et en doit vérifier que :

$$N_{ser}/S \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow N/A \times B \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = 2,42 \text{ m. } B \geq = 2,42 \text{ m.}$$

**Tableau VII.1:** Sections des semelles isolées.

Poteaux	N (KN)	S( m <sup>2</sup> )	B (m)	poteaux	N (KN)	S( m <sup>2</sup> )	B (m)
C155	217,71	1,35	1,16	C179	897,31	4,49	2,12
C156	194,18	0,98	0,9 7	C180	224,91	1,12	1,06
C157	407,79	2,04	1,43	C181	793,61	3,97	1 ,99
C158	630,94	3,15	1,77	C182	1046,24	5,23	2,29
C159	823,28	4,11	2,03	C183	1176,66	5,87	2,42
C160	383,8	1,92	1,38	C185	197,31	0,99	0,99
C161	364,6	1,82	1,35	C186	462,14	2,31	1,52
C162	642,25	3,21	1 ;79	C187	622,39	3 ,11	1,76

C163	1010,84	5,05	2,25	C188	677,33	3,39	1,84
C164	662,76	3,32	1,82	C189	287,85	1,44	1,2
C165	951,79	4,76	2,18	C190	530,96	2,65	1,63
C166	1158,03	5,97	2,41	C191	915,86	4,58	2,14
C167	615,13	3,08	1,75	C192	511,97	2,56	1,6
C168	680,84	3,4	1,84	C193	332,85	1,66	1,29
C169	211,75	1,06	1,03	C194	226,22	1,13	1,06
C170	840,87	4,2	2,05	C195	189,04	0,94	0,97
C171	212,89	1,06	1,03	C196	700,11	3,5	1,87
C173	328,72	1,64	1,28	C172-1	1092,11	5,46	2,34
C174	493,49	2,47	1,57	C184-1	1133,89	5,67	2,38
C175	649,13	3,24	1,8	C198-1	1007,58	5,02	2,24
C176	407,21	2,04	1,43	C198-2	1004,52	5,02	2,24
C177	612,66	3,06	1,75	C199-1	988,81	4,95	2,22
C199-2	985,75	4,93	2,22	C199-4	979,63	4,9	2,21
C199-3	982,69	4,91	2,22				

**Avec :**

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS.

S : surface d'appui de la semelle.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$ ).

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B X B), donc  $S = B^2$ .

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;

$$35\% \leq \frac{S_{\text{Semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} \leq 50\%$$

La surface du bâtiment est :  $S_{\text{bâtiment}} = 450 \text{ m}^2$ .

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{192,450}{450} = 42,76 \%$$

**Donc on adopte des semelles filantes .**

**Remarque :**

On constate qu'il y a chevauchement entre certaines semelles, pour cela on passe à l'étude des semelles filantes.

#### **VII.6.Semelles filantes :**

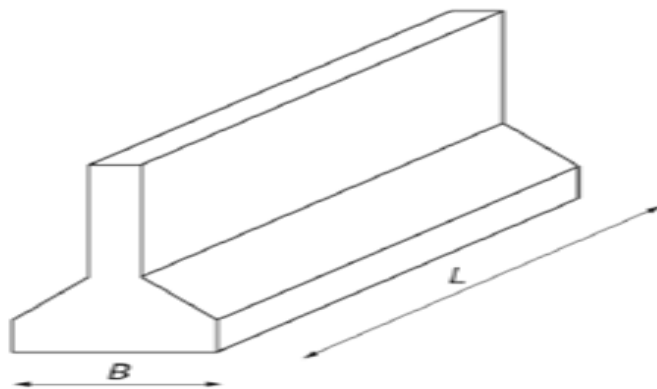
Semelles filantes est une fondation superficielle, composée de béton uniquement (pour les habitations en général) ou de béton armé (pour le plus gros bâtiment).

Son rôle est de répartir les charges qui lui sont appliquées sur une plus grande surface que ne le ferait le mur qu'elle soutient, afin de ne pas s'enfoncer dans le sol.

Pour déterminer la charge verticale qui applique sur la fondation (base de structure),

On va suivre ces étapes :

Sélectionner chaque fil (poteau +voile ou poteau) dans la base (élévation 0).



**Figure VII.4 :** Semelle filante sous poteau.

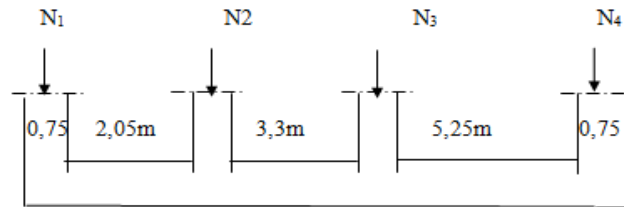
#### **VII.7.Calcul de la semelle filante sous poteau :**

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante sous plusieurs poteaux.

**VII.7.1.Pré-dimensionnement :**

Chargement de la semelle filant a L' ELS :

Valeur des efforts transmis à la semelle :



**Figure VII.5 :** Vus en coup d'une semelle filante.

$$\sum N_i = 2202,62 \text{ kN .}$$

$$\sum M_i = 9,574 \text{ kN.m .}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0,0043 \text{ m .}$$

$$e_0 = 0,0043 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 2,02 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

**La longueur totale de la semelle filante est donnée par : L = longueur totale de la semelle + les débords (2×D).**

Nous avons prévue un débord de 0,75 m à partir du nu du poteau

$$L = 12,1 \text{ m.}$$

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol} \cdot L} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) = \frac{2202,62}{200 \times 12,1} \left(1 + \frac{3 \times 0,0043}{12,1}\right) = 0,91 \text{ m .}$$

On prend : B = 1,5 m

$$h_{min} \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = 0,33 \text{ m}$$

On prend **h<sub>min</sub> = 0,4m.**

- **Détermination de la résultante des charges :**

$$X_i = X_1 \quad C \quad F_q + X_2 + \dots X_n$$

$$\text{Tel que : } X_1 = D_1; X_2 = D_1 + l_1; X_3 = D_1 + l_1 + l_2; X_n = D_1 + l_1 + l_2 + \dots l_n + D_2$$

D : Débord de semelle filante D = D<sub>1</sub> = D<sub>2</sub> = 0,75m

$$X = \frac{\sum X_i F_i}{\sum F_i} = \frac{9531,23}{2202,62} = 4,33 \text{ m} .$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_x = \left| \frac{L}{2} - X \right| = 1,72 \text{ m} .$$

- **Vérification de contrainte moyenne :**

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left( 1 + \frac{(6e_x)}{L} \right) = 121,62 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left( 1 - \frac{(6e_x)}{L} \right) = 121,1 \text{ kN/m}^2 .$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 121,49 \text{ kN/m}^2 .$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 121,49 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifié.

Donc : pas de risque de renversement.

### VII.7.2. Calcul des contraintes sous situation accidentelle G+Q+E (vérification de contraintes moyenne).

$$\sum N_i = 2716,25 \text{ kN} .$$

$$\sum M_i = 99,66 \text{ kN} \cdot \text{m} .$$

$$e = 0,04 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,06 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 2,02 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left( 1 + \frac{(6e_x)}{L} \right) = 152,62 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left( 1 - \frac{(6e_x)}{L} \right) = 146,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 151,14 \text{ kN/m}^2 \leq 2\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 400 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifié

## VII.7.3. Calcul du ferrailage :

- ELU

$$N_u = \sum N_i = 3013,55 \text{ kN}$$

$$M_u = \sum M_i = 13,08 \text{ kN.m}$$

$$e = 0,004 \text{ m}$$

$$\sigma_{u \text{ moy}} = 166,1 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 0,4 \text{ m} ; d = 0,38 \text{ m} ; b = 0,4 \text{ m} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} .$$

On utilise la méthode de console pour calculer le moment :

$$Q_u = \sigma_{u \text{ moy}} \cdot B = 166,1 \times 1,5 = 249,14 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{Q_u \cdot \left(\frac{B}{2}\right)^2}{2} = 70,07 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{70,07 \times 10^6}{14,2 \times 400 \times 380^2} = 0,143$$

$$\mu = 0,085 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0 .$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$B = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,955 .$$

$$A_{st} = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{70,07 \times 10^6}{348 \times 0,955 \times 380} = 5,54 \text{ cm}^2 .$$

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 183 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\text{min}} ; A_{st}) = 5,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = \mathbf{6T12} = \mathbf{6,79 \text{ cm}^2}$$

- **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(33\text{cm}; 120\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{e = 15\text{cm}}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{A_r = 4T8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2} .$$

- **Espacement des armatures de répartition (Art A-8.2.42 BAEL91)**

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(160\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$



On prend :  $e = 15 \text{ cm}$ .

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

$$T = 5,21 \text{ KN.}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$T_u = \frac{Vu}{d \times b} \quad \{ \text{Art A-5.1.1} \}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{5,21 \times 10^2}{380 \times 400} = 0,03 \text{ Kg / cm}^2 = 0,0003 \text{ MPa.}$$

**Armatures transversales :**

$$\tau_u = 0,0003 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} .$$

#### VII.7.4. Dimensionnement des poutres de libage :

La poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{5,25}{9} \leq h \leq \frac{5,25}{6} \rightarrow 0,58 \text{ m} \leq h \leq 0,88 \text{ m}$$

$$\text{On prend comme dimension : } \begin{cases} h = 80 \text{ cm} \\ d = 78 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$Q = \sum N_i \setminus LB = 166,03 \text{ KN / m} .$$

Les poutres libage sont considérées comme des poutres contenues et les sollicitations de calcul sont évaluées par les méthodes de RDM

**Résultats obtenues :**

$$M_{u \text{ appuis}} = 424 \text{ kN.m} .$$

$$M_{u \text{ travée}} = 366,8 \text{ kN.m} .$$

$$b = 40 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; d = 78 \text{ cm}$$

$$V_{u \text{ max}} = 512,04 \text{ kN.}$$

- **En travée :**

$$M_{u \text{ travée}} = 366,8 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{366,8 \times 10^6}{14,2 \times 400 \times 780} = 0,106$$

$$\mu = 0,106 < \mu_l = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$B = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,944 .$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{366,8 \times 10^6}{348 \times 0,944 \times 780} = 14,31 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 4T16 + 4T16 = 16,08 \text{ cm}^2 .$

- **En appui :**

$$M_u \text{ appuis} = 424 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u \text{ appuis}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{424 \times 10^6}{14,2 \times 400 \times 780^2} = 0,12$$

$$\mu = 0,12 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$B = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,934$$

$$A_{st} = \frac{M_u \text{ appuis}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{424 \times 10^6}{348 \times 0,934 \times 780} = 16,72 \text{ cm}^2$$

On choisit :  $A_{st} = 4T16 + 2 \times 4T14 = 20,36 \text{ cm}^2$ .

### VII.7.5 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{d \times b} = \frac{512,04 \times 10^3}{780 \times 400} = 1,64 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

### VII.7.6 Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = 16 \text{ mm}$$

On prend  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

### Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min(20 \text{ cm}; 19,2 \text{ cm}).$$

### VII.7.7. Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2 4) :

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07\mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen de la nervure

$N_u$  : Charge de calcul à l'E.L.U  $N_u = 1583,06 \text{ kN}$

$h$  : Épaisseur totale de la nervure

- **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,8) \times 2 = 4,8 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07\mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 4,8 \times 0,80 \times 25000}{1,5} = 4480 \text{ kN}.$$

$$N_u = 1583,06 \text{ kN} \leq \bar{N}_u = 4025 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

### VII.8. Récapitulatif des différentes semelles filantes :

**Tableau VII.2:** Les sections des différentes semelles filantes.

Semelle	L [m]	R [KN]	X [m]	e <sub>x</sub> [m]	B [m]	h <sub>semelle</sub> [m]	σ <sub>moy</sub> kN/m <sup>2</sup>	σ <sub>moy</sub> ≤ σ <sub>sol</sub>
SF1	9,85	3138,76	3,23	0,005	1,2	0,4	112,78	C V
SF2	12,1	9531,23	4,33	0,0043	1,5	0,4	121,49	C V
SF3	5,65	1569,38	1,76	0,0078	1	0,4	176,87	C V
SF4	10,35	3567,97	3,73	0,006	1,2	0,4	119,89	C V
SF5	7,45	2576,23	2,5	0,0037	1,2	0,4	156,53	C V
SF6	13,3	9846,56	4,77	0,0067	1,5	0,4	131,67	C V
SF7	6,95	2314,45	2,13	0,0024	1,2	0,4	182,31	C V

Tableau VII.3 : Le ferrailage des différentes semelles filantes.

Semelle	h libage	b libage	Ferrailage	
			appuis	travée
SF1	0,4	0,8	3T16 + 3T14	3T16 + 3T14
SF2	0,4	0,8	4T16 + 2 × 4T14	4T16 + 4T16
SF3	0,4	0,8	3T16 + 3T14	3T16 + 3T14
SF4	0,4	0,8	3T16 + 3T14	3T16 + 3T14
SF5	0,4	0,8	3T16 + 3T14	3T16 + 3T14
SF6	0,4	0,8	3T16 + 3T14	3T16 + 3T14
SF7	0,4	0,8	3T16 + 3T14	3T16 + 3T14

VII.8.Schéma de ferrailage :

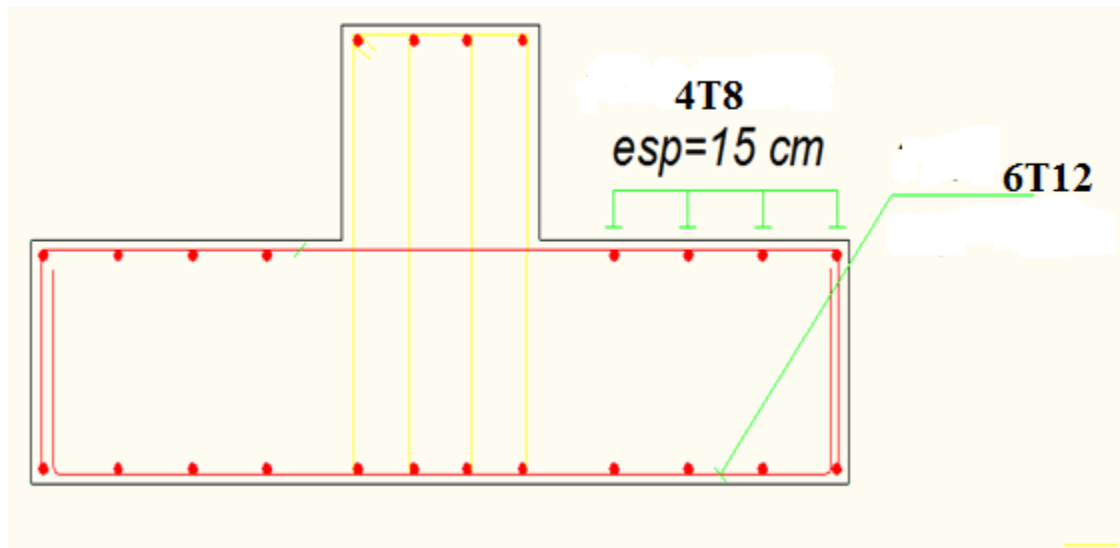


Figure VII.6. Ferrailage de la semelle filante.

VIII.9.Etude des longrines :

VIII.9.1.Introduction :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations et qui permettent en même temps de résister à un effort de traction [f] d'où :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : N : la valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis Solidarisés [N= KN].

$\alpha$  : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site Zone IIa : S3  $\Rightarrow \alpha = 12$

$$F = \frac{1614,16}{12} = 134,51 \geq 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

D'après le RPA99 V2003 la dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

Pour site S3 : (25\*30) cm<sup>2</sup>

On choisit une section de S= (30×35) cm<sup>2</sup>.

#### VIII.9.2.Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{134,51 \times 10}{348} = 3,87 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 V2003 la section minimale est de :

$$A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 35 = 6,3 \text{ cm}^2$$

On choisit : 6T12 de section 6,79 cm<sup>2</sup>.

- Condition de non fragilité :

**La section minimale :**

$$A_{st \min} \geq b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 5,51 \text{ cm}^2$$

$A_{st \min} \geq 5,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifié

#### VIII.9.3.Calcul du ferrailage transversal :

Elles doivent être telles que :

$$\emptyset L \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_L^{\min} \right) = \min \left( \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12 \right) = \min 10 \text{ mm}$$

$$\emptyset L = 8 \text{ mm}$$

On adopte un cadre un étrier en  $\emptyset_8$  (  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ )

#### VIII.9.4.Espacement des cadres :

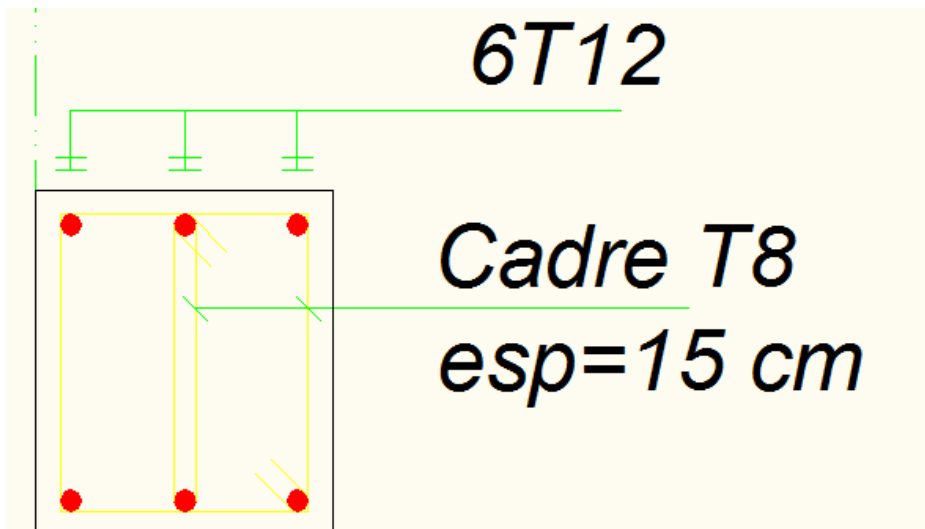
D'après le RPA99v2003 on a :

$$St \leq \min(15\emptyset, 20\text{cm})$$

$$St \leq \min(15 \times 1,20, 20\text{cm})$$

On prend : St= 15cm

#### VII.9.5.Schéma de ferrailage :



**Figure VIII.7:** Ferrailage de la longrine.

#### VII.9.Conclusion :

Après calcul nous avons retenus dans le cas des semelles isolée qu'il ya un chevauchement entre certains semelles, cette situation nous a obligé de passé aux fondations sur semelle filante.





## Conclusion générale

---

### Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études nous a beaucoup aidé, à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir dans les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récent, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en voiles.

Le but de cette étude est de rechercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers. En outre, il convient de souligner que pour une excellente conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte soient en coordination.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie :

#### 1. La résistance:

Les résultats de calcul obtenus de notre structure vérifiée toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

#### 2. La sécurité:

Toutes les vérifications relatives exigées par les différentes règles de construction (BAEL 91- RPA 99) ont été satisfaisantes.

#### 3. L'économie:

L'économie étant un facteur déterminant et ceci a été traduite dans notre projet par le choix optimum des aciers pour tous les différents éléments résistants.

En fin, l'utilisation de l'outil informatique et les divers logiciels de Génie Civil disponibles, plus particulièrement ETABS, nous a permis d'optimiser les éléments résistants par la modélisation de notre structure vis-à-vis de l'action sismique.



Le cycle de master est sanctionné par l'élaboration d'un projet de fin d'études que l'étudiant, futur ingénieur doit préparer et soutenir devant un jury. C'est dans ce cadre que nous avons été amenés à faire ce présent projet dont le thème est : **«Dimensionnement d un bâtiment en béton armée de forme irrégulière à usage multiple en R+5 implanté à Tissemslit».**

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure en béton armé a pour but d'assurer la stabilité, la résistance et la sécurité du bâtiment.

Ce pendant il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

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.

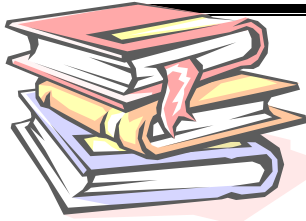
Chaque étude de projet du bâtiment à des buts:

- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

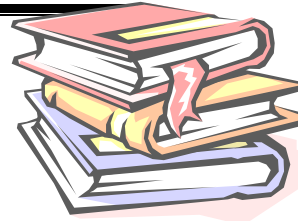
L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation, c'est déjà un avantage d'économie. car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Notre travail est structuré, comme les étapes suivantes : présentation de l'ouvrage, le pré dimensionnement, la descente charge, le calcul des éléments non-structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers et les balcons), l'étude dynamique, étude du vent, le ferrailage des éléments structuraux et le calcul de l'infrastructure. Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul des sollicitations a été faite à l'aide du logiciel ETABS et en respectant quelques règlements, à savoir, le BAEL 91 modifié 99 et le RPA 99 version 2003.



# La bibliographie



## LES LIVRES:

- 📖 DTU P 18 - 702 BAEL91: Béton armé aux états limites.
- 📖 DTR B C 2 - 41 CBA1993: Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé.
- 📖 M.BELAZOUGUI, Calcul des ouvrages en béton armé, Edition office des publications universitaires, (OPU).
- 📖 JEAN PERCHAT ET JEAN ROUX, pratique du B.A.E.L 91. Cours avec exercices corrigés 4eme édition.
- 📖 Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-3<sup>eme</sup> édition 99.
- 📖 Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99 modifié en 2003**.
- 📖 D.T.R.B.C-22 Charges permanentes et charges d'exploitation.

## MÉMOIRES :

- 📖 Mémoire Mecidi Raounek, Etude d'un bâtiment en (R+10) à usage d'habitation et commerciale (2017 ,2018) Université de Biskra.
- 📖 Mémoire Ferroudji Walid et Gheldane Oussama, Etude d'un bâtiment en (R+05) à à usage d'habitation, (2015/2016), Université de Annaba
- 📖 Mémoire Amraoui Slimane et Ghani Hadj, Etude d'un bâtiment en R+10) compose de trois blocs, (2005/2006), Université de Tiaret.

## OUTILS INFORMATIQUES :

- Logiciel ETABS V.9.7.4.
  - Logiciel EXCEL.
  - AUTOCAD 2013.
  - Logiciel Word.
  - RDM 6
-

## NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	État Limite De Service
E.L.U	État Limite Ultime
$C^{te}$	Valeur Constance
$A_s$	Section D'aciers
$A_s'$	Section D'aciers Comprimés
$A_{max} , A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
$A_s$	Armatures Supérieures
$A_t$	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
$B_r$	Section Réduite
$B_o$	Section Homogène Totale
$E_s$	Module D'élasticité
$F_{bc}$	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
$I_o$	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
$M_a$	Moment Sur Appui
$M_{Ser}$	Moment Fléchissant A L'E.L.S
$M_u$	Moment Fléchissant A L'E.L.U
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
$M_{oy}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $l_y$
$N_{Ser}$	Effort Normal De Service
$N_u$	Effort Normal Ultime
$P_{Ser}$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
$P_u$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
$V_u$	Effort Tranchant A L'.L.U
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	Largeur D'une Table De Compression
$b_o$	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T
$b_1$	Largeur d'une aile de tension en T
d	hauteur utile d'une section

$e_0$	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
$f_{ej}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à j- jours
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier
$f_{tj}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j- jours
$f_{t28}$	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j
$h$	Hauteur totale d'une section
$h_0$	Hauteur d'une table de compression
$i$	rayon de giration
$l_a$	Portée d'ancrage
$l_f$	hauteur de flambement
$l_i$	Portée de travée
$l_r$	Longueur de recouvrement
$l_s$	Longueur de scellement
$l_o$	Longueur fictive
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence
$S_t$	Espacement des armatures transversales
$\mathcal{E}_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
$\mathcal{E}_s$	Allongement relatif des aciers tendus
$\mathcal{E}_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
$\mathcal{E}_{sl}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul ( $f_e / \gamma_s$ )
$\pi$	Coefficient de fissuration
$\lambda$	Élancement géométrique
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton
$\nu$	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier
$\tau_{su}$	Contrainte d'adhérence limite
$\tau_U$	Contrainte tangentielle conventionnelle

**Résumé :**

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment d'usage multiple (R+5) de forme angle, implanté à la wilaya de Tissemsilt. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99).

Dans ce travail, on a étudié la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges, le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon et plancher) et enfin une étude dynamique de la structure en utilisant un logiciel ETABS.

On terminera le travail avec une conclusion générale.

**Mots clés :**

Béton armé, Contreventement, Etude dynamique, Voile, Poteaux, Poutres, Période de vibration, ETABS.

**Abstract:**

This project presents a detailed study of a multiple-use building (R + 5) of angle shape, located in the wilaya of Tissemsilt. This region is classified as a medium seismic zone (Zone IIa) according to RPA99 version 2003. Using the new rules for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified 99).

In this work, we studied the general description of the project with a presentation of a materials characteristics, structure pre-dimensioning, the load's descent and calculation of principal and secondary elements (beams, stairs, acroterium, balcony, and floor) and finally a dynamic study of the structure using ETABS software.

We finished the work with a general conclusion.

**Key words :**

Reinforced, concrete, Bracing, Dynamic Study, Veil, Columns, Beams, Period of vibration, ETABS.

## المخلص :

بصدد اعداد مذكرة التخرج ، قمنا بدراسة مفصلة مبنى متعدد الاستخدامات (R + 5) ذو شكل زاوية ،متكونة من خمسة طوابق سكنيه طابق ارضي و تم انشائها في مدينة تسميلت المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل حسب النظام الجزائري: RPA99 . في هذه المذكرة استعملنا القوانين الجديدة مثل: (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99) .

في هذا العمل قمنا بدراسة وصفا عاما للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة،بعدها قمنا بحساب اولي لأبعاد عناصر البناية.كما تطرقنا لدراسة زلزالية باستعمال برنامج ETABS.

في الاخير ننهي المذكرة بخاتمه عامة.