

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR ANNABA



جامعة باجي مختار – عنابة

BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY

Faculté : Science de l'ingénierat

Département : Génie civil

Domaine : Science et techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

## Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**Etude de l'influence de la disposition des voiles sur le comportement sismique des bâtiments**

Présenté par : *HENCHIRI DOUNIA & GHERS NADJETTE*

Encadrant : *Mr. ATHMANI ALLAEDDINE*

*M.C.A*

*UBMA –ANNABA–*

### Jury de Soutenance :

DJEGHABA KAMEL	Professeur	UBMA –ANNABA-	Président
Mr. ATHMANI ALLA EDDIN	M.C.A	UBMA –ANNABA-	Encadrant
Mme. MEZIGHECHE Nawel	M.A.A	UBMA –ANNABA-	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## Remerciement :

**« Après aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau verbe dans toutes les langues »**

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à **ALLAH** le plus puissant qui nous a donné la santé, la force, la patience et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Tout d'abord, Nous tenons à exprimer notre gratitude à nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

A toute la famille, « **HENCHIRI et GHERS** » et la famille « **KAHILI** » pour leurs amours et leurs encouragements durant toutes nos études.

A notre encadreur « **Dr. ATHMANI ALLAEDDINE** » pour avoir accepté de nous prendre en charge.  
Notre gratitude aux membres du jury :

Le Président **Mr Djeghaba Kamel** et l'examineur **Mme Mezigeche Nawel** pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

A tous les enseignants qui nous ont enrichi de connaissances et de savoir du primaire jusqu'à l'université.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé constitué d'un rez de chaussée plus 5 étages plus entre-sols à usage multiple «commerciale et habitation».

Cette structure est implantée au niveau El CHABIA The Daïra Of el Bouni dans la wilaya d'Annaba. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité IIa Selon le règlement parasismique Algérien de l'année 1999 modifié en 2003 'RPA99v2003'. Cette étude se compose de trois parties :

**La première partie** : dans cette partie nous avons constaté :

- Présentation générale de projet avec une présentation de l'aspect architectural.
- la conception et la description générale du projet et des éléments et matériaux utilisés.
- le pré dimensionnement des éléments et enfin l'évaluation et la descente des charges.

**La deuxième partie** : c'est l'étude parasismique de la structure selon le règlement Parasismique algérienne RPA99v2003, le calcul est effectuée par logiciel d'analyse Structurale CSI ETABS version2017.

**La troisième partie** : comprend l'étude et le ferrailage des éléments en béton (les éléments Résistants ; les éléments secondaires ; l'infrastructure).

**La quatrième partie** : comprend l'effet de la disposition des voiles.

### **Abstract:**

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building consisting of a ground floor plus 5 floors plus one mezzanine for multiple use " residential and commercial ".

This structure is located at the level of Hay el CHABIA the daïra of el BOUNI in the wilaya of ANNABA. This region is classified as a medium seismicity zone IIa according to the Algerian paraseismic regulation of the year 1999 modified in 2003 "RPA99v2003". This study consists of three parts:

**The first part:** in this part we found:

- General presentation of the project with a presentation of the architectural aspect.
- the design and general description of the project and the elements and materials used.
- the pre-sizing of the elements and finally the evaluation and lowering of the loads.

**The second part:** it is the seismic study of the structure according to the Algerian seismic regulation RPA99v2003, the calculation is carried out by structural analysis software CSI ETABS version2017.

**The third part:** includes the study and the reinforcement of the concrete elements (the resistant elements; the secondary elements; the infrastructure).

**The fourth part:** Includes the effect of the arrangement of the sails.

# SOMMAIRE

## **CHAPITRE I : PRÉSENTATION D'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.**

I.1	Présentation de l'ouvrage .....	1
I.2	Description architecturale .....	2
I.3	Description structurale.....	7
I.3.1	Structure de contreventement .....	7
I.3.2	Les planchers .....	7
I.3.3	Les escalier .....	7
I.3.4	Maçonnerie .....	7
I.4	Données géotechniques du site .....	7
I.5	Règlements et documents utilisées .....	7
I.6	Le béton .....	8
I.6.1	Composition du béton.....	8
I.6.2	Caractéristique du béton utilisé.....	8
I.6.2.1	Résistance caractéristique à la compression.....	8
I.6.2.2	Résistance caractéristique à la traction.....	8
I.6.2.3	Module de déformation longitudinale.....	8
I.6.2.4	Contrainte limites de compression.....	9
I.6.2.5	Contrainte limites de cisaillement.....	9
I.7	Les aciers .....	10
<b>CHAPITRE II: Prédimensionnement et évaluation des charges.</b>		
II.1	Les Poutres.....	12
II.2	Plancher à corps creux.....	12
II.2.1	Disposition des poutrelles .....	13
II.2.2	Dimensionnement des plancher.....	14
II.2.3	Prédimensionnement des poutrelles.....	14
II.3	Les poteaux.....	15
II.3.1	Choix préalables des sections.....	15
II.4	Prédimensionnement des voiles.....	15
II.4.1	L'épaisseur.....	15
II.4.2	La longueur.....	16

II.5 Les escalier.....	16
II.5.1 Terminologie.....	16
II.5.2 Dimensionnement.....	17
II.6 Balcon.....	17
II.7 L'acrotère.....	18
II.8 Évaluation des charges et des surcharges.....	18
II.8.1 Les Plancher.....	18
II.8.2 Dalle plein.....	19
II.8.3 Escalier.....	20
II.8.4 Murs double parois en brique creuses.....	20
II.8.5 L'acrotère.....	21
<b>CHAPITRE III: Étude sismique.</b>	
III.1Modélisation.....	23
III.2 Méthode de calcul des forces sismiques.....	24
III.3 Disposition des voiles.....	24
III.4 Résultats de l'analyse modale.....	26
III.5 La résultats des forces sismiques.....	28
III.6 Les vérifications sismique.....	31
III.7 Conclusion.....	34
<b>CHAPITRE IV: Ferrailage des éléments principaux.</b>	
IV.1 Les poteaux.....	36
IV.1.1 Role et définitions.....	36
IV.1.2 Calcul du ferrailage.....	36
IV.1.2.1 Ferrailage longitudinale.....	36
IV.1.2.2 Ferrailage transversale.....	37
IV.2 Les poutres.....	41
IV.2.1 Rôle et définition.....	41
IV.2.2 Calcul du ferrailage.....	41
IV.2.2.1 Armatures longitudinale.....	41
IV.2.2.2 Armatures transversale.....	42
IV.3 Les Voiles.....	49
IV.3.1 Rôle et définition .....	49

IV.3.2 Le Ferrailage .....	49
IV.3.2.1 Armature Verticaux .....	49
IV.3.2.2 Armature horizontaux.....	49
<b>CHAPITRE V: Ferrailage des éléments secondaire.</b>	
V.1 Plancher à corps creux.....	52
V.1.1 Ferrailage des poutrelles .....	52
V.1.1.1 Charge revenant aux poutrelles .....	52
V.1.2 Ferrailage.....	54
V.1.3 Ferrailage transversale.....	54
V.2 Dalle pleine .....	56
V.2.1 Ferrailage.....	56
V.3 L'acrotère .....	59
V.3.1 Sollicitation.....	59
V.3.2 Evaluation des sollicitations .....	59
V.4 Escalier.....	62
V.4.1 Sollicitation.....	63
V.4.2 Le Ferrailage.....	64
V.4.3 Sollicitation.....	66
V.4.4 Le Ferrailage.....	67
V.5 Balcon.....	68
V.5.1 Calcul de ferrailage de la dalle pleine (Balcon).....	68
<b>CHAPITRE VI : Etude de L'infrastructure.</b>	
VI.1 Rôle et définition.....	75
VI.2 Choix du type de fondation.....	75
VI.3 Modélisation du sol.....	77
VI.4 Calcul le ferrailage .....	78
VI.4.1 Calcul le ferrailage .....	78
VI.4.2 Calcul le ferrailage .....	81
VI.4.3 Calcul le ferrailage .....	83
<b>CHAPITRE VII : L'effet de la disposition des voiles</b>	

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.1:</b> Résistance caractéristique à la compression.....	8
<b>Tableau I.2:</b> Caractéristique du béton utilisé.....	10
<b>Tableau I.3:</b> Caractéristique des aciers utilisés.....	10
<b>Tableau II.1:</b> Dimensions des poutres.....	12
<b>Tableau II.2:</b> Section préalables des poteaux.....	15
<b>Tableau II.3 :</b> Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	18
<b>Tableau II.4:</b> Evaluation des charges du plancher étage courant.....	19
<b>Tableau II.5:</b> Evaluation des charges du dalle plein.....	19
<b>Tableau II.6:</b> Evaluation des charges du balcon.....	19
<b>Tableau II.7:</b> Evaluation des charges de la volée.....	20
<b>Tableau II.8:</b> Evaluation des charges du palier.....	20
<b>Tableau II.9:</b> Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.....	20
<b>Tableau III.1</b> Période et participation massique.....	26
<b>Tableau III.2</b> Valeurs de pénalités.....	29
<b>Tableau III.3</b> La Force sismique à la base.....	30
<b>Tableau III.4</b> Vérification de la résultante sismique.....	31
<b>Tableau III.5</b> Vérification de l'excentricité.....	31
<b>Tableau III.6</b> Vérification de l'effort normal réduit .....	31
<b>Tableau III.7</b> Vérification des déplacements .....	32
<b>Tableau III.8</b> Vérification des déplacements au sommet .....	32
<b>Tableau III.9</b> Justification vis-à-vis de l'effet $p-\Delta$ .....	33
<b>Tableau III.10</b> Vérification au renversement.....	34
<b>Tableau IV.1</b> Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	36
<b>Tableau IV.2</b> Sollicitations maximales dans les poteaux.....	36
<b>Tableau IV.3</b> Les armatures longitudinale adoptées pour les poteaux.....	37
<b>Tableau IV.4</b> L'espacement des cadres des poteaux.....	38
<b>Tableau IV.5</b> Ferrailage transversale.....	39
<b>Tableau IV.6</b> Sollicitations maximales dans les poutres principales .....	41
<b>Tableau IV.7</b> Ferrailage des poutres principales.....	42
<b>Tableau IV.8</b> L'espacement des cadres des poutres.....	44

<b>Tableau IV.9</b> Longueur de la zone nodales des poutres .....	44
<b>Tableau IV.10</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	44
<b>Tableau IV.11</b> Sollicitations maximales dans les poutres secondaires.....	49
<b>Tableau IV.12</b> Ferrailage des poutres secondaires .....	49
<b>Tableau IV.13</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	49
<b>Tableau V.1</b> Sollicitations maximales dans les poutrelles.....	55
<b>Tableau V.2</b> Ferrailage des poutrelles.....	56
<b>Tableau V.3</b> Sollicitations maximales dans la dalle pleine .....	58
<b>Tableau V.4</b> Ferrailage dalle pleine(cm <sup>2</sup> ) .....	58
<b>Tableau V.5</b> Sollicitation de l'acrotère.....	61
<b>Tableau V.6</b> Sollicitation de l'escalier type 1 .....	64
<b>Tableau V.7</b> Ferrailage de l'escalier type 1.....	64
<b>Tableau V.8</b> Sollicitation de l'escalier type 2 .....	67
<b>Tableau V.9</b> Ferrailage de l'escalier type 2.....	67
<b>Tableau V.10</b> Sollicitation et Ferrailage de Balcon (Forme 1).....	68
<b>Tableau V.11</b> Sollicitation et Ferrailage de Balcon (Forme 2).....	70
<b>Tableau V.12</b> Sollicitation et Ferrailage de Balcon (Forme 3).....	71
<b>Tableau V.13</b> Sollicitation et Ferrailage de Balcon (Forme 4).....	72

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1</b> : Vue 3D du bâtiment.....	1
<b>FigureII.1</b> : Plancher corps creux.....	13
<b>FigureII.2</b> : Disposition des poutrelles.....	13
<b>FigureII.3</b> : Coupe transversale d'une poutrelle.....	14
<b>FigureII.4</b> : Coupe transversale d'un voile.....	15
<b>FigureII.5</b> : Terminologie d'un escalier.....	16
<b>FigureII.6</b> : Dimensionnement de l'acrotère.....	18
<b>FigureIII.1</b> : Modélisation 3D de la structure sur ETABS.....	23
<b>Figure III.2</b> : Disposition des voiles.....	25
<b>Figure III.3</b> Les trois premiers modes de vibration.....	27
<b>FigureIV.1</b> : Zone nodale (poteau).....	38
<b>FigureIV.2</b> : Diagramme des sollicitations dans les poutres principale.....	43
<b>FigureIV.3</b> : Ferrailage poutre principale 1.....	45
<b>FigureIV.4</b> : Ferrailage poutre principale 2.....	45
<b>FigureIV.5</b> : Ferrailage poutre principale 3.....	46
<b>FigureIV.6</b> : Ferrailage poutre principale 4.....	46
<b>FigureIV.7</b> : Ferrailage poutre principale RDC.....	47
<b>FigureIV.8</b> :Diagramme des sollicitations dans la poutre secondaire.....	48
<b>FigureIV.9</b> : Ferrailage poutre secondaire.....	50
<b>FigureIV.10</b> : Coupe transversale de voile.....	51
<b>FigureIV.11</b> : Coupe longitudinale de voile.....	52
<b>FigureV.1</b> : Cartographie des plancher(M11).....	55
<b>FigureV.2</b> : Plancher corps creux .....	57
<b>FigureV.3</b> : Ferrailage nervure.....	57
<b>FigureV.4</b> : Plancher terrasse.....	58
<b>FigureV.5</b> : La dalle pleine de la cache d'escalier.....	59
<b>FigureV.6</b> : Ferrailage et coffrage dalle pleine (cache d'escalier ) selon la coupe A-A.....	59
<b>FigureV.7</b> : Ferrailage et coffrage dalle pleine (cache d'escalier ) selon la coupe B-B.....	59
<b>FigureV.8</b> : La dalle Pleine.....	60
<b>FigureV.9</b> : Ferrailage et coffrage dalle pleine selon la coupe A-A.....	60

<b>FigureV.10</b> : Ferrailage de l'acrotère.....	62
<b>FigureV.11</b> : Vue en plan de l'escalier.....	62
<b>FigureV.12</b> :Diagramme de sollicitation de l'escalier type 1.....	63
<b>FigureV.13</b> : Ferrailage d'escalier type 1 (Volée 3).....	64
<b>FigureV.14</b> : Coffrage d'escalier type 1 (Volée 3).....	64
<b>FigureV.15</b> : Ferrailage d'escalier type 1 (Volée 1).....	65
<b>Figure V.16</b> : Coffrage d'escalier type 1 (Volée 1).....	65
<b>Figure V.17</b> : Diagramme de sollicitation de l'escalier type 2.....	66
<b>Figure V.18</b> : Ferrailage d'escalier type 2 (Volée 2).....	67
<b>Figure V.19</b> : Coffrage d'escalier type 2 (Volée 2).....	67
<b>Figure V.20</b> : Balcon (Forme 1).....	69
<b>Figure V.21</b> : Coffrage et Ferrailage Balcon (Forme 1).....	69
<b>Figure V.22</b> : Balcon (Forme 2).....	70
<b>Figure V.23</b> : Coffrage et Ferrailage Balcon (Forme 2).....	70
<b>Figure V.24</b> : Balcon (Forme 3).....	71
<b>Figure V.25</b> : Coffrage et Ferrailage Balcon (Forme 3).....	71
<b>Figure V.26</b> : Coffrage et Ferrailage Balcon (Forme 3).....	72
<b>Figure V.27</b> : Coffrage et Ferrailage Balcon (Forme 3).....	72
<b>Figure V.28</b> : Coffrage et Ferrailage Balcon (Forme 3).....	73
<b>Figure V.29</b> : Coffrage et Ferrailage Balcon (Forme 3).....	73

**LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS :**

**B.A.E.L** : Béton Armé aux États Limites

**R.P.A** : Règles parasismiques algériennes

**C.B.A** : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

**D.T.R** : Document Technique Réglementaire

**E.L.U** : Etat Limite Ultime

**E.L.S** : Etat Limite de Service

**E.L.A** : Etat Limite Accidentel

**G** : Charge permanente

**Q** : charge d'exploitation

**H.A** : Haute Adhérence

**R.L** : Ronds Lisses

**kN**: kilo Newton

**ml** : mètre linéaire

**MPa** : Méga Pascal

**RDC** : Rez De Chaussée

**Sacr** : Section de l'acrotère

**fc28** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)

**ft28** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)

**Es** : Module d'élasticité de l'acier

**Eij** : Module d'élasticité instantanée

**Evj** : Module d'élasticité différée

**$\nu$**  : coefficient de poisson

**$\sigma_b$**  : Contrainte de compression du béton

**$\overline{f_{bu}}$**  : Contrainte de résistance du béton à l'ELU

**$\overline{\sigma_b}$**  : Contrainte de résistance du béton à l'ELS

**$\sigma_s$**  : Contrainte de compression dans l'acier

**$\overline{\sigma_s}$**  : Contrainte de résistance de l'acier à l'ELS

**$\tau_u$**  : Contrainte de cisaillement

**$\overline{\tau_u}$**  : Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L

**fe** : Limite d'élasticité de l'acier

**$\gamma_b$**  : Coefficient de sécurité du béton

**$\gamma_s$**  : Coefficient de sécurité de l'acier

**$N_u$**  : Effort normal à l'ELU

**$N_s$**  : Effort normal à l'ELS

**$F_t$**  : Effort de traction

**$V_u$**  : Effort tranchant à l'ELU

**$M_u$**  : Moment fléchissant à l'ELU

**$M_s$**  : Moment fléchissant à l'ELS

**$M_{tor}$**  : Moment de torsion

**$A_s$**  : Section d'armatures

**$A_{max}$**  : Section d'armatures maximales

**$A_{min}$**  : Section d'armatures minimales

**$A_r$**  : Section d'armatures de répartitions

**$A_t$**  : Section d'armatures transversales

**$B_{hom}$**  : Section homogène du béton et l'acier

**$\emptyset$**  : Diamètre

**$\emptyset_t$**  : Diamètre des armatures transversales

**$\Delta f_t$**  : La flèche.

**$\Delta f_{adm}$**  : La flèche admissible.

**$L_r$**  : Longueur de recouvrement.

**$St$**  : Espacement des armatures.

**$c$**  : L'enrobage.

**$d$**  : Hauteur utile.

**$\lambda_g$**  : L'élancement géométrique.

**$L_f$**  : Longueur de flambement.

**Introduction générale :**

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des exigences de sécurité des constructions vis-à-vis les sollicitations agissantes tel que le séisme, le vent, et aléas lie au sol (tassement gonflement-retrait) .....etc.

Le présent ouvrage a pour objet de faire une étude d'une structure en béton avec un système de contreventement pour à bien résister au séisme, en respectant les règles en vigueur.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage à savoir:

- La résolution des problèmes techniques rencontrés pour la conception et exécution des projets en adoptant la meilleure solution possible en tenant compte les exigences techniques, l'économie et la sécurité des ouvrages.
- La conception et l'exécution des projets.

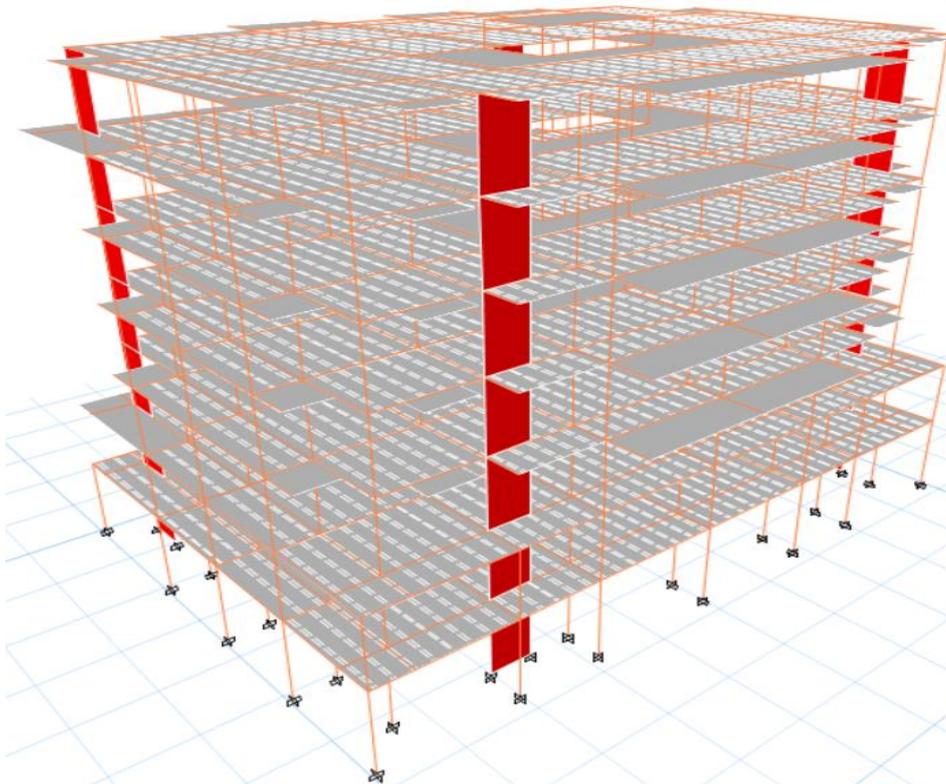
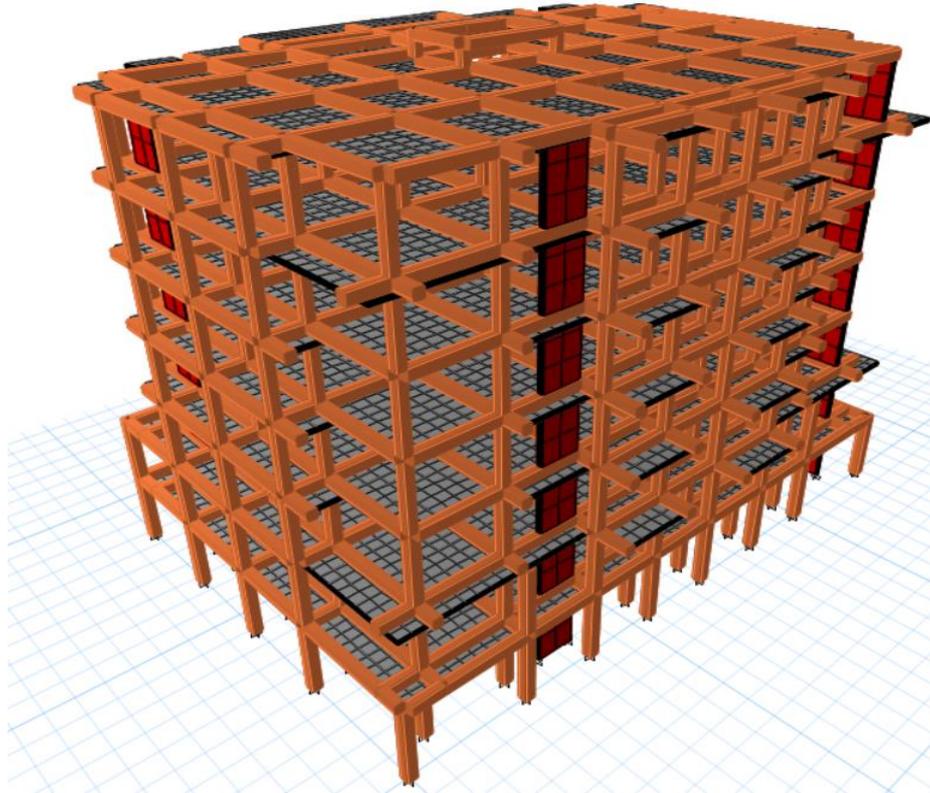
L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et exécutables et accessible en facteur de la sécurité humain et matériel.

# CHAPITRE I

## Présentation d'ouvrage et caractéristique des matériaux

## **I.1 Présentation de l'ouvrage :**

Le projet consiste à étudier un bâtiment en R+5 à usage d'habitation avec des locaux commerciaux niveau entre-sol et RDC, la structure porteuse est en béton armé, le système de contreventement est assuré par des portiques mixte poteau-voile.



**Figure I.1** Vue 3D du bâtiment

## I.2 Description architecturale :

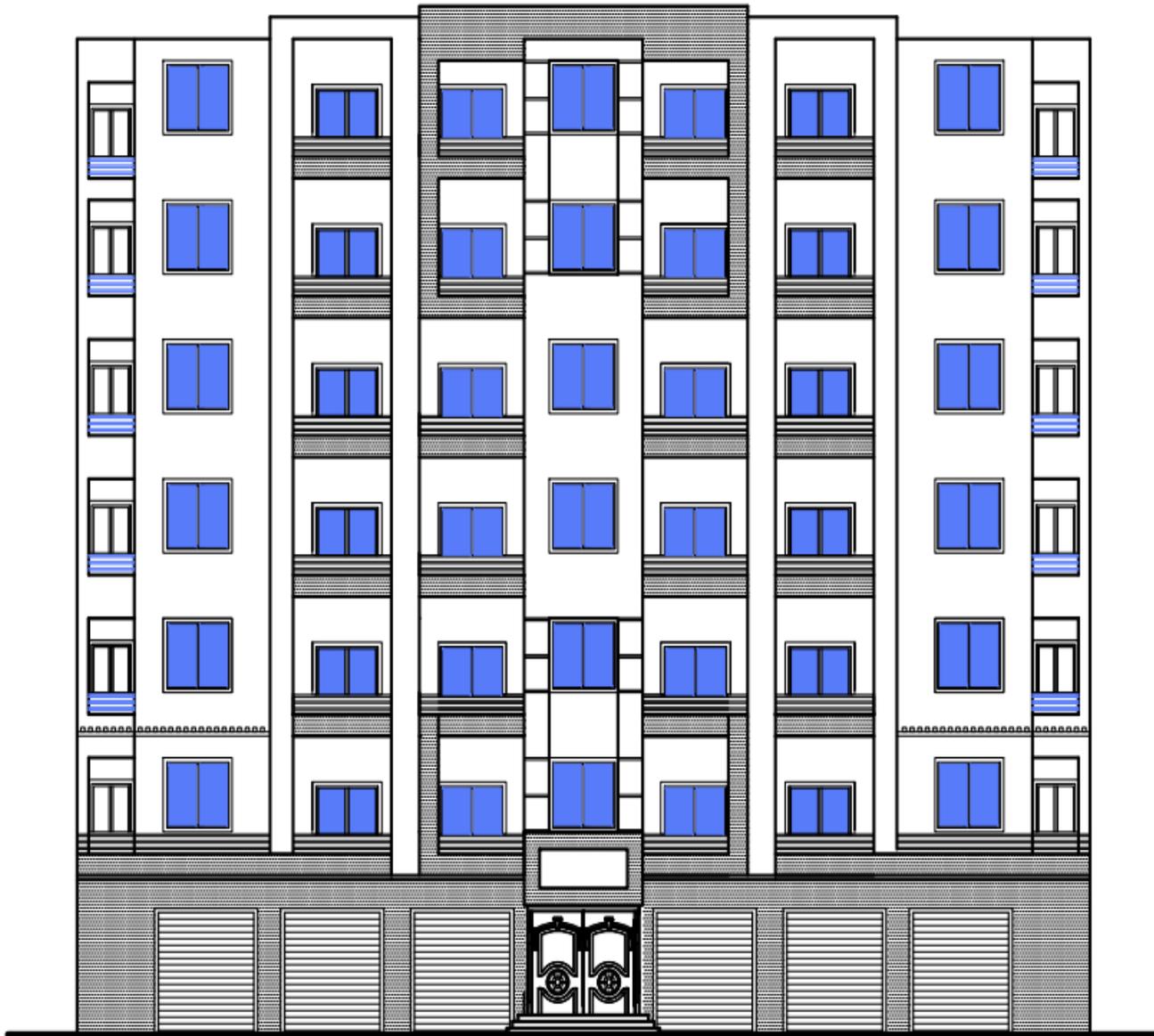
Les dimensions du bâtiment sont :

### ➤ Dimensions en élévation :

- Hauteur du Entre sol .....3,50 m
- Hauteur étages courants .....3,00 m
- Hauteur totale de bâtiment .....22, 50 m

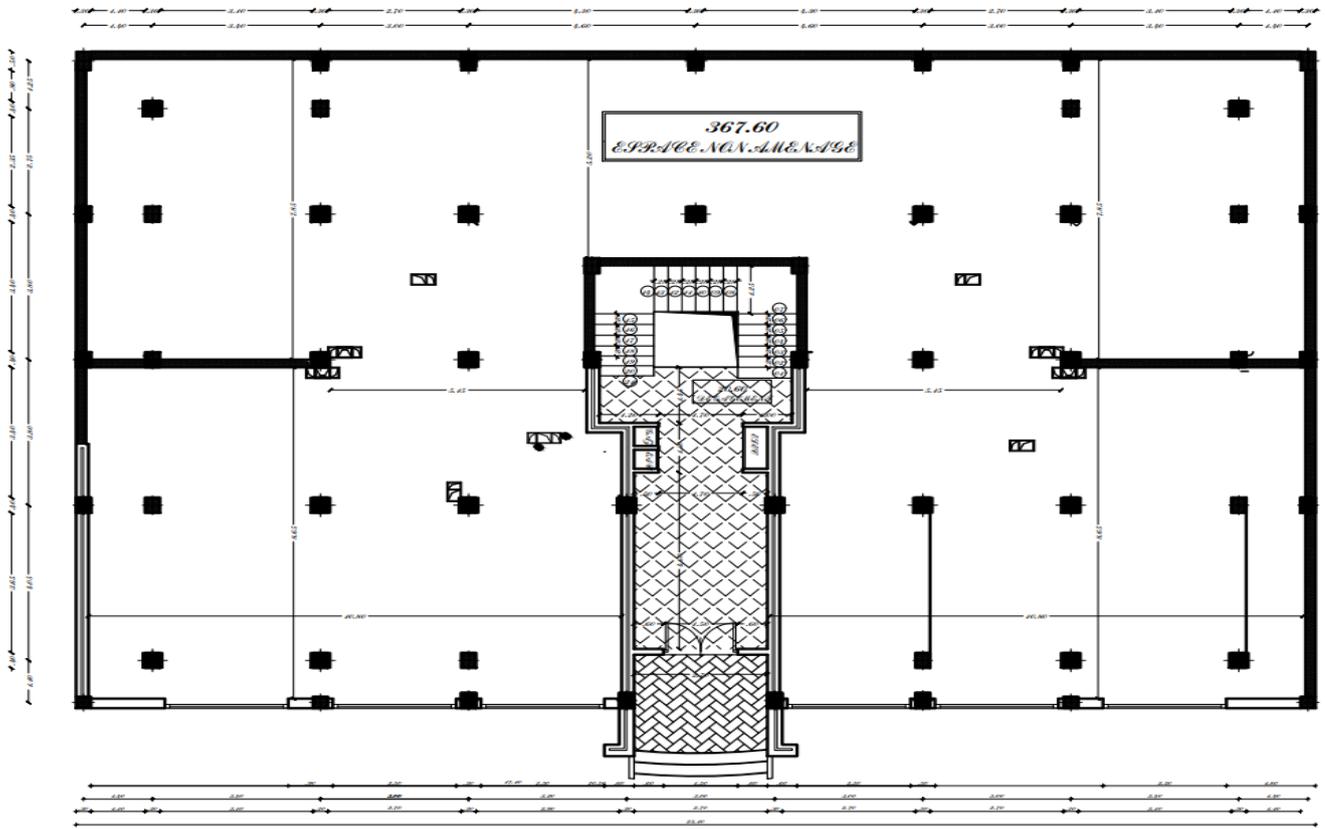
### ➤ Dimensions en plans :

- Longueur totale du bâtiment.....25, 10m
- Largeur totale bâtiment.....17,15m

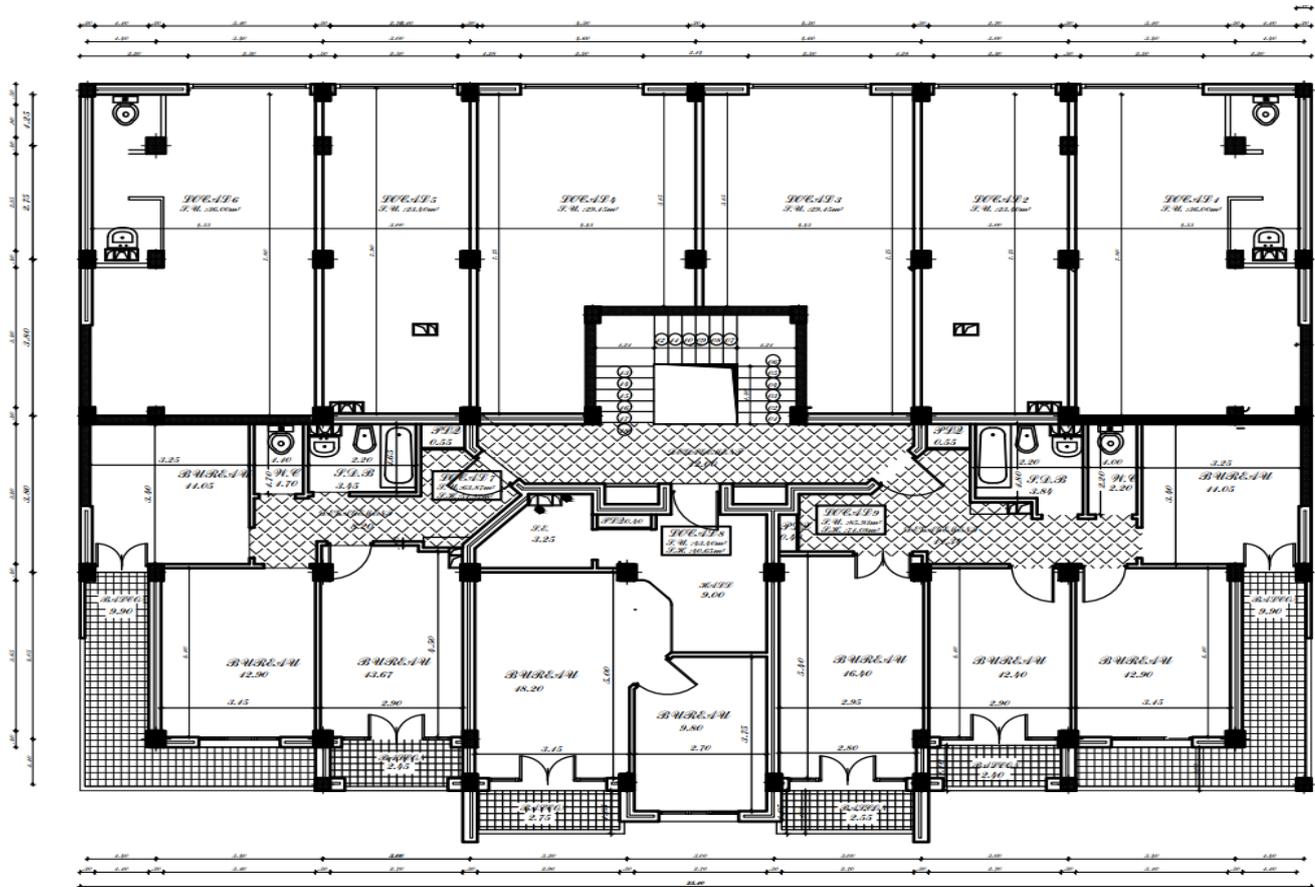


Lot N°= 04 & 05

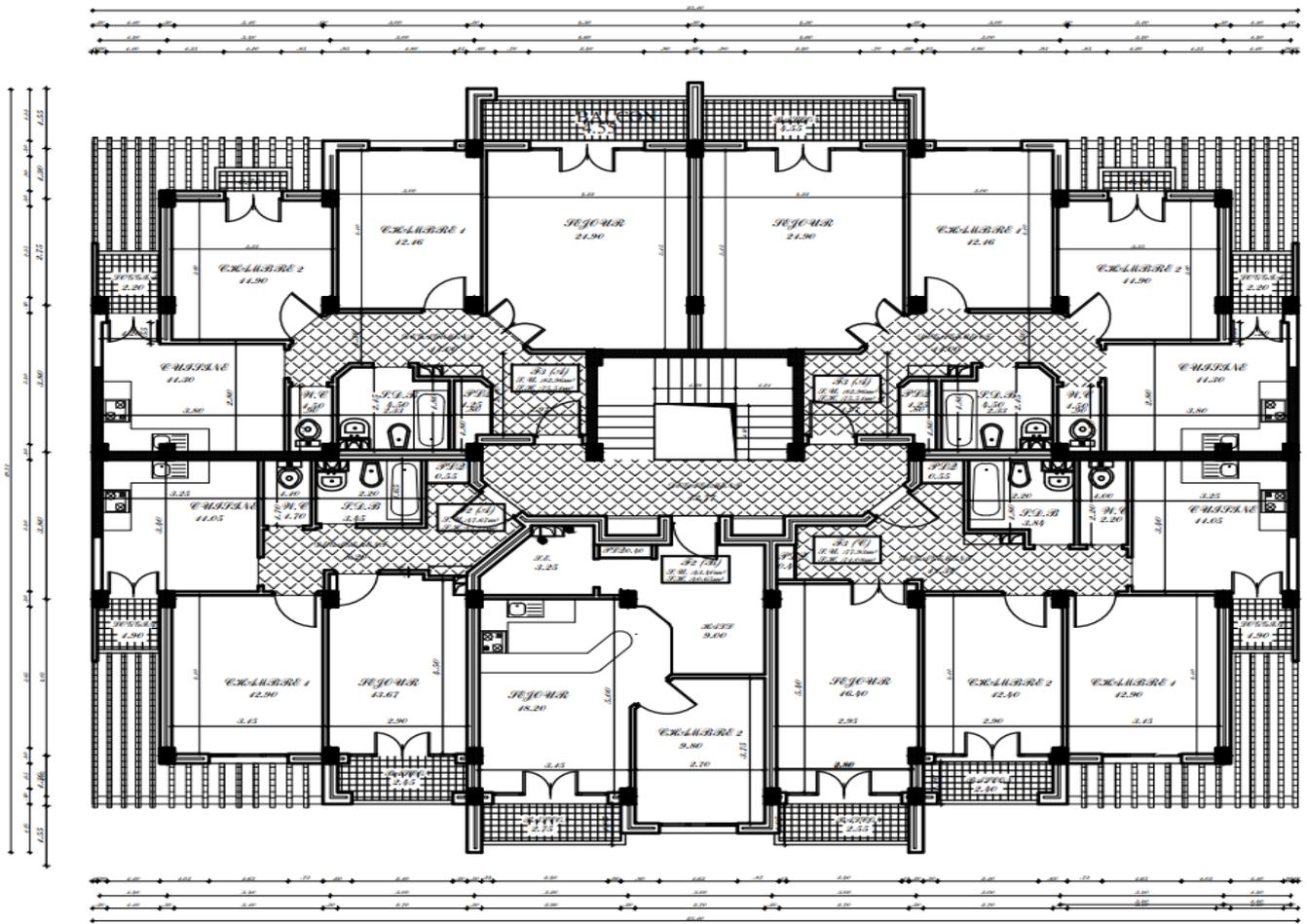
FACADE PRINCIPALE Bloc G & J



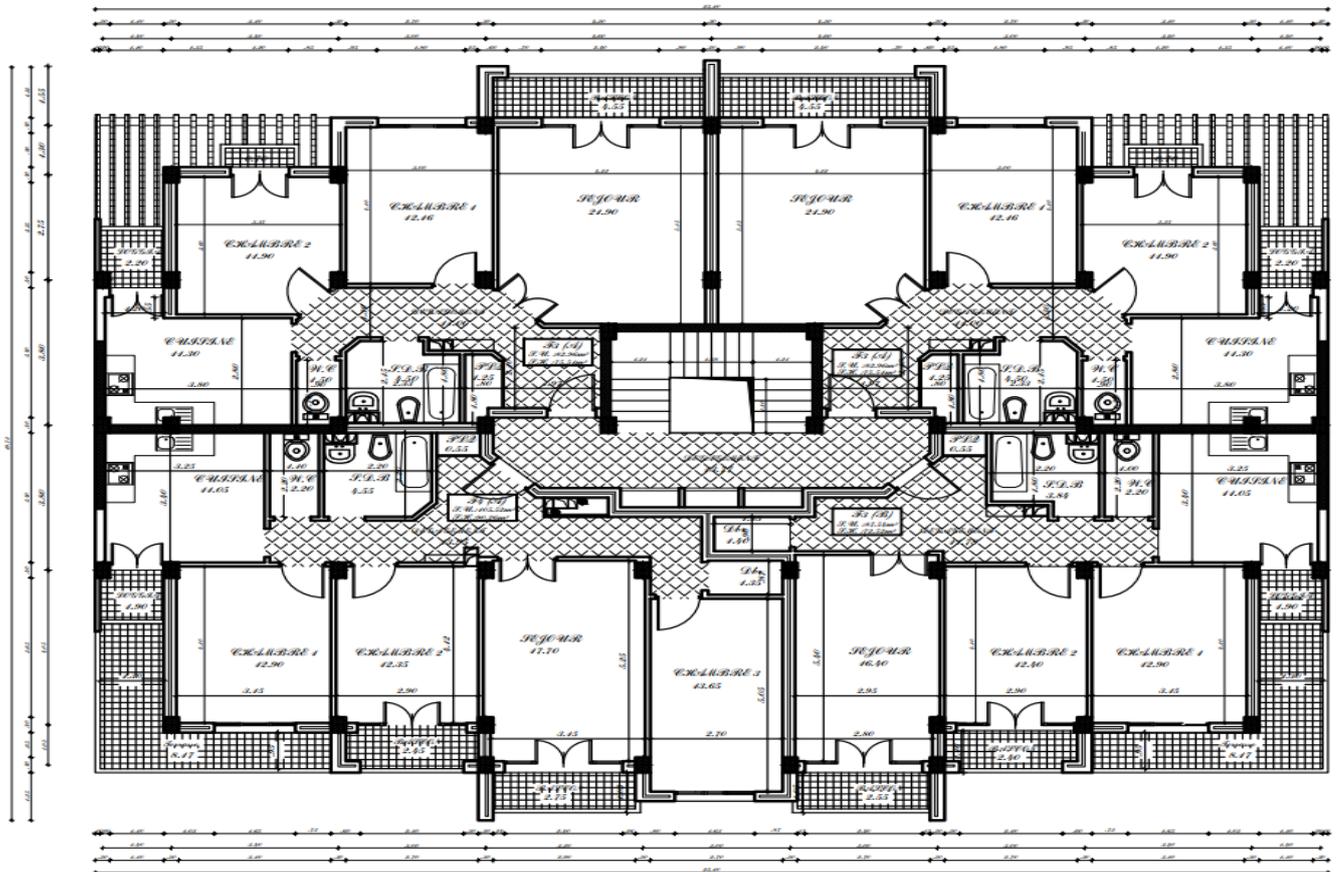
PLAN DU SOUS SOL BLOC G & J



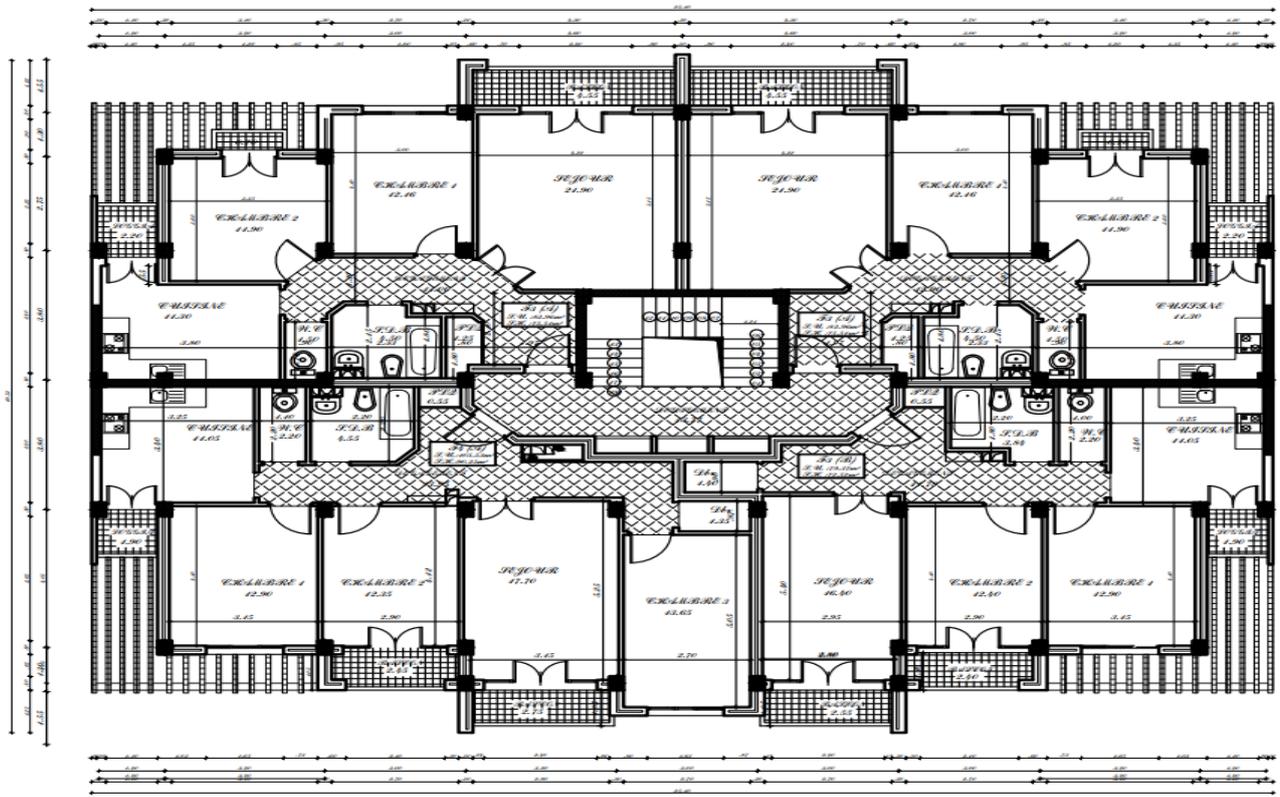
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE BLOC G & J



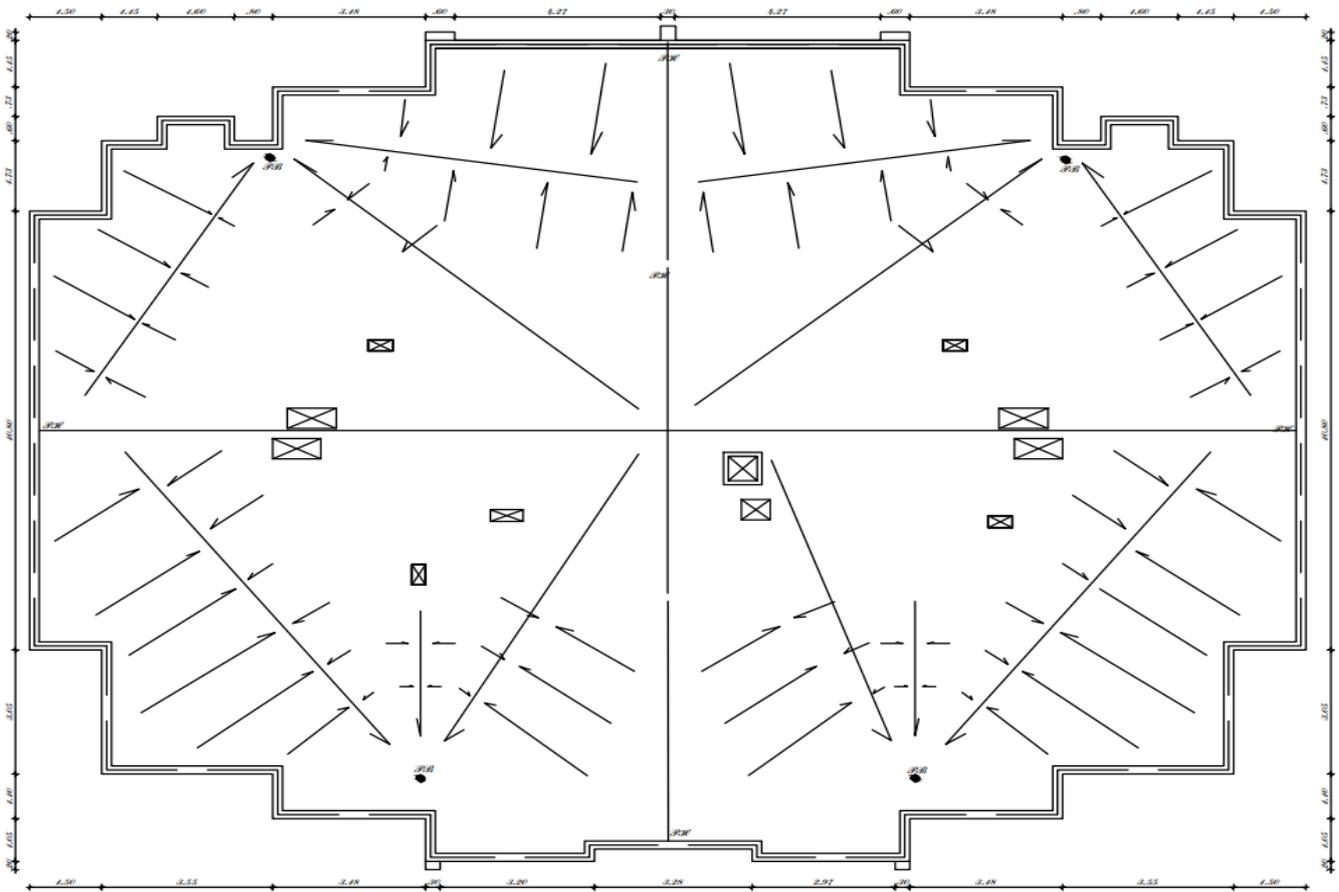
PLAN DU 1er, 2eme, 3eme Etage BLOC G & J



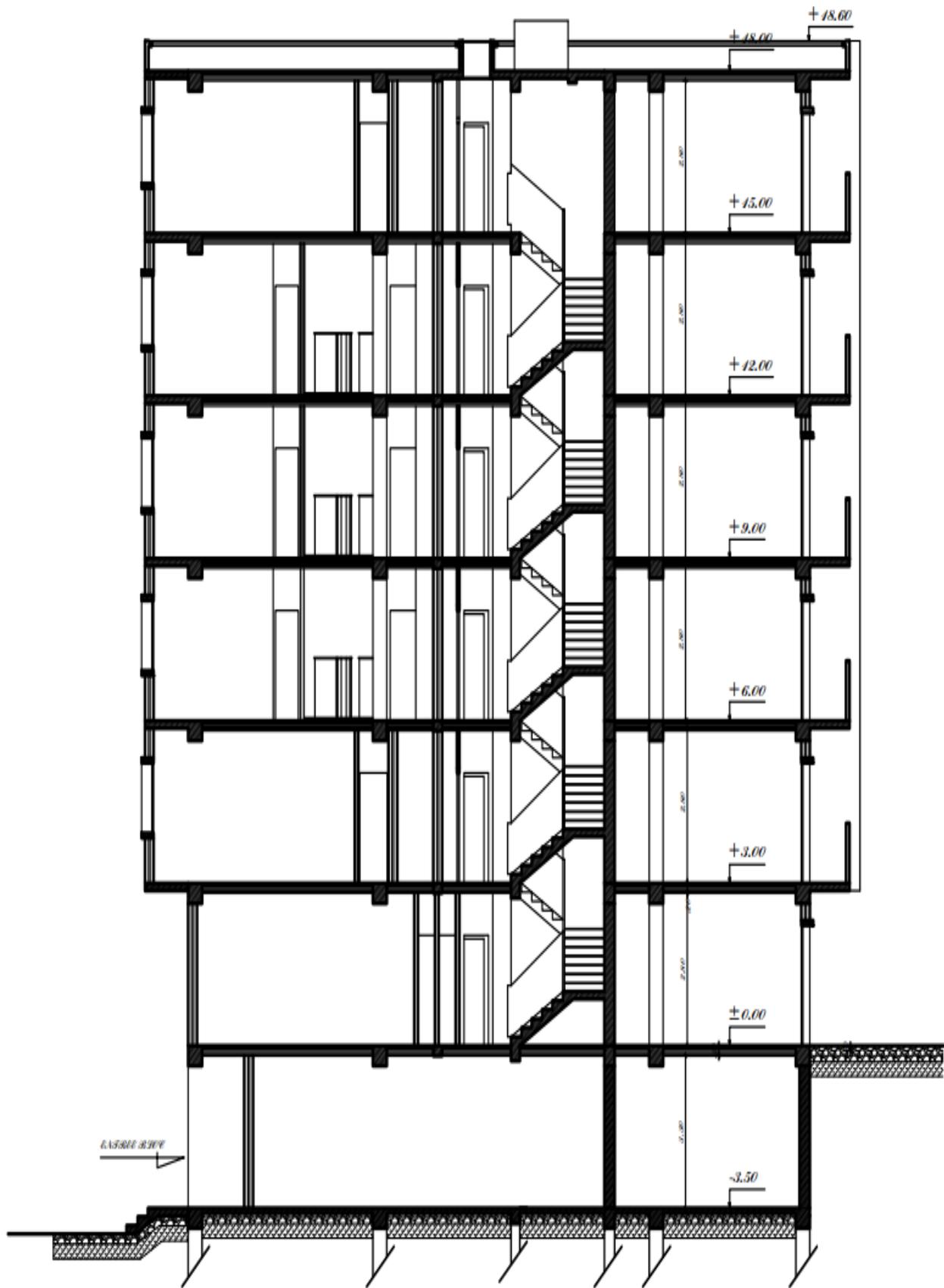
PLAN DU 4 ETAGE BLOC G & J



PLAN DU 5eme ETAGE BLOC G & J



Plan De Terrasse Bloc G & J



Coupe A-A Bloc G & J

### **I.3 Description structurale**

#### **I.3.1 Structure de contreventement :**

Vue la hauteur du bâtiment, et d'après 3.4.A.3 du RPA99/v2003, le contreventement dans ce cas-là est assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile.

#### **I.3.2 Les planchers :**

Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.

##### **Pour les balcons :**

- Nous n'avons pas besoin d'isolation thermique et phonique
- Les balcons sont représentés sur trois côtés.

Donc on choisit des **planchers de dalle pleine**

#### **I.3.3 Escaliers :**

Le bâtiment comporte 2 types d'escaliers

#### **I.3.4 Maçonnerie :**

##### **➤ Murs extérieurs :**

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles Cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une âme d'air de 5 cm.

##### **➤ Murs intérieurs (Cloison) :**

Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm.

### **I.4 Données géotechniques du site**

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol ferme et par conséquent on a adopté :  $\sigma_{sol} = 1.50$  bars selon le rapport de sol L.T.P-Est (Annaba).

### **I.5 Règlements et documents utilisés**

Le calcul de cet ouvrage sera conforme aux réglementaire charges et documents suivants :

- **DTR-BC 2.2** (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- **DTR-BC 2.41**(Règle de conception et de calcul des structures en béton armé : CBA93).
- **DTR-BC 2.48** (Règlement parasismique algérien RPA99/version2003).
- **DTR-BC 2.331** (Règle de calculs des fondations superficielles).

## I.6 Le béton

### I.6.1 Composition du béton :

Le béton utilisé est un béton courant dosé à **350 kg/m<sup>3</sup>** de ciment. Sa composition courante pour **1 m<sup>3</sup>** est comme suit :

- Ciment : 350 kg de CPA 32.5
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm
- Sable : 400 litres de 0/5 mm
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage

### I.6.2 Caractéristique du béton utilisé :

#### I.6.2.1 Résistance caractéristique à la compression : (CBA.93 art A.2.1.1.1)

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, (noté  $f_{c28}$ ).

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de  $f_{c_j}$  (résistance en compression à "j" jour) en fonction de l'âge "j" en jours.

$j \leq 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{c_j} = j \cdot f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$
	$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	$f_{c_j} = j \cdot f_{c28} / (1,40 + 0,95j)$
$j = 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{c_j} = f_{c28}$
$28 < j < 60$		$f_{c_j} = j \cdot f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$
$j > 60$		$f_{c_j} = 1,1 \cdot f_{c28}$

**Tableau I.1** : Résistance caractéristique à la compression.

#### I.6.2.2 Résistance caractéristique à la traction : (CBA.93 art A.2.1.1.2)

La résistance à la traction du béton à "j" jours notée  $f_{tj}$  et exprimées en MPa est définie conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c_j}$$

⇒ Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{c_j}$  ne dépasse pas **60 MPa**.

### I.6.2.3 Module de déformation longitudinale : (CBA.93art A.2.1.2)

Le module de déformation longitudinale est en fonction de la durée d'application des charges.

On distingue :

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ en MPa}$$

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à "j" jours comprend le retrait et le fluage est :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ en MPa}$$

**Rq** : le module instantané est pris égale à trois fois le module de différé :  $E_{ij} = 3E_{vj}$

### I.6.2.4 Contraintes limites de compression : (C.B.A 93 art A.4.5.2)

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b = 1,5$  Pour les cas courants.

$\gamma_b = 1,15$  Pour les situations accidentelles.

- La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

### I.6.2.5 Contrainte limite de cisaillement : (CBA.93 art A.5.1.2.1)

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

- Fissuration peu nuisible (F.P.N) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0,2 f_{c_j}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (F.P.T) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0,15 f_{c_j}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

## Conclusion :

Les caractéristiques du béton utilisé sont données dans le tableau suivant :

<b>Résistance caractéristique à la compression du béton à 28j</b>	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	
<b>Résistance caractéristique à la traction du béton à 28j</b>	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	
<b>Module de déformation longitudinale du béton</b>	<b>instantanée</b>	$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$
	<b>différé</b>	$E_{v28} = 10721,39 \text{ MPa}$
<b>Masse volumique</b>	$\rho_b = 2.5 \text{ t/m}^3$	
<b>Contrainte limites de compression</b>	<b>ELU</b>	14.16 MPa
	<b>ELS</b>	15 MPa
<b>Contrainte limites de cisaillement</b>	<b>F.P.N</b>	3.33 MPa
	<b>F.P.T</b>	2.5 MPa

**Tableau I.2:** caractéristique du béton utilisé

## I.7 Les aciers

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure caractéristique suivantes :

<b>Nuance</b>	FeE400
<b>Masse volumique</b>	78.5 KN/M <sup>3</sup>
<b>Module de déformation longitudinale</b>	2*10 MPa

**Tableau I.3 :** caractéristique des aciers utilisés.

# CHAPITRE II

## Pré dimensionnement

## Et évaluation des charges

# Pré dimensionnement des éléments

## II.1 Les poutres

Selon le CBA et RPA 2003, les dimensions de la poutre (b & h) sont déterminées comme suite :

➤ **CBA :**

- La hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

Avec : **L<sub>max</sub>** portée maximale entre nus d'appuis.

- La largeur est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

➤ **RPA 2003 :**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'art 7.5.1

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

⇒ Les dimensions des poutres qui ont adoptée sont résumées dans le tableau suivant:

	L <sub>max</sub> (cm)	Section adoptée (cm)	
		b	h
<b>Poutres principales</b>	460	30	40
<b>Poutres secondaires</b>	380	30	35

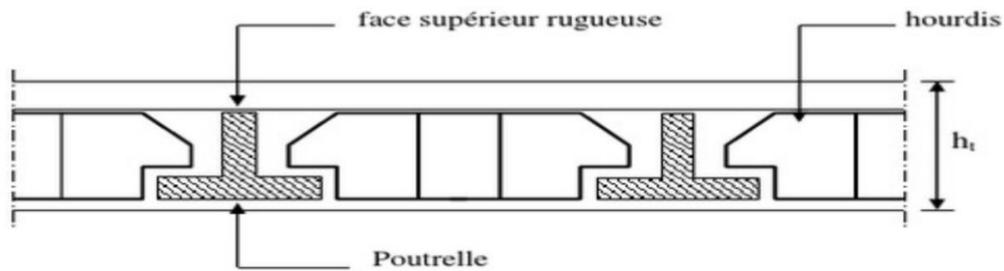
**Tableau II.1** : Dimensions des poutres.

## II.2 Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de compression. Le dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur h ( $h_C + h_D$ )

**Avec :**

- $h_C$  : Hauteur de corps creux.
- $h_D$  : Hauteur de la dalle de compression.



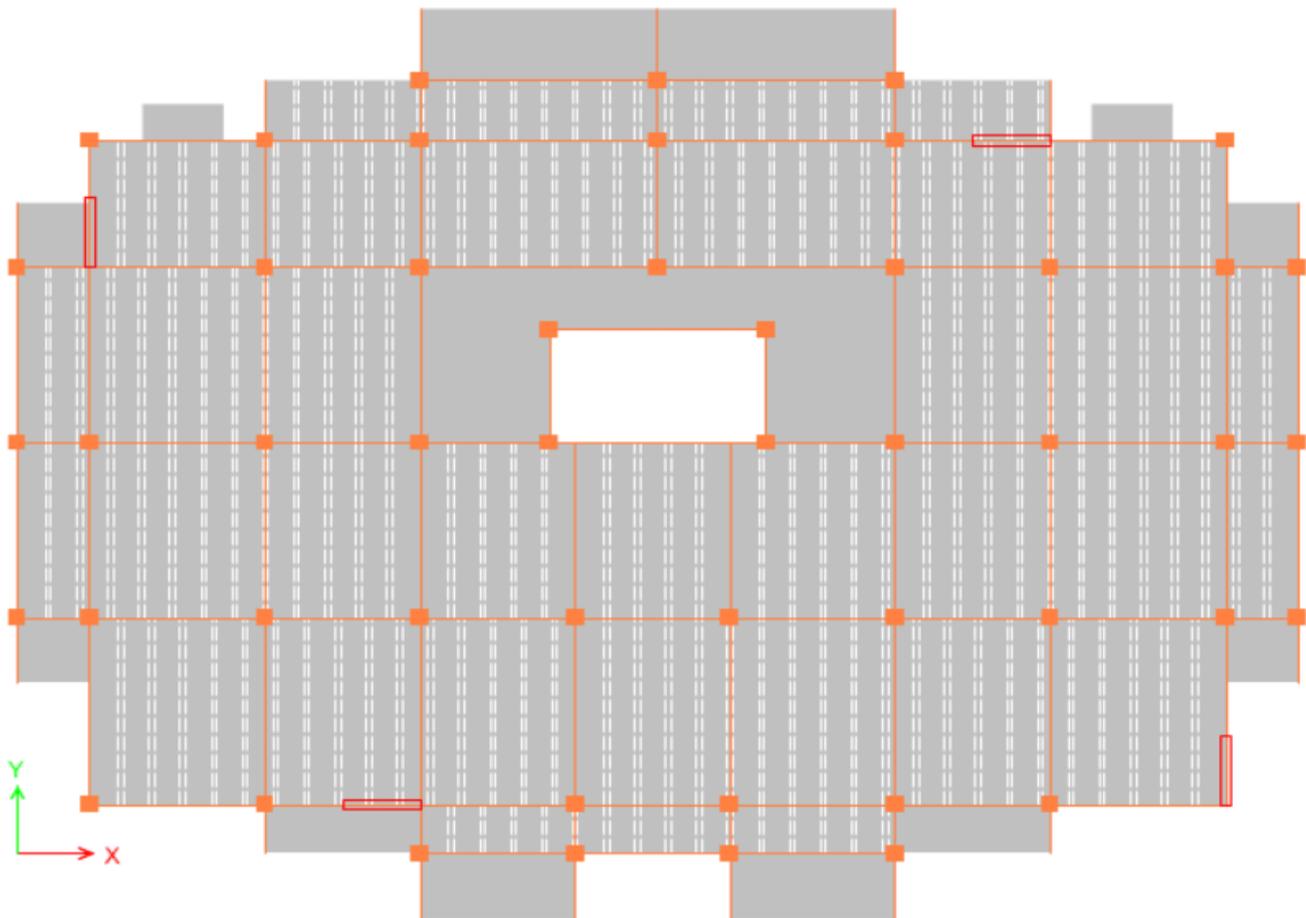
**Figure II.1** Plancher corps creux

### II.2.1 Disposition des poutrelles :

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

La disposition des poutrelles retenue dans notre projet comme suit :



**Figure II.2** Disposition des poutrelles.

## II.2.2 Dimensionnement des planchers :

Selon les règles du **CBA93 (art :6.8.4.2.4)**, le prédimensionnement d'un plancher à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

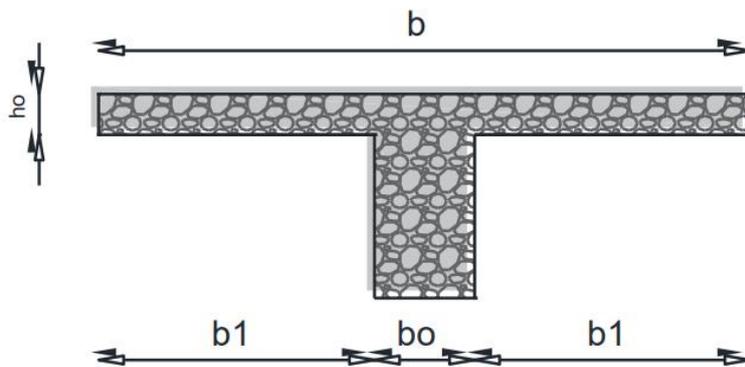
- $h$  : Hauteur total du plancher.
- $L_{\max}$ : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées :

$$L_{\max} = 380\text{cm} \rightarrow h \geq 16.88\text{cm}$$

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

## II.2.3 Prédimensionnement des poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en T de caractéristique géométrique suivantes :



**Figure II.3** Coupe transversale d'une poutrelle.

- Hauteur de la table de compression :  $h_0 = 4 \text{ cm}$
- Hauteur de corps creux :  $h_c = 16 \text{ cm}$
- Largeur de la table de compression :  $b = 60 \text{ cm}$
- Largeur de l'âme :  $b_0 = 10 \text{ cm}$

## II.3 Les poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie selon les règles RPA 2003, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELS ; Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

### II.3.1 Choix préalables des sections :

Selon l'RPA 2003 article 7.4.1 les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Pour la zone IIa} \quad \left\{ \begin{array}{l} \min (b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm } h_e \\ \min (b_1 ; h_1) \geq h_e / 20 \\ 0.25 < b_1 / h_1 < 4 \end{array} \right.$$

On adopte préalablement la

section des poteaux

( $b_1 \cdot h_1$ ) comme suite :

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )
Entre sol, RDC, E1	40*40
E2,E3,E4,E5	30*30

Tableau II.2 : Section préalables des poteaux.

## II.4 Prédimensionnement des voiles :

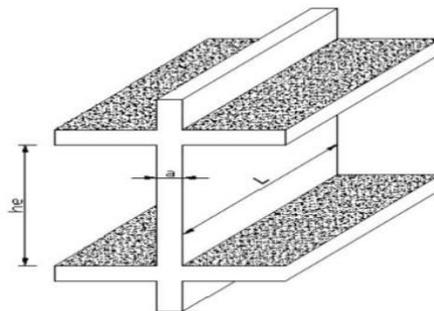


Figure II.4 Coupe transversale d'un voile.

### II.4.1 L'épaisseur :

Le RPA 99 / version 2003, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités :

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux  $a \geq h_e / 25$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau  $a \geq h_e / 22$
- Pour les voiles à abouts libres  $a \geq h_e / 20$

Pour notre projet, on utilise le 3<sup>ème</sup> type (cas plus défavorable) :

- $h_e$  (RDC) = 350 cm  $\longrightarrow$   $a = 350 / 20$   $\longrightarrow$   $a \geq 17.5$  cm
- $h_e$  (EC) = 300 cm  $\longrightarrow$   $a = 300 / 20$   $\longrightarrow$   $a \geq 15$  cm

Donc, On adopte pour tous les niveaux un voile de :  $a = 20$  cm

#### II.4.2 La longueur :

D'après l'article 7.7.1 du RPA /v2003 on considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition

$$L \geq 4a.$$

Donc on prend une longueur minimale pour tous les voiles :  $L \geq 80$  cm

### II.5 Les escaliers

#### II.5.1 Terminologie :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches de largeur  $g$  appelé giron et de contre marche de hauteur  $h$  reliant deux marches successives.

La dalle inclinée supportant les marches et contres marches est appelée paillasse.

La dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse est appelée palier.

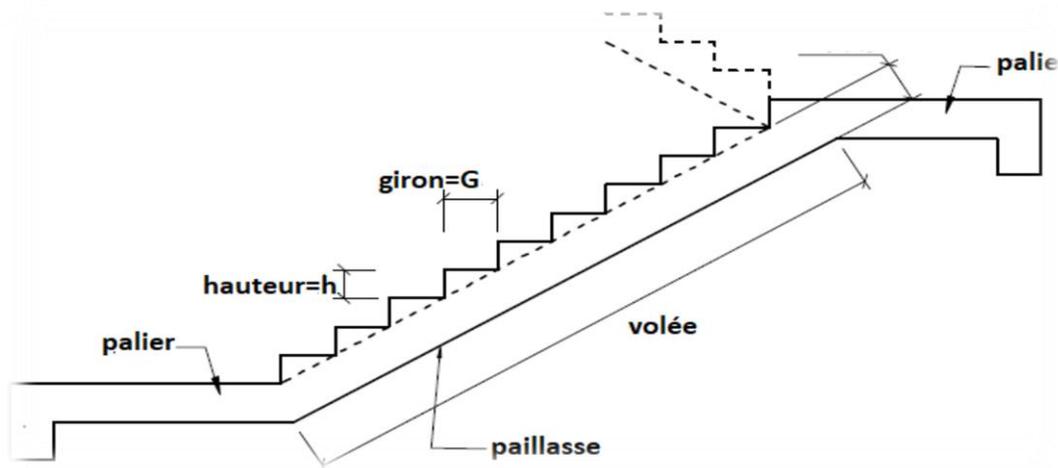


Figure II.5 Terminologie d'un escalier.

## II.5.2 Dimensionnement :

Notre ouvrage comporte deux types d'escalier : escalier a trois volées.

### ✚ Escalier type 1 :

- **Largueur des marches (giron)** : entre 25 et 32 cm  $\longrightarrow$   $g = 30$  cm
- **Hauteur des contres marches** : entre 14 et 18 cm  $\longrightarrow$   $h = 16.5$  cm

Pour assurer un confort optimum des usagers, il faut faudra vérifier la condition de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$g + 2h = 63 \text{ cm}$$

### ➤ Nombre des marches :

$$n = H / 2h = 9 \text{ marches}$$

### ➤ Nombre des contres marches :

$$m = n - 1$$

$$m = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

### ➤ L'épaisseur de la paillasse :

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$L / 15 \leq e \leq L / 10$$

Donc on prend :  $e = 15$  cm

### ✚ Escalier type 2 :

- **Largueur des marches (giron)** : entre 25 et 32 cm  $\longrightarrow$   $g = 30$  cm
- **Hauteur des contres marches** : entre 14 et 18 cm  $\longrightarrow$   $h = 17$  cm

## II.6 Balcon :

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq L / 10$$

$$L_{\max} = 1.30 \text{ m} \longrightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 15$  cm

## II.7 L'acrotère

Ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture :

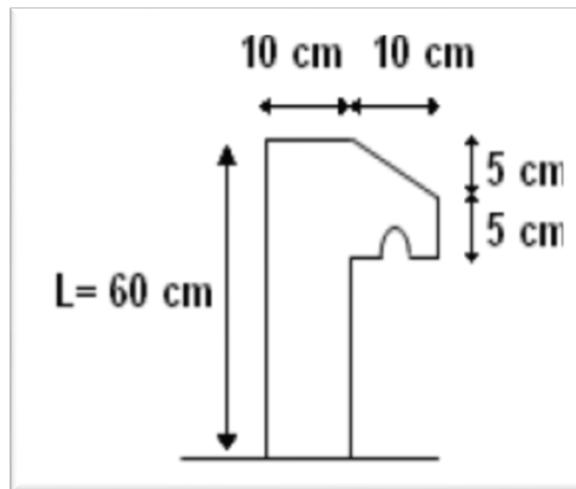


Figure II.6 Dimensionnement de l'acrotère.

## II.8 Evaluation des charges et des surcharges

Les charges permanentes G et Q sont évaluées le DTR BC2.2.

### II.8.1 Les planchers :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Matériau	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>
1. Gravions de protection roulée	5	17	0,85
2. Etanchéité multicouche	2	/	0,12
3. papier kraft	2 feuilles	/	/
4. Forme de pente	8	22	1,76
3. isolation thermique en liège	4	4	0,16
5. Par vapeur	1	1	0,01
5. Dalle à corps creux 16+4	16+4	/	2,8
6. Enduit de plâtre	2	10	0,2
		<b>G</b>	<b>5,9</b>
		<b>Q</b>	<b>1</b>

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

➤ Plancher étages courants :

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>3</sup> )
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
corps creux	20	/	2,8
Enduit de platre	2	10	0,2
Cloisons	10	10	1
		<b>G</b>	<b>5,34</b>
		<b>Q</b>	<b>1,5</b>

**Tableau II.4 :** Evaluation des charges du plancher étage courant .

**II.8.2 Dalle plein :**

➤ Dalle plein (au niveau de la cage d'ascenseur) :

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>3</sup> )
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Dallepleine	15	25	3,75
Enduit de ciment	2	20	0,2
Cloisons	10	10	1
		<b>G</b>	<b>6,29</b>
		<b>Q</b>	<b>1</b>

**Tableau II.5 :** Evaluation des charges dalle plein.

➤ Balcon :

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>3</sup> )
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Dallepleine	15	25	3,75
Enduit de ciment	2	20	0,4
		<b>G</b>	<b>5,5</b>
		<b>Q</b>	<b>3,5</b>

**Tableau II.6 :** Evaluation des charges du balcon.

### II.8.3 Escalier :

➤ Volée :

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Marche	(17/2)	25	2,13
Paillasse	15	25	3,75
Enduit de ciment	2	20	0,4
Garde-corps	/	/	0,6
<b>G</b>			<b>8,22</b>
<b>Q</b>			<b>2,5</b>

Tableau II.7 : Evaluation des charges de la volée.

➤ Palier :

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Palier	15	25	3,75
Enduit de ciment	2	20	0,4
<b>G</b>			<b>5,49</b>
<b>Q</b>			<b>2,5</b>

Tableau II.8 : Evaluation des charges du palier.

### II.8.4 Murs double parois en brique creuses :

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur (ciment)	2	20	0,4
Briques extérieur	10	/	0,9
Lame d'air	5	0	0
Briques intérieur	10	/	0,9
Enduit intérieur (plâtre)	2	10	0,2
<b>G</b>			<b>2,4</b>

Tableau II.9 : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur

❖ **Le poids de mur sur mètre linéaire :**

**G mur extérieur** = G (KN/m<sup>2</sup>) \* H mur ; H mur = H étage – Hps = 300-35=265 cm

**G mur extérieur**=2.4 \*2.65 = **6.36 KN/ml.**

**II.8.5 L'acrotère :**

❖ **Poids propre de l'acrotère :**

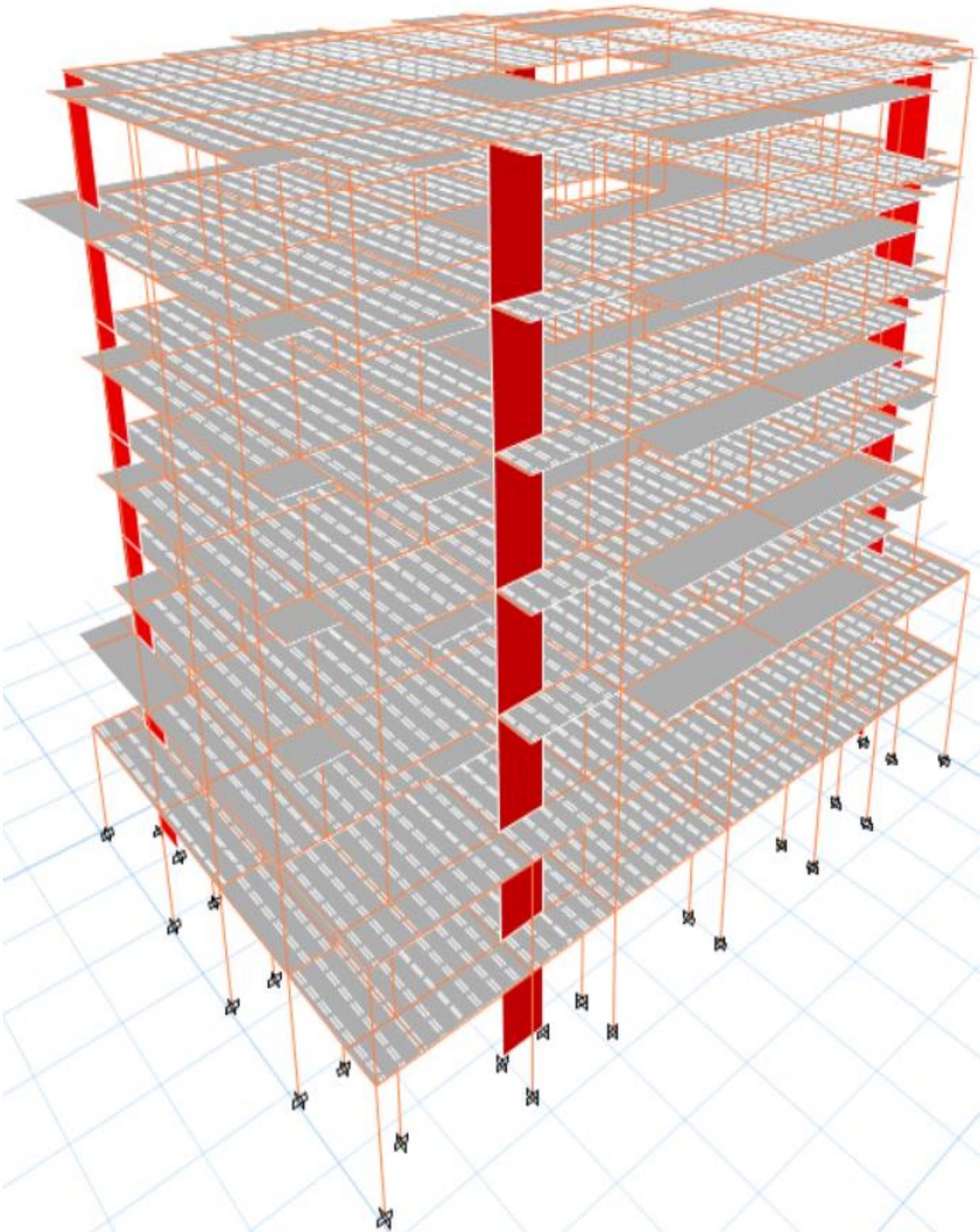
$$\mathbf{P} = [(0.6*0.1) + (0.1*0.1) - \frac{0.1*0.05}{2}] \times 1 \times 25 = \mathbf{1.69 \text{ KN/m}^2}$$

# CHAPITRE III

## Etude sismique

### III.1 Modélisation

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis par le logiciel ETABS qui permettent à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique.



**Figure III.1** Modélisation 3D de la structure sur ETABS

### **III.2 Méthode de calcul des forces sismiques :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003 art4.1.1) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 17m à côté du fait qu'elles soient irrégulières en plan et en élévation.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

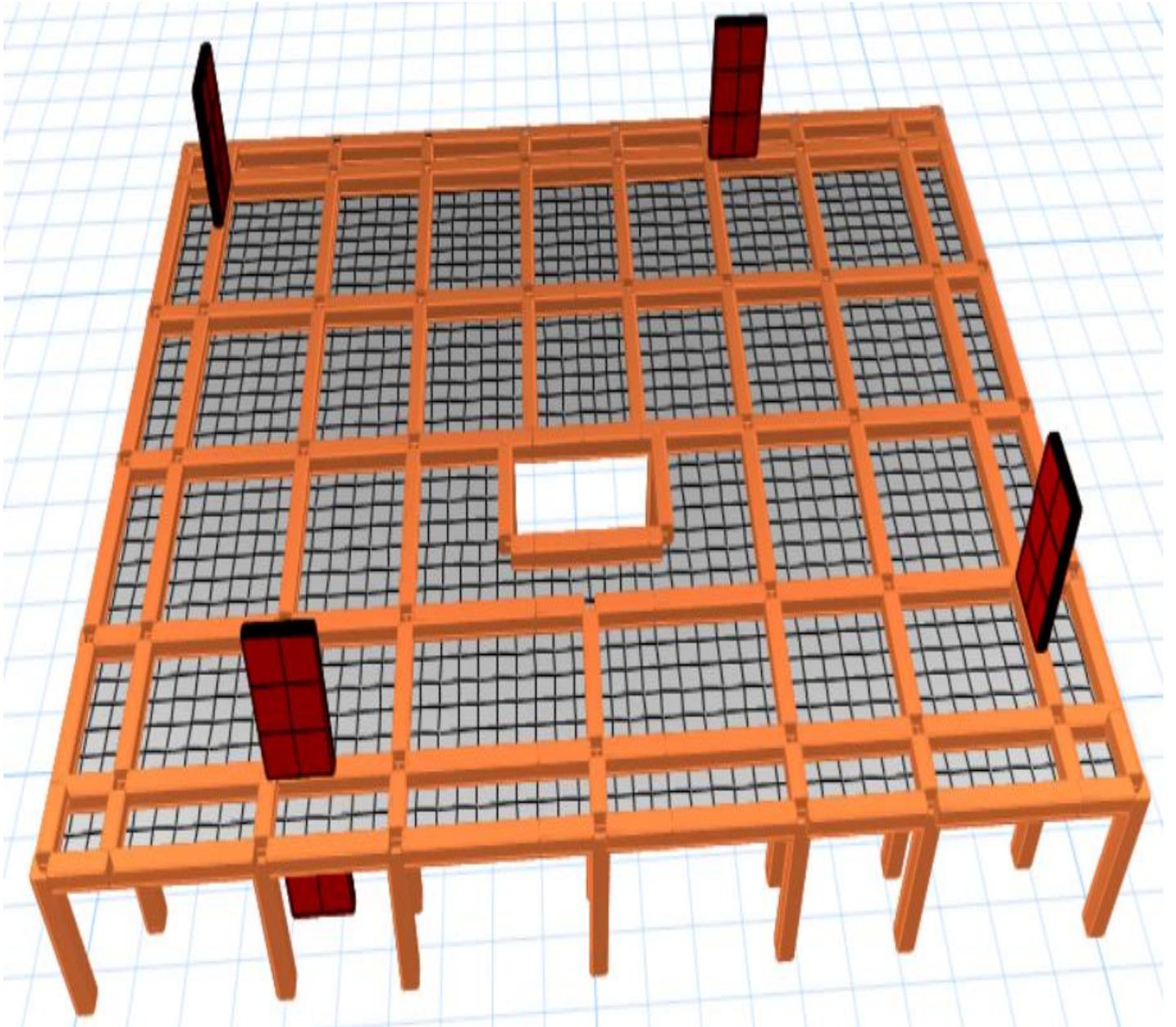
⇒ Selon les exigences du RPA99/version 2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale.

### **III.3 Disposition des voiles :**

Le choix du positionnement des doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- Symétrie dans le système structurel pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- Éviter des modifications de fond de l'architecture.

⇒Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisis une variante pour laquelle ont obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA, nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté:



**Figure III.2** Disposition des voiles.

### III.4 Résultats de l'analyse modale

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel CSI ETAPsv2017 sont données dans le tableau suivant :

Mode	Periode(s)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ	Type
1	0,899	0,0004	0,7713	0,0049	0,0004	0,7713	0,0049	translation selon Y
2	0,834	0,7822	0,0005	4,90E-03	0,7825	0,7719	0,0097	translation selon X
3	0,73	0,0053	4,80E-03	7,55E-01	0,7878	0,7767	0,765	torsion selon Z
4	0,3	1,11E-05	1,44E-01	1,10E-03	0,7878	0,9209	0,7661	translation selon Y
5	0,282	1,40E-01	3,76E-06	1,00E-03	0,9273	0,9209	0,7671	translation selon X
6	0,241	9,00E-04	1,40E-03	1,49E-01	0,9282	0,9223	0,9158	torsion selon z
7	0,165	0,00E+00	4,10E-02	0,0007	0,9282	0,9634	0,9166	translation selon Y
8	0,157	3,78E-02	4,66E-06	2,00E-04	0,966	0,9634	0,9168	translation selon X
9	0,131	0,0002	4,00E-04	4,36E-02	0,9662	0,9638	0,9604	torsion selon z
10	0,105	0	1,82E-02	3,00E-04	0,9662	0,982	0,9607	translation selon Y
11	0,102	1,70E-02	0,00E+00	1,00E-04	0,9832	0,982	0,9607	translation selon X
12	0,082	4,29E-05	1,00E-04	1,92E-02	0,9832	0,9821	0,98	torsion selon Z
13	0,076	0,00E+00	1,05E-02	1,00E-04	0,9832	0,9926	0,9801	translation selon Y
14	0,075	9,80E-03	1,08E-06	8,03E-06	0,9931	0,9927	0,9801	translation selon X
15	0,059	8,61E-06	0,0044	1,00E-04	0,9931	0,9971	0,9802	translation selon Y
16	0,059	4,00E-03	1,10E-05	6,00E-04	0,9971	0,9971	0,9807	translation selon X
17	0,058	0,0001	4,16E-06	1,14E-02	0,9972	0,9971	0,9921	torsion selon z
18	0,051	0,00E+00	2,00E-03	0,00E+00	0,9972	0,9991	0,9921	translation selon Y
19	0,051	0,0019	0	2,25E-05	0,9991	0,9991	0,9921	translation selon X
20	0,045	0,00E+00	0,00E+00	5,40E-03	0,9991	0,9991	0,9975	torsion selon z
21	0,038	0,00E+00	0,00E+00	1,10E-03	0,9991	0,9991	0,9986	torsion selon z

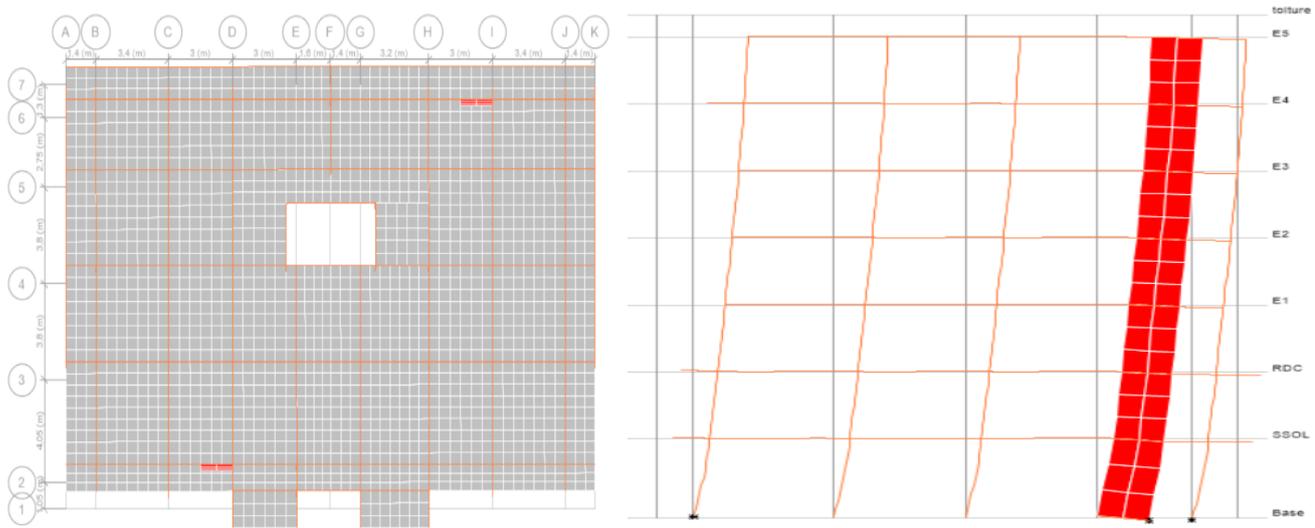
Tableau III.1 Périodes et participation massique.

#### Interprétation des résultats :

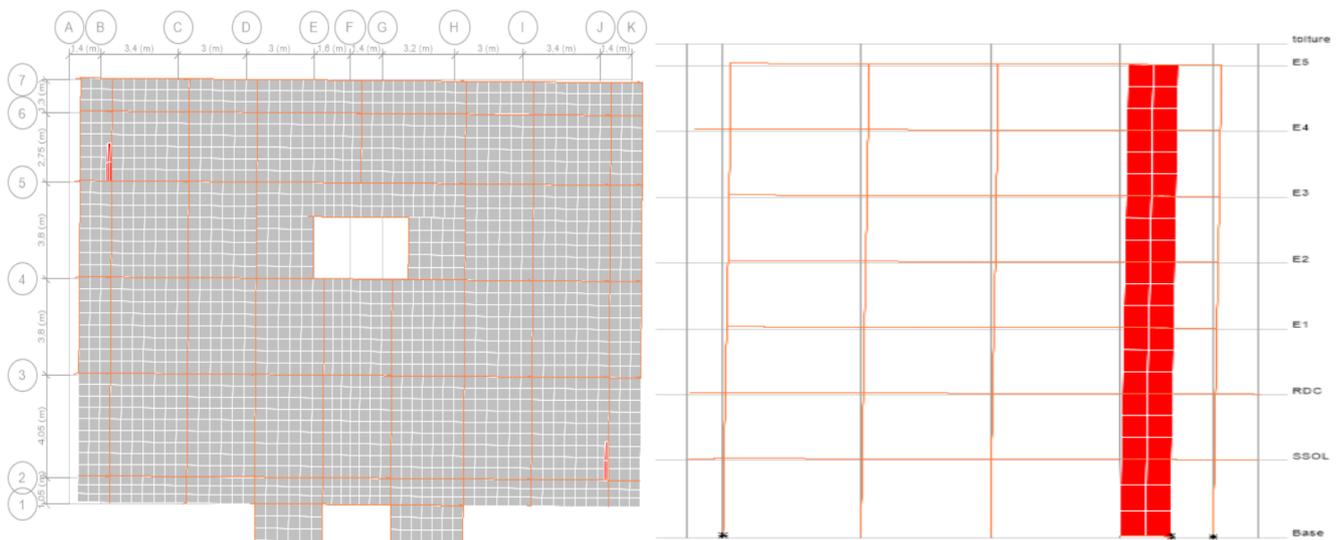
- Le premier mode est un mode translation selon la direction Y
- Le deuxième mode est un mode translation selon la direction X Le troisième mode est un mode de torsion autour de la verticale Z
- La condition du RPA99(Art4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaisante à partir du 5ème mode pour que la masse atteigne les 90%.

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

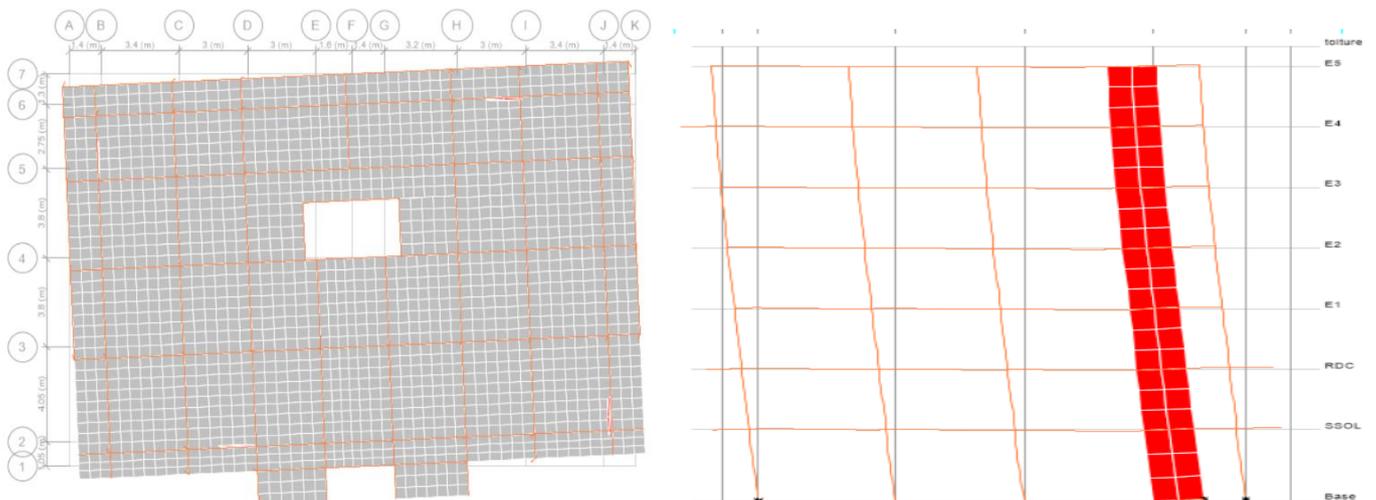
### **Mode 1 : (Selon Y)**



### **Mode 2 : (Selon X)**



### **Mode 3 : (Rotation)**



**Figure III.3 Les trois premiers modes de vibration.**

### III.5 La résultats des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Si  $V_{dyn} < 0,8 V_{st}$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport  $(0,8 V_{st})/V_{dyn}$ .

⇒ On doit évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

#### Calcul de l'action sismique :

La force sismique  $V_{st}$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W \quad (\text{Formules 4.1 de RPA 99 / version 2003})$$

##### ➤ Le Coefficient d'accélération de zone (A) :

Coefficient d'accélération donne par le **tableau 4.1 de RPA 99** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003), la willaya d'ANNABA, Lieu d'implantation de l'ouvrage, est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**), et le bâtiment dans le groupe d'usage **2**.

⇒ Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A = 0.2**

##### ➤ Estimation de la période fondamentale expérimentale :

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = c_T (h_N)^{3/4} \quad (\text{Formule 4-6 de RPA99 / version 2003})$$

-  $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

(Dans notre structure : ( $h_N = 22.5$  m))

-  $c_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (tableau 4.6 de RPA 99 / version 2003) → Dans notre structure :  $c_T = 0.05$

$$T = 0.50 \text{ sec}$$

**La période empirique a été utilisé pour le calcul des efforts statique équivalente non celle donnée par le calcul dynamique aucune vérification des périodes n'est nécessaire**

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement.

↳ **La participation des sollicitations dues aux charges verticales (voiles/poteaux) :**

**N** dustubié dans les voiles  $\geq 20\%$  de **N**tot

<b>N totale</b>	<b>20% N totale</b>	<b>N voile (X)</b>	<b>N voile (Y)</b>	<b>Vérification</b>
32033,674	6406,73482	970,1042	808,0667	<b>Non vérifier</b>

↳ **La participation des efforts tranchant entre les voiles et les poteaux :**

**V** portique  $\geq$  à **25%** **V** totale

<b>V totale</b>	<b>25% V totale</b>	<b>V portique (X)</b>	<b>V portique (Y)</b>	<b>Vérification</b>
1361,7031	340,425775	808,9172	771,5384	<b>vérifier</b>

- ❖ Les voiles dans les deux directions sont reprises  $< 20\%$  de l'effort normal global de la structure dans chaque direction.
- ❖ Les portiques est supporté plus de  $25\%$  de l'effort tranchant.

⇒**Donc** nous avons dans le système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

➤ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité Q est défini par :  $Q=1+\sum_1^5 pq$  (Formules 4.4 de RPA 99 / v2003)

⇒pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité " q " est satisfait ou non.

<b>Critère " q "</b>	<b>Pq</b>
<b>1.</b> Conditions minimales sur les files de contreventement	Observée
<b>2.</b> Redondance en plan.	Observée
<b>3.</b> Régularité en plan.	Non observée
<b>4.</b> Régularité en élévation.	Observée
<b>5.</b> Controle de la qualité des matériaux.	Non observée
<b>6.</b> Controle de la qualité del'exécution.	NOn observée
<b>Valeur de Q</b>	<b>1.2</b>

**Tableau III.2** Valeurs des pénalités.

➤ **Facteur d'amplification dynamique (D) :**

Ce coefficient est donné par : (Formules 4.2 de RPA / 99 v2003)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- **T<sub>2</sub>** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

⇒ Sol ferme (catégorie S2) → T<sub>2</sub> = 0.5

- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{Formules 4.3 de RPA 99 v2003})$$

$\xi$  (%) est le coefficient d'amortissement critique, donné par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

⇒ Contreventement mixte voiles–portique →  $\xi = 10\%$

D'où :  $\eta = 0.76$  ; Ce qui donne : **D = 1.90**

➤ **Poids total :**

Selon le RPA 99 / version 2003(Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction  $\beta$  des charges d'exploitations.

Poids total de la structure **W** égal à la somme des poids **W<sub>i</sub>** calculés à chaque niveau(i).

$$W = \sum w_i \quad \text{avec} \quad W_i = WGi + \beta \cdot WQi$$

- **WGi** : poids dû aux charges permanentes.
- **WQi** : charges d'exploitations.
- $\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

⇒ Le bâtiment à usage d'habitation →  $\beta = 0.2$

**Résumé des résultats :**

La force sismique de la structure a été calculée en utilisant le logiciel CSI ETABS v2017

Paramètres	A	D	R	Q	Vst (KN)
Sens X	0.2	1.90	5	1.2	1493,296
Sens Y					1493,296

**Tableau III.3** La force sismique à la base.

### III.6 Les vérifications sismique :

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant à la base :

	0.8* V st (KN)	V dyn (KN)	Vdyn> 0.8 V st
Ex	1194,6368	1361,7031	Vérifier
Ey	1194,6368	1287,0091	Vérifier

Tableau III.4 Vérification de la résultats sismique.

#### ❖ Vérification de l'excentricité :

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/v2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

L'analyse automatique par le logiciel CSI ETABS V2017 a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

étages	centre de masse		centre de rigidité		Dimension en plan		excentricité				Vérification < 15%	
	x	y	x	y	Dx	Dy	ex	ey	ex/Dx	ex/Dy	sens x	sens y
TOITURE	12,4	10,125	12,3	9,5392	4,2	2,45	0,0811	1	0,019	0,02	Verifié	Verifié
E5	12,4	8,443	12,1	8,2187	25,1	19,73	0,3363	0	0,0134	0,011368	Verifié	Verifié
E4	12,4	8,3606	12	8,2269	25,1	19,73	0,36	0	0,0143	0,006776	Verifié	Verifié
E3	12,4	8,5111	12	8,2398	25,1	19,73	0,3912	0	0,0156	0,013751	Verifié	Verifié
E2	12,4	8,5111	12	8,2637	25,1	19,73	0,4022	0	0,016	0,012539	Verifié	Verifié
E1	12,4	8,6615	12	8,3092	25,1	19,73	0,369	0	0,0147	0,017856	Verifié	Verifié
RDC	12,3	8,4421	12,1	8,3503	25,1	18,2	0,217	0	0,0086	0,005044	Verifié	Verifié
Entre-SOL	12,4	8,344	12,2	8,3267	25,1	17,15	0,182	0	0,0073	0,001009	Verifié	Verifié

Tableau III.5 Vérification de l'excentricité.

D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, ne dépass pas les 15%, alors la condition de l'Art 3.5.1 de l'RPA /v2003 est vérifiée.

#### ❖ Vérification de l'effort normale réduit :

$$V = \frac{N_d}{Bc \cdot f_{c_j}} \leq 0,3 \text{ (art 7.4.3.1 del'RPA99v2003)}$$

Poteau	Nd (KN)	Bc (nécessaire)	b (nécessaire)	B (adopt)	h (adopt)	nu	Vérification
Entre-SOL,RDC,E1	856,595	0,114213	0,337954	0,35	0,35	0,28	vérifié
E2,E3,E4,E5	502,445	0,066992	0,258829	0,3	0,3	0,22	vérifié

Tableau III.6 Vérification de l'effort normal réduit

#### ❖ Les déplacements latéraux inter-étage :

Selon le RPA99/2003 (Art5.10), Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

- $\Delta \kappa$  Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1"
- $\delta \kappa$  Le déplacement horizontal du niveau "k"

Le logiciel de calcul « **ETABS** » donne directement les valeurs de  $\delta\kappa$ , Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✚ Sens X :

étage	$\delta k(\text{mm})$	$\delta k-1(\text{mm})$	$\delta kx(\text{mm})$	R	$\Delta k$	he	1%he	vérification
<b>Entre-SOL</b>	1,869	0	1,869	5	9,345	3500	35	<b>vérifié</b>
<b>RDC</b>	4,061	1,869	2,192	5	10,96	3000	30	<b>vérifié</b>
<b>E1</b>	6,376	4,061	2,315	5	11,58	3000	30	<b>vérifié</b>
<b>E2</b>	8,96	6,376	2,584	5	12,92	3000	30	<b>vérifié</b>
<b>E3</b>	11,25	8,96	2,294	5	11,47	3000	30	<b>vérifié</b>
<b>E4</b>	13,02	11,254	1,769	5	8,845	3000	30	<b>vérifié</b>
<b>E5</b>	14,26	13,023	1,237	5	6,185	3000	30	<b>vérifié</b>
<b>TOITURE</b>	14,41	14,26	0,149	5	0,745	1000	10	<b>vérifié</b>

✚ Sens Y :

étage	$\delta k(\text{mm})$	$\delta k-1(\text{mm})$	$\delta kx(\text{mm})$	R	$\Delta k$	he	1%he	vérification
<b>Entre-SOL</b>	1,887	0	1,887	5	9,435	3500	35	<b>Vérifié</b>
<b>RDC</b>	4,212	1,887	2,325	5	11,63	3000	30	<b>vérifié</b>
<b>E1</b>	6,797	4,212	2,585	5	12,93	3000	30	<b>vérifié</b>
<b>E2</b>	9,715	6,797	2,918	5	14,59	3000	30	<b>vérifié</b>
<b>E3</b>	12,36	9,715	2,64	5	13,2	3000	30	<b>vérifié</b>
<b>E4</b>	14,45	12,355	2,096	5	10,48	3000	30	<b>vérifié</b>
<b>E5</b>	15,96	14,451	1,509	5	7,545	3000	30	<b>vérifié</b>
<b>TOITURE</b>	15,97	15,96	0,008	5	0,04	1000	10	<b>vérifié</b>

**Tableau III.7** Vérification des déplacements.

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, alors la condition de l'art 5.10 de l'RPA /v2003 est vérifiée.

#### ❖ Le déplacement max au sommet

Déplacements maximaux au niveau du sommet du bâtiment ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur du bâtiment.

✚ Sens X :

	$\delta$ totale	R	$\Delta$ totale	Htotale (mm)	$\Delta/H$	pourcentage	
<b>DEP max X</b>	14,409	5	72,045	22,5	3,202	0,32%	<b>&lt;1% vérifié</b>

✚ Sens Y :

	$\delta$ totale	R	$\Delta$ totale	Htotale (mm)	$\Delta/H$	pourcentage	
<b>DEP max Y</b>	15,968	5	79,84	22,5	3,548	0,35%	<b>1%&lt;vérifié</b>

**Tableau III.8** Vérification des déplacements au sommet.

On remarque que le déplacement maximal au sommet dans les deux sens est inférieur au centième de la hauteur totale du bâtiment. Donc la condition est vérifiée.

❖ **Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.1$$

- **P<sub>k</sub>** Poids total de la structure et des charges d'exposition associées au-dessus du niveau « **k** ».
- **V<sub>k</sub>** Effort tranchant d'étage au niveau « **k** ».
- **Δ<sub>k</sub>** Déplacement relatif du niveau « **k** ».
- **h<sub>k</sub>** Hauteur de l'étage « **k** ».

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✚ **Sens X :**

Etages	G (KN)	Q (KN)	BETA	P <sub>k</sub> (KN)	D <sub>k</sub> (mm)	V <sub>k</sub> (KN)	H <sub>k</sub> (mm)	Φ <sub>k</sub>	Vérification
<b>Entre-SOL</b>	25992	5325,62	0,2	27057	9,345	1361,18	3500	0,05307	<b>vérifié</b>
<b>RDC</b>	22289	4312,85	0,2	23151	10,96	1297,76	3000	0,06517	<b>vérifié</b>
<b>E1</b>	18169	3240,89	0,2	18817	11,575	1177,59	3000	0,06165	<b>vérifié</b>
<b>E2</b>	14475	2595,5	0,2	14994	12,92	1037,45	3000	0,06224	<b>vérifié</b>
<b>E3</b>	10844	1919,86	0,2	11228	11,47	864,307	3000	0,04967	<b>vérifié</b>
<b>E4</b>	7213,8	1244,22	0,2	7462,7	8,845	643,511	3000	0,03419	<b>vérifié</b>
<b>E5</b>	3368	507,325	0,2	3469,5	6,185	349,821	3000	0,02045	<b>vérifié</b>
<b>TOITURE</b>	122,68	10,29	0,2	124,73	0,745	12,8555	1000	0,00723	<b>vérifié</b>

✚ **Sens Y :**

Etages	G (KN)	Q (KN)	BETA	P <sub>k</sub> (KN)	D <sub>k</sub> (mm)	V <sub>k</sub> (KN)	H <sub>k</sub> (mm)	Φ <sub>k</sub>	Vérification
<b>Entre-SOL</b>	25992	5325,62	0,2	27057	9,435	1286,49	3500	0,0567	<b>Vérifié</b>
<b>RDC</b>	22289	4312,85	0,2	23151	11,625	1226,41	3000	0,07315	<b>Vérifié</b>
<b>E1</b>	18169	3240,89	0,2	18817	12,925	1113,42	3000	0,07281	<b>Vérifié</b>
<b>E2</b>	14475	2595,5	0,2	14994	14,59	982,81	3000	0,0742	<b>Vérifié</b>
<b>E3</b>	10844	1919,86	0,2	11228	13,2	822,974	3000	0,06003	<b>Vérifié</b>
<b>E4</b>	7213,8	1244,22	0,2	7462,7	10,48	618,59	3000	0,04214	<b>Vérifié</b>
<b>E5</b>	3368	507,325	0,2	3469,5	7,545	341,446	3000	0,02556	<b>Vérifié</b>
<b>TOITURE</b>	122,68	10,29	0,2	124,73	0,04	12,5011	1000	0,0004	<b>Vérifié</b>

**Tableau III.9** Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

On voit bien que la condition  $\theta < 0.1$  est largement satisfaite, on peut donc négliger L'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

### ❖ Vérification au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut que le moment stabilisateur (due au poids propre) doit supérieur au moment de renversement (due au séisme).

Suivent l'RPA99v2003 on a une diminution de 20% G favorable dans la combinaison sismique :

$$\text{Donc : } \frac{M_s}{M_r} \geq 1.25$$

**Ms** : Moment stabilisant.

**Mr** : Moment renversant.

Sens X			Sens Y		
Ms (KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	Ms (KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr
226241,62	19109,998	11,838914	330367,68	20231,665	16,329238

**Tableau III.10** Vérification au renversement

D'après le tableau  $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.25$ , Donc l'ouvrage est stable au renversement dans les deux sens.

### III.7 Conclusion :

Toutes les exigences de sécurité imposée par le RPA sont satisfaites, donc on peut passer au ferrailage des éléments

# **CHAPITRE IV**

## **Ferrailage des éléments structuraux**

## IV.1 Les poteaux

### IV.1.1 Rôle et définitions :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

Situation	Béton			Acier(FE400)	
	$\gamma_b$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)
Durable	1,5	25	14.16	1,15	400
Accidentelle	1,15	25	14.16	1	400

Tableau IV.1 Caractéristiques mécanique des matériaux.

### IV.1.2 Calcul du ferrailage :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant dans les sens transversaux et longitudinaux. Ils donc calculés en flexion déviée composée.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- Selon C.B.A : (situation durable)  
 ELU.....1,35G + 1,5Q  
 ELS.....G + Q
- Selon RPA 99 : (situation accidentelle)  
 G + Q ± E

#### IV.1.2.1 Ferrailage longitudinale :

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

$$N_{Max} \rightarrow M_{correspond}(ELU \& ELS)$$

$$M_{Max} \rightarrow N_{correspond}(ELA)$$

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, est-elle été résumés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU			ELS			ELA x			ELA y		
	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
35 × 35	1176,7	0,413	0,2478	855,22	0,3053	0,1804	761,583	3,3859	32,5197	104,261	30,3566	24,3659
30 × 30	352,74	26,5703	0,2572	255,51	18,9605	0,1967	163,436	3,8717	33,3885	177,591	31,339	2,3369

Tableau IV.2 Sollicitations maximales dans les poteaux.

Rq : La fissuration est préjudiciable

On a toujours un moment faible par rapport à un effort de compression fort. Le dimensionnement a donc un ferrailage minimum, donc le ferrailage des poteaux sera selon le ferrailage minimum exigé par le RPA en zone IIa (0.8% ... art 7.4.2.1).

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
35 * 35	9.8	4HA14+4HA12 = 10.68
30 * 30	7.2	8HA12 = 9.05

**Tableau IV.3** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

#### IV.1.2.2 Ferrailage transversales :

Le ferrailage transversal est réalisé par des cadres et des épingles, servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_{bu}}$$

▪  $\tau_u$ : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

Avec :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b d} \quad ; \quad V: \text{l'effort tranchant}$$

▪  $\tau_{bu} = \rho d * f_{c28}$  ..... art 7.4.3.2 ; RPA 99V2003

Avec :

•  $\rho d = 0.075$  ..... si  $\lambda g \geq 5$

•  $\rho d = 0.04$  ..... si  $\lambda g < 5$

$\lambda g$  : est l'élançement géométrique du poteau qui égale à  $\lambda g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$  .art7.4.2.2-RPA99

**a et b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

$$\lambda g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 l_0}{a} = \frac{350 - 35}{35} = 6,3 \quad \text{donc :} \quad \rho d = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b d} = \frac{17,7839 * 10^3}{350 * 315} = 0,16 \text{ MPa}$$

❖ **La section minimale des cadres :**

Par BAEL :

$$\Phi \geq \frac{1}{3} \Phi_{\max} = 4,6\text{cm}^2$$

❖ **L'espacement des cadres :**

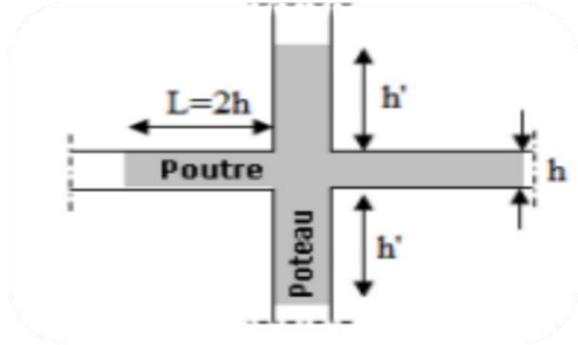
L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } t < \text{Min} (10\phi L ; 15\text{cm}) \\ \text{Dans la zone courante : } t' < 15 \phi L \end{array} \right.$$

Section	Zone nodale		Zone courante	
	St (calculé)	St (choisie)	St (calculé)	St (choisie)
35*35	12cm	10cm	18cm	15cm
30*30	12cm	10cm	18cm	15cm

**Tableau IV.4** L'espacement des cadres des poteaux.

La zone nodale est définie par  $h' : h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$ .



**FigureIV.1** Zone nodale (poteau).

$$\text{Alors : } A_t = \frac{\rho_a * V_u * t}{h * f_e} * s_t = \frac{2,5 * 40,0913 * 10^3}{350 * 400} * s_t$$

- **Zone nodal :**  $10\text{cm}^2 \Rightarrow A_t = 0,71\text{cm}^2$
- **Zone courante :**  $15\text{cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,07\text{cm}^2$

On a :  $\lambda_g = 5.75$

❖ **Zone nodal :**  $A_t = 0.3\% \times b \times t = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$

❖ **Zone courante :**  $A_t = 0.3\% \times b \times t = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.57 \text{ cm}^2$

**On adopte :**

**Dans la zone nodale : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

Dans la zone courante :  $4HA8 = 2.01cm^2$

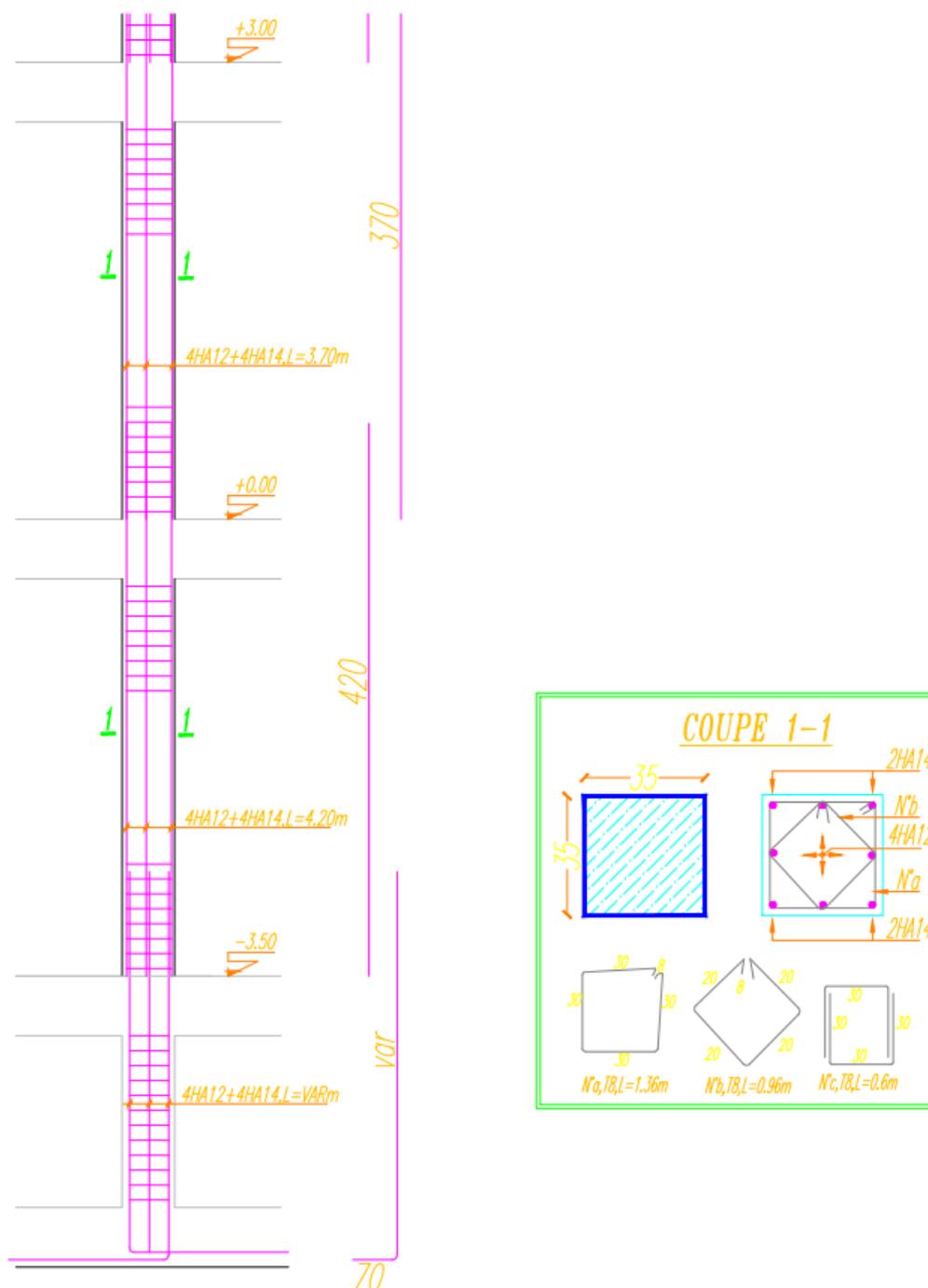
❖ **Recouvrement :**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 :

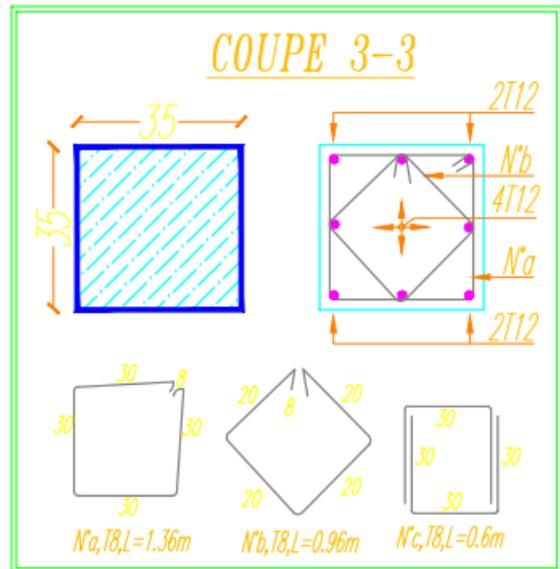
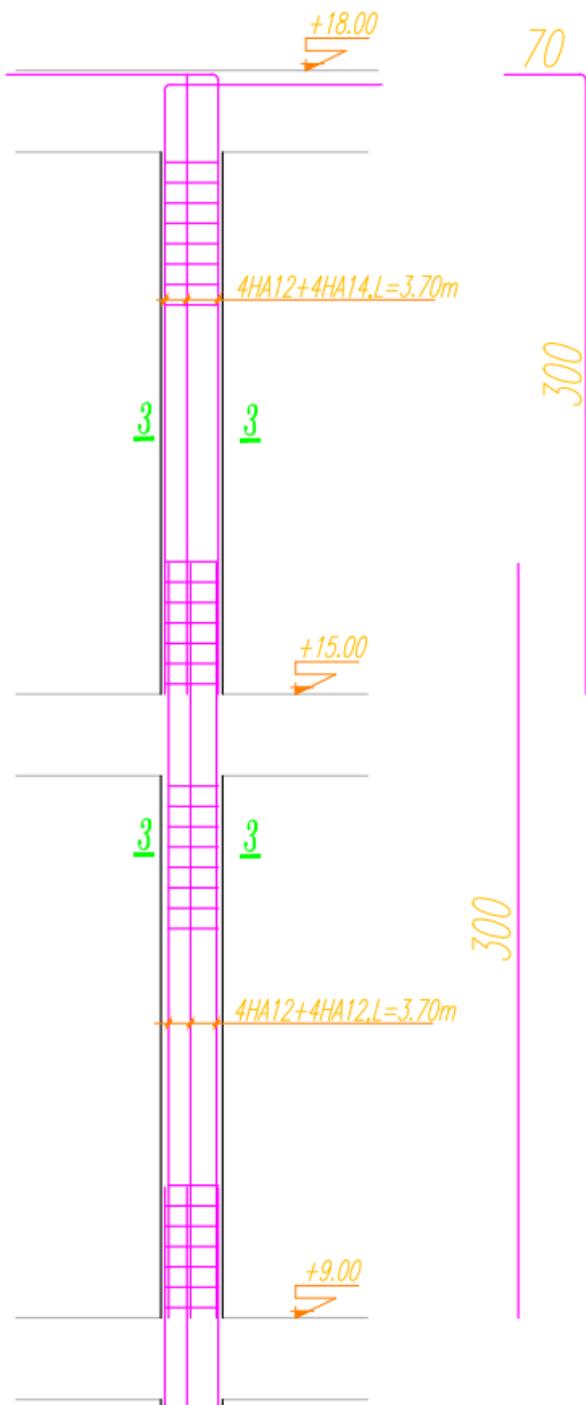
$40 \Phi$  (en zone IIa) =  $40 \cdot 12 = 50cm$

Poteau	$\lambda g$	$\rho a$	v	armature transversal				Ferrailage		L'espacement		longueur de la zone nodale	longueur de recouvrement
				At calculé		At min RPA				zone nodal	zone courante		
				zone nodal	zone courante	zone nodal	zone courante	nodal	courante	t	t'	h'	$40\Phi$
35*35	6.3	0.075	40.09	0.71	1.07	1.05	1.57	4HA8	4HA8	10	15	60	56
30*30	6.18	0.075	27.72	0.57	0.86	0.9	1.35	4HA8	4HA8	10	15	60	48

**Tableau IV.5** Ferrailage transversale.



Ferrailage poteaux 35\*35



Ferrailage poteaux 30\*30

## IV.2 Les poutres

### IV.2.1 Rôle et définition :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargé de reprendre les charges et surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

### IV.2.2 Calcul du ferrailage :

Les poutres ont sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Le moment fléchissant permet la détermination la section longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

$$\text{ELU} \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS} \dots\dots\dots G + Q$$

#### IV.2.2.1 Armature longitudinal :

##### Poutre principale :

Ces aciers reprennent les efforts de traction amenés par la flexion, ces aciers sont calculés en fonction des sollicitations déduites du logiciel CSI-ETABS, est-elle été résumés dans le tableau suivant :

PPRDC	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
<b>ELU</b>	27,61	38,11
<b>ELS</b>	19,91	27,5
<b>ELA</b>	33,78	52,29

PP4	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
<b>ELU</b>	11,26	9,95
<b>ELS</b>	8,09	7,99
<b>ELA</b>	14,7	37,29

PP1	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
<b>ELU</b>	31,27	37,88
<b>ELS</b>	22,6	27,41
<b>ELA</b>	26	54,27

PP2	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)
	t1	t2	
<b>ELU</b>	24,32	13,53	32,64
<b>ELS</b>	17,72	9,83	23,77
<b>ELA</b>	19,05	11,02	52,27

PP3	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)
	t1	t2	
<b>ELU</b>	25,68	18,31	32,7
<b>ELS</b>	18,66	13,29	23,8
<b>ELA</b>	23,28	14,97	49,57

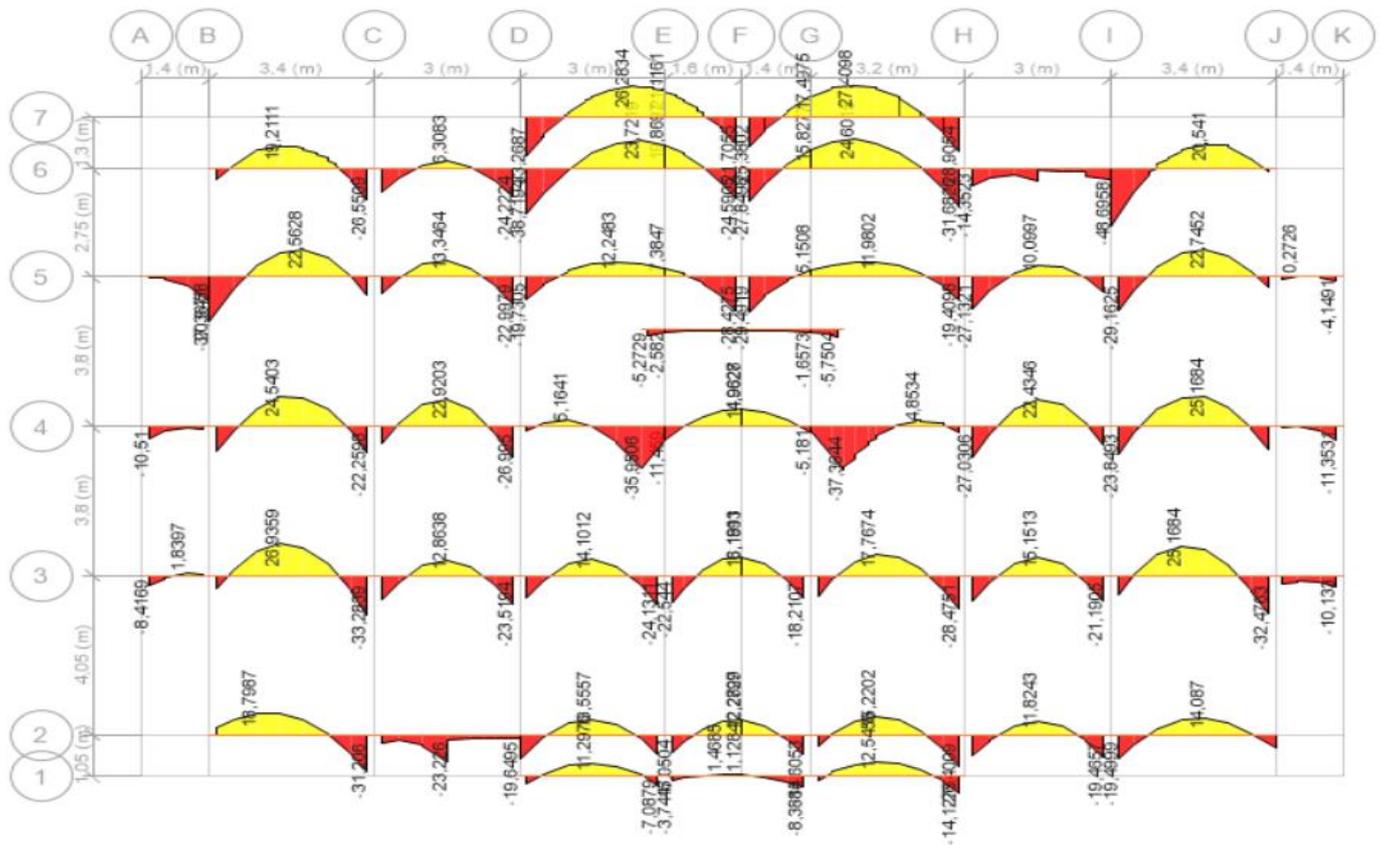
**Tableau IV.6** Sollicitations maximales dans les poutres principale.

Le calcul de la section d'armature se fait par le ROBOT expert BA, Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	En travée		En appuis	
	As calculé	Ferrailage choisi	As calculé	Ferrailage choisi
PP RDC	3	3HA12	4,2	5HA12
PP1	3,4	3HA12	4,2	5HA12
PP2	2,7	3HA12	3,8	5HA12
PP3	2,8	3HA12	3,6	5HA12
PP4	1,3	3HA12	2,6	3HA12

Tableau IV.7 Ferrailage des poutres principales.

ELU :



ELS :

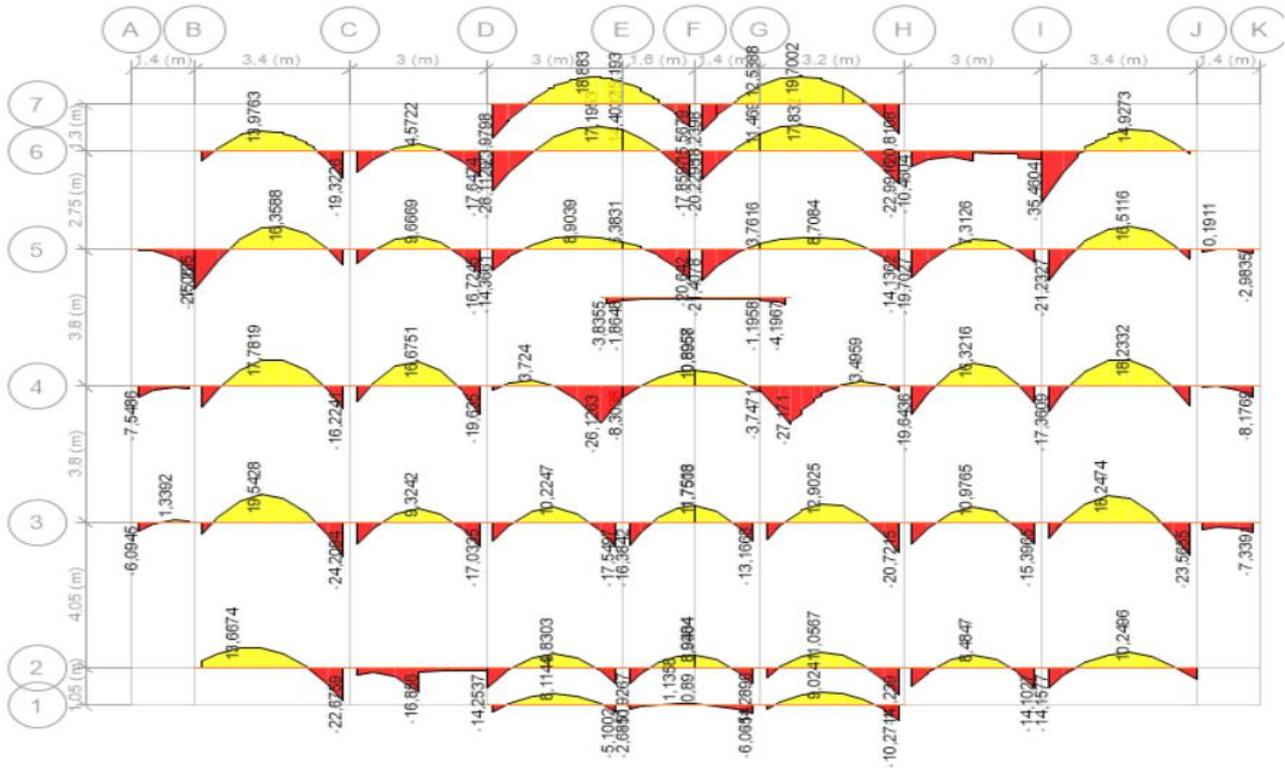


Figure IV.2 Diagramme des sollicitations dans les poutres.

#### IV.2.2.2 Armature transversale :

Ces aciers reprennent les efforts tranchants, ils sont généralement constitués des cadres, d'épingles ou d'étriers.

##### • Recommandation de BAEL91 :

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

- La contrainte de cisaillement est donnée par :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

-  $\tau_u = \min \left( \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$  –pour une fissuration préjudiciable

##### ✓ Choix des armatures transversales : selon le B.A.E.L

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) \text{ (l'article A7.2.2)}$$

h : hauteur totale de la poutre.

b<sub>0</sub> : largeur de l'âme

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  (dans notre cas on utilise  $\alpha=90^\circ$ )

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

L'espace maximal :

$$St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm})$$

$$St \leq \frac{0,9 * At * fe}{\gamma_s * b_0 * \tau_u} \dots\dots\dots \text{reprise de baronnage}$$

Section minimale At des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2) :

$$St \leq \frac{At * fe}{0,4 * b}$$

**Recommandation du RPA 99/version 2003 :**

- ❖ La quantité des armatures transversales est de **At=0.003×B** ;
- ❖ L'espace des cadres :

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

- Dans la zone nodale :  $s_t \leq \min \left[ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm} \right]$
- En dehors de la zone nodale :  $s_t \leq \frac{h}{2}$

	Zone nodale		Zone courante	
	St (calculé)	St (choisie)	St (calculé)	St (choisie)
<b>PP RDC</b>	<b>2.80</b>	<b>10</b>	<b>2.22</b>	<b>15</b>
<b>PP Etage courant</b>	<b>2.60</b>	<b>10</b>	<b>2.62</b>	<b>20</b>

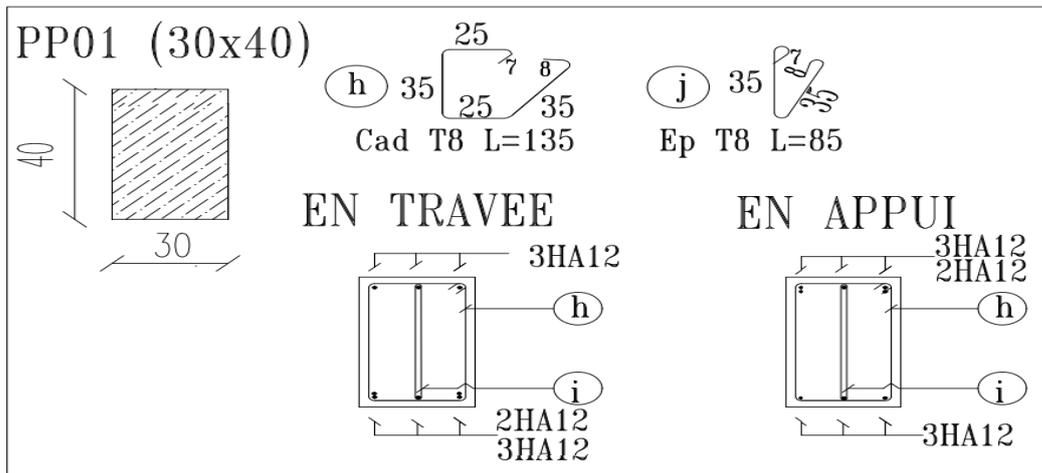
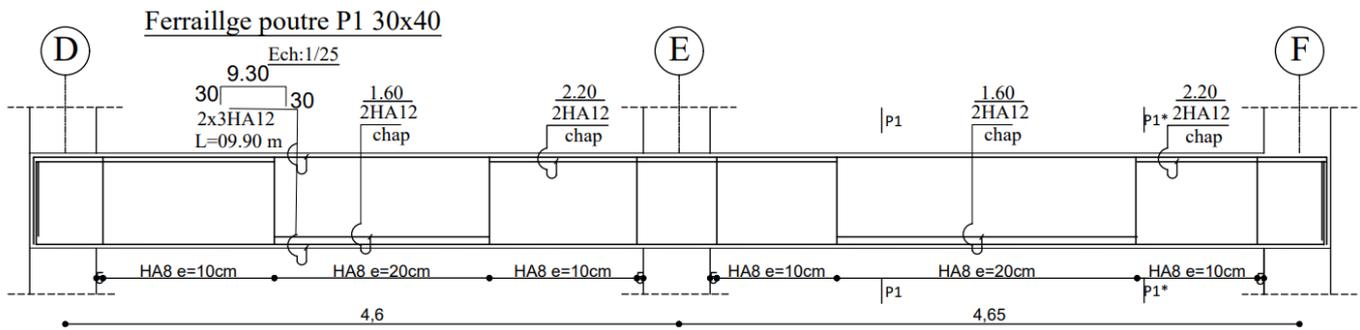
**Tableau IV.8** L'espace des cadres des poutres.

❖ **Vérification des contraintes tangentielles :**

	Vu,max (KN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
<b>PP RDC</b>	66,8101	0,61	2,5	<b>Vérifiée</b>
<b>PP Etage courant</b>	60,2365	0,55	2,5	<b>Vérifiée</b>

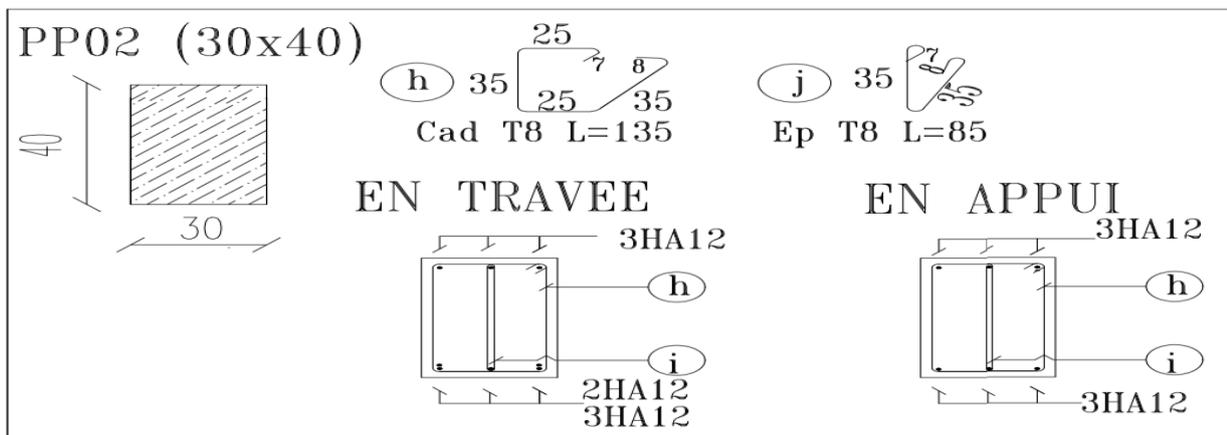
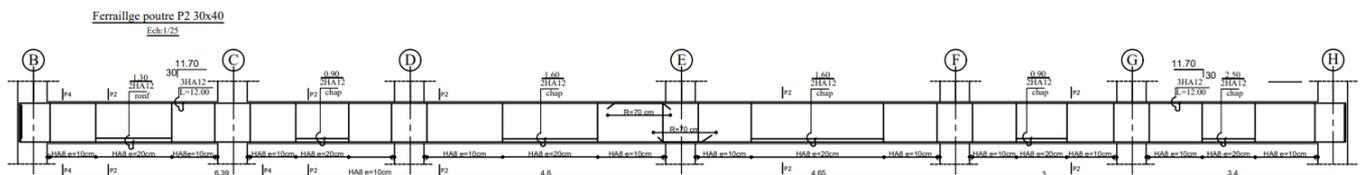
**Tableau IV.9** Vérification des contraintes tangentielle.

### Ferrailage Poutre principale 1 :



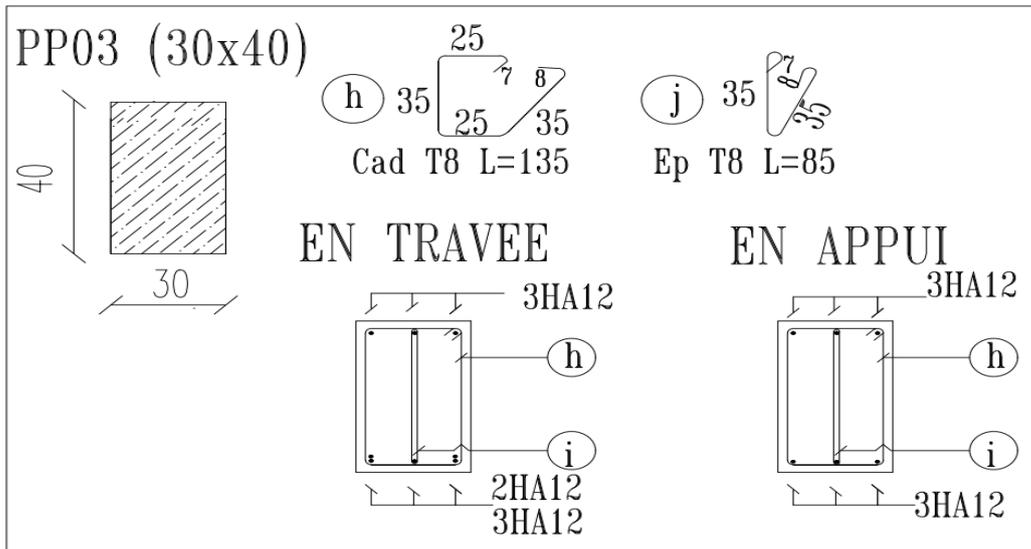
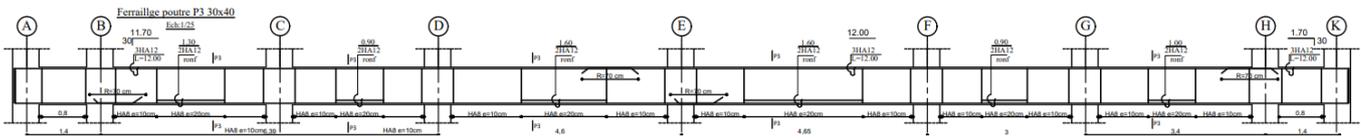
FigureIV.3 Ferrailage poutre Principal 1

### Ferrailage Poutre principale 2 :



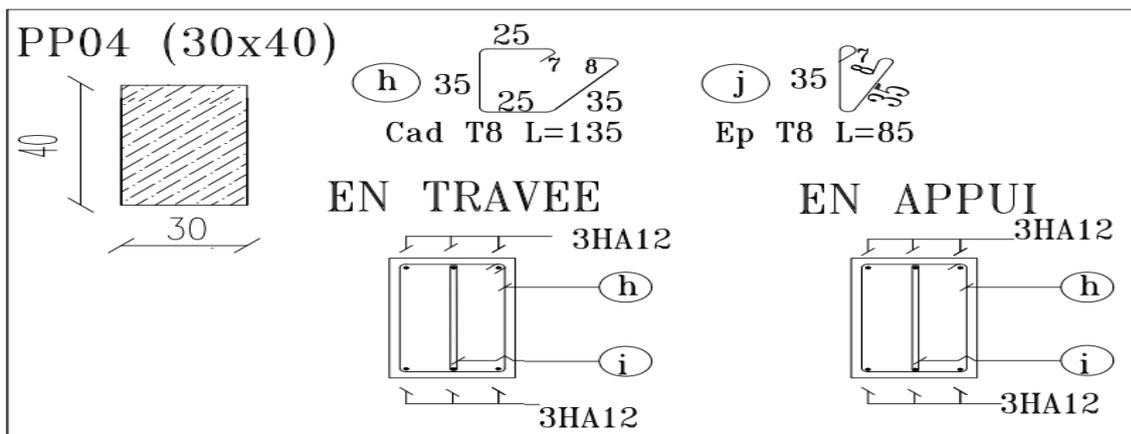
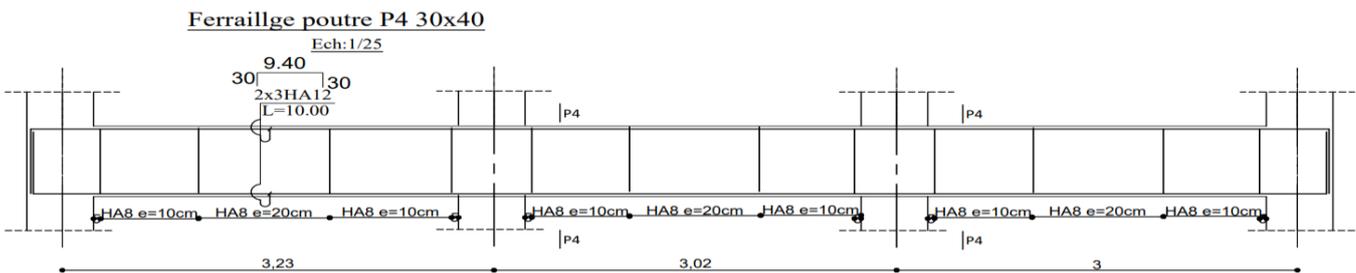
FigureIV.4 Ferrailage poutre Principal 2

**Ferrailage Poutre principale 3 :**



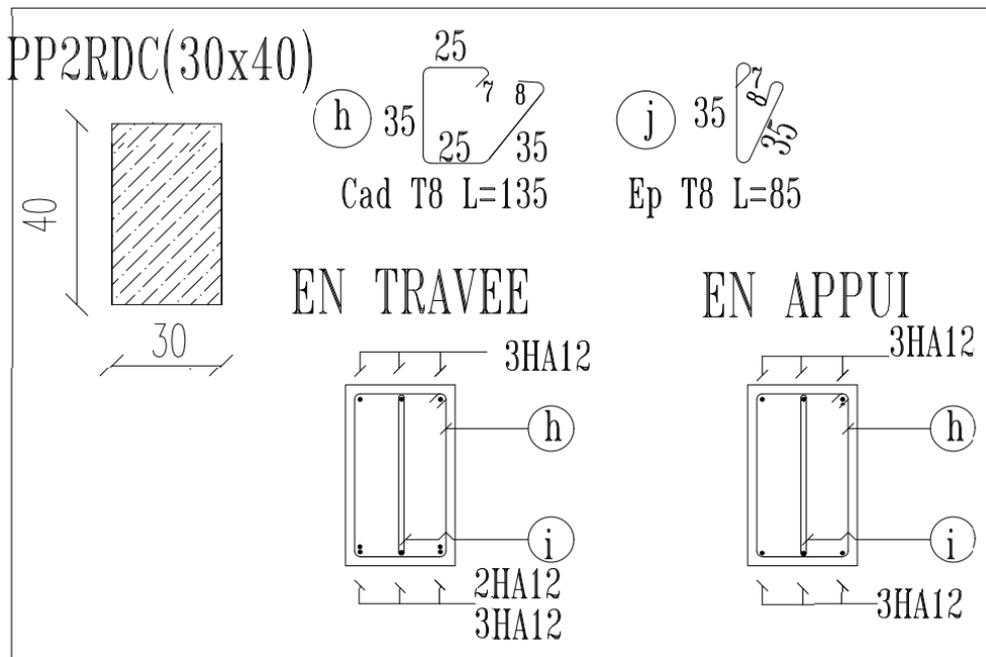
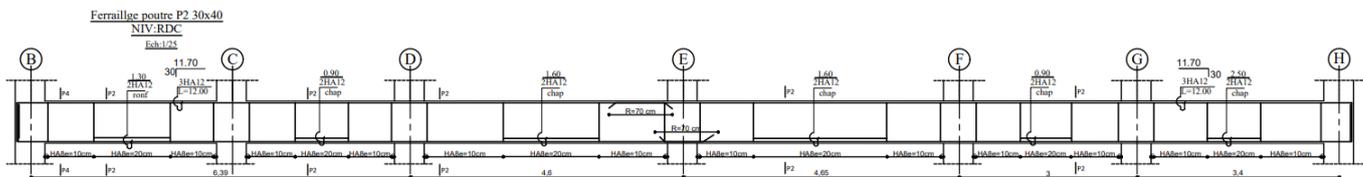
**FigureIV.5** Ferrailage poutre Principal 3

**Ferrailage Poutre principale 4 :**



**FigureIV.6** Ferrailage poutre Principal 4

# Ferrailage Poutre principale RDC :

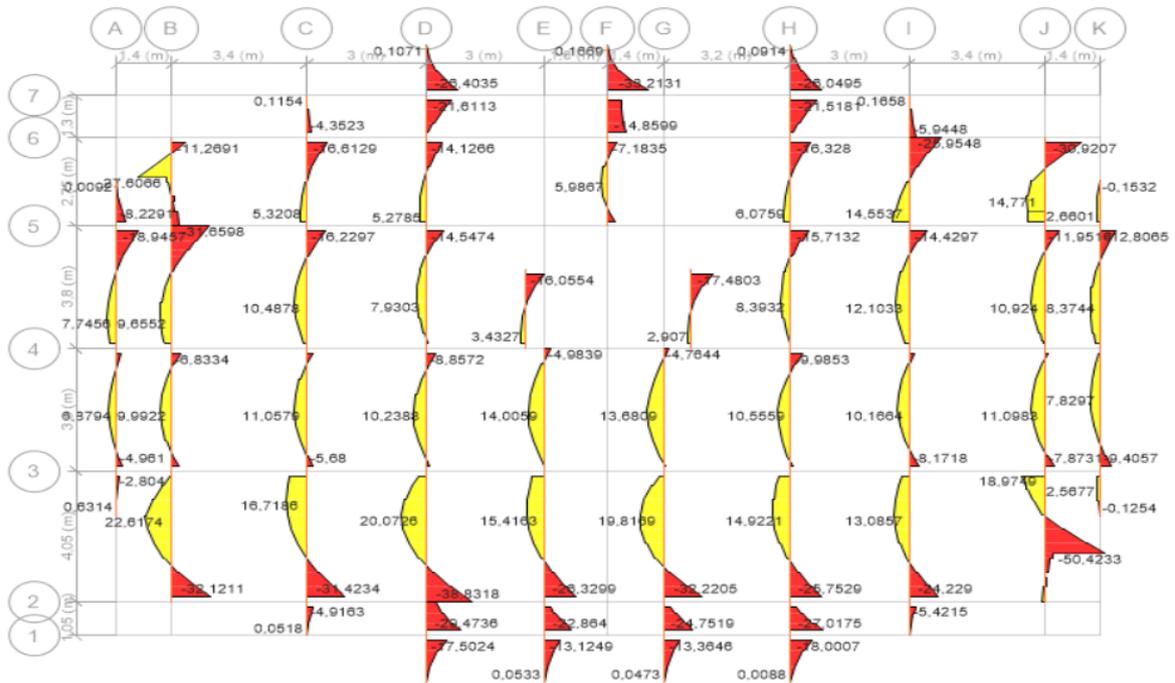


FigureIV.7 Ferrailage poutre Principal RDC

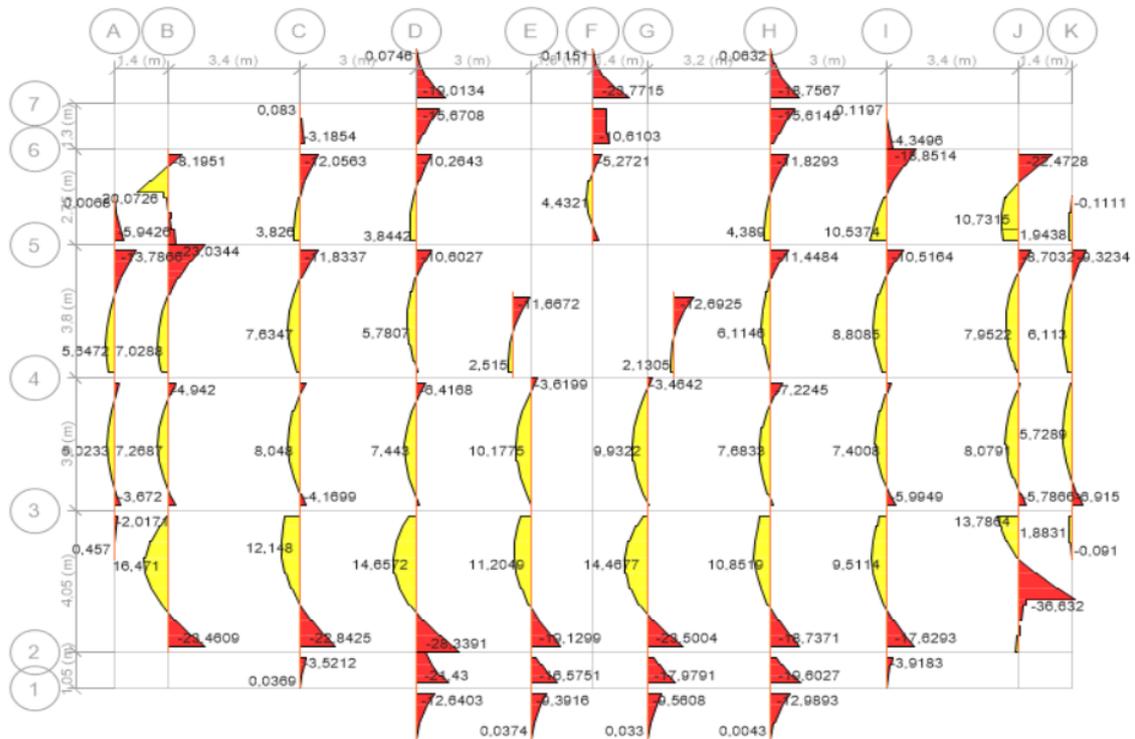
**☑ Poutre secondaire :**

En utilisant le logiciel ETABS pour trouver les sollicitations maximales dans les poutres :

**ELU :**



**ELS :**



**Figure IV.8** Diagramme des sollicitations dans la poutre secondaire.

PSRDC	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
ELU	24,02	20,02
ELS	19,63	14,34
ELA	33,92	35,71

PS (courant)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	
		t1	t2
ELU	15,71	17,79	34,94
ELS	11,5	12,84	25,05
ELA	23,09	39,66	27,28

**Tableau IV.10** Sollicitations maximales dans les poutres secondaire.

- **Calcule le ferrailage longitudinal :**

En utilisant le logiciel Robot expert pour calculer le ferrailage, on a trouvé :

	En travée		En appuis	
	As calculé	Ferrailage choisi	As calculé	Ferrailage choisi
PS RDC	3,4	<b>3HA12= 5,65</b>	2,9	<b>3HA12= 3,39</b>
PS Etage courant	2	<b>3HA12= 3,39</b>	4,4	<b>5HA12= 5,65</b>

**Tableau IV.11** Ferrailage des poutres secondaire.

- ❖ **Vérification des contraintes tangentielle :**

	Vu,max (KN)	Tu (Mpa)	Tu (Mpa)	Observation
PS RDC	68,121	0,72	2,5	Vérifiée
PS Etage courant	47,7346	0,5	2,5	Vérifiée

**Tableau IV.12** Vérification des contraintes tangentielle.

## Schéma de ferrailage :

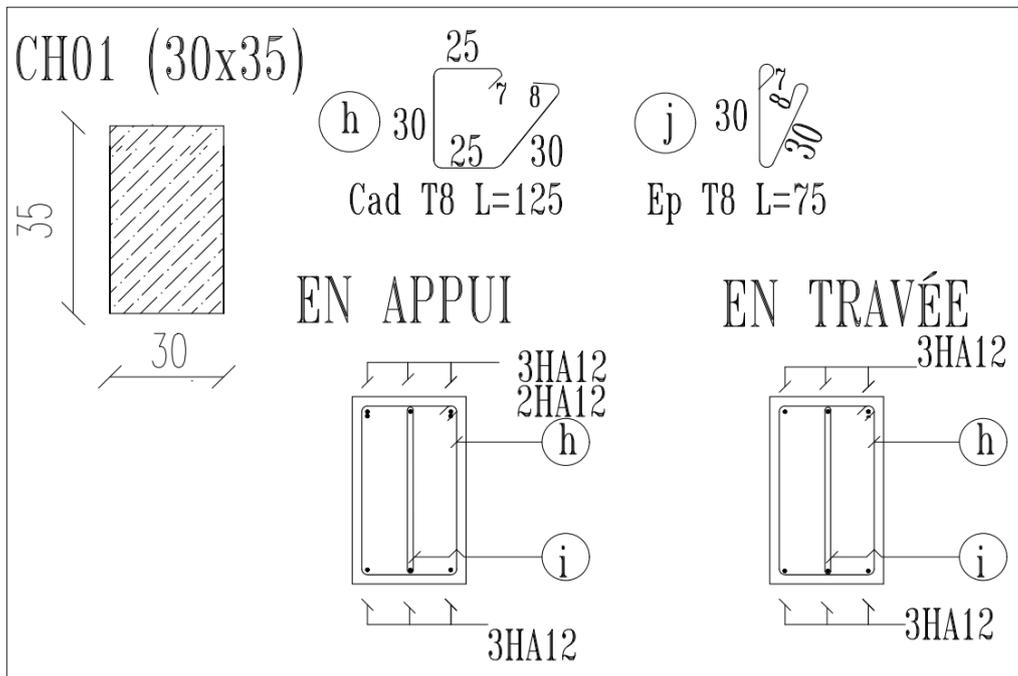
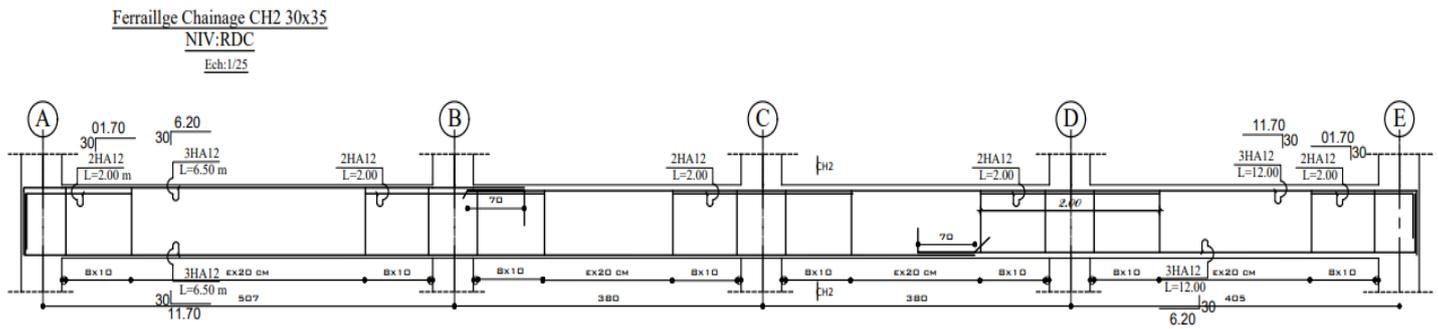


Figure IV.9 Ferrailage poutre secondaire

## IV.3 Les voiles

### IV.3.1 Rôle et définition :

Les voiles sont des éléments en béton armé ou la longueur est au moins quatre fois supérieure à la largeur. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

### IV.3.2 Le Ferrailage

Deux modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

#### IV.3.2.1 Armature verticaux :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles.

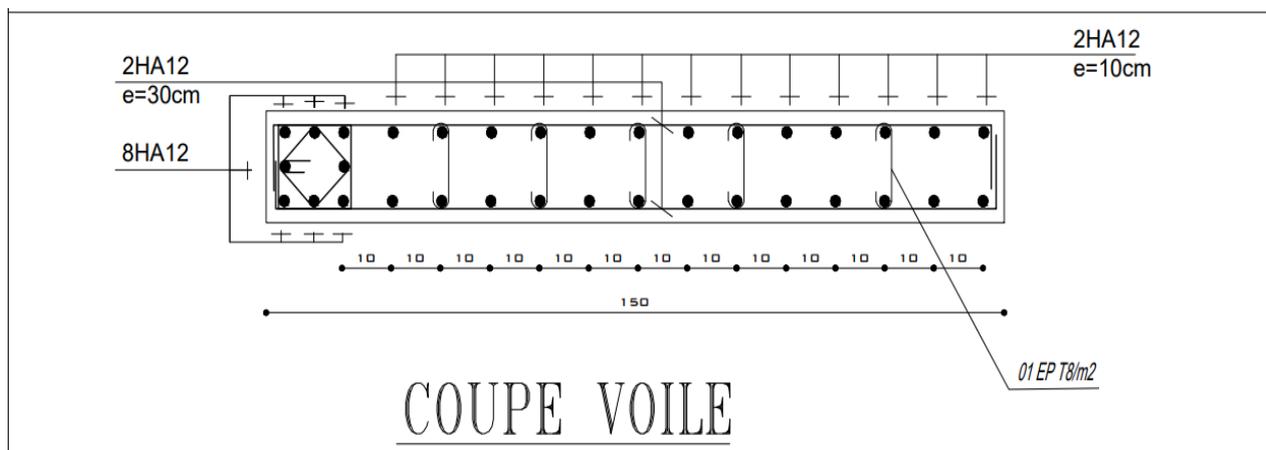
- Si la section du voile est entièrement comprimée "pas de zone tendue". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)  $A_{min} = 0,15\%$  (a.I)
- Si la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée", la section des armatures verticales :  $A_v = F_t/f_e$

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

#### IV.3.2.2 Armature horizontaux :

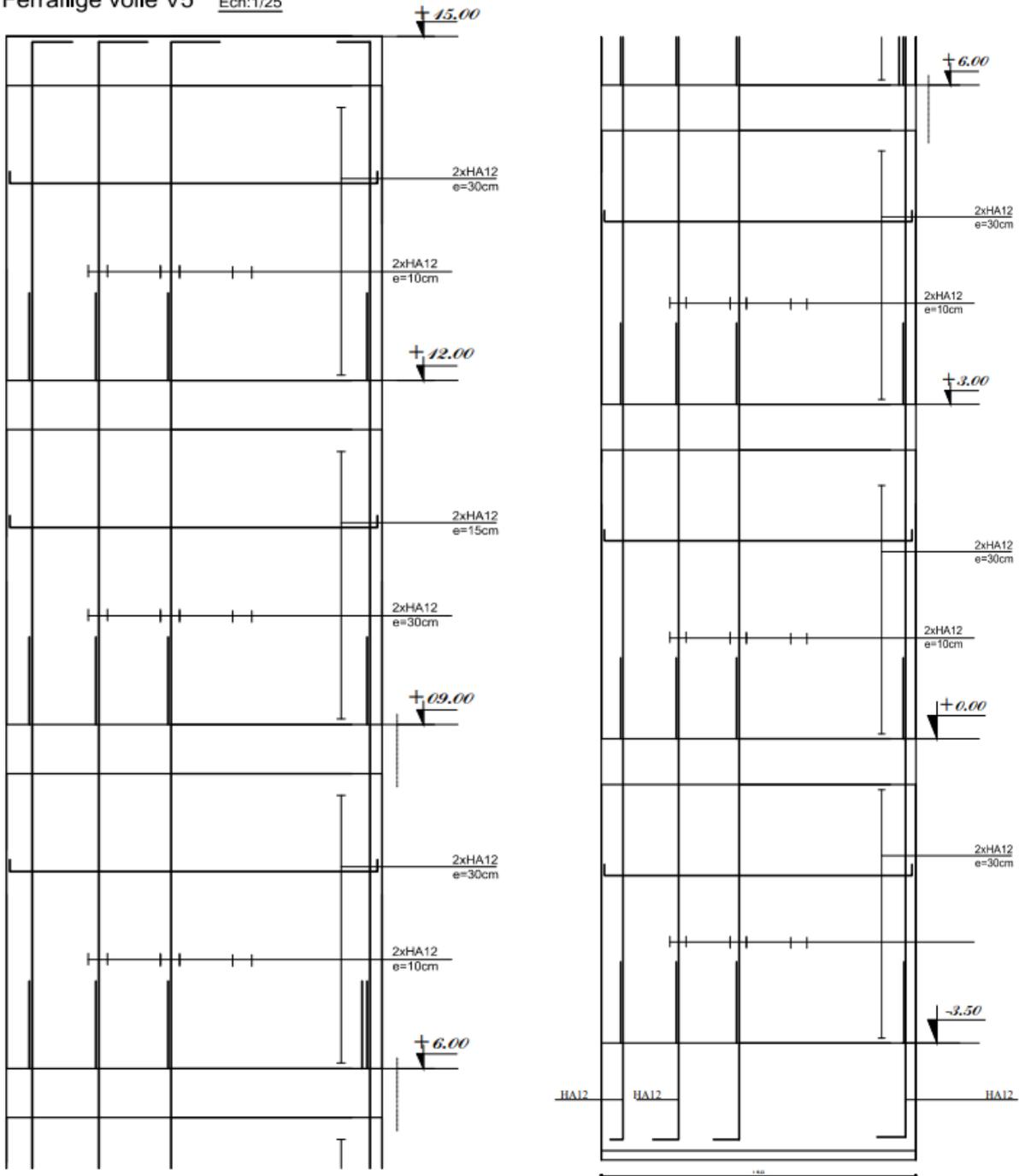
Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher leur flambements et munies de crochets à 135 ayant une longueur  $10\phi$ . En plus des épingles sont prévus 4 par  $1m^2$ .

On prend comme exemple un voile :



FigureIV.10 Coupe transversale de voile.

Ferraille voile V5 Ech:1/25



FigureIV.11 Coupe longitudinale de voile.

# CHAPITRE V

## Ferrailage des éléments secondaire

## V.1 Plancher à corps creux

Pour le plancher à corps creux le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression.

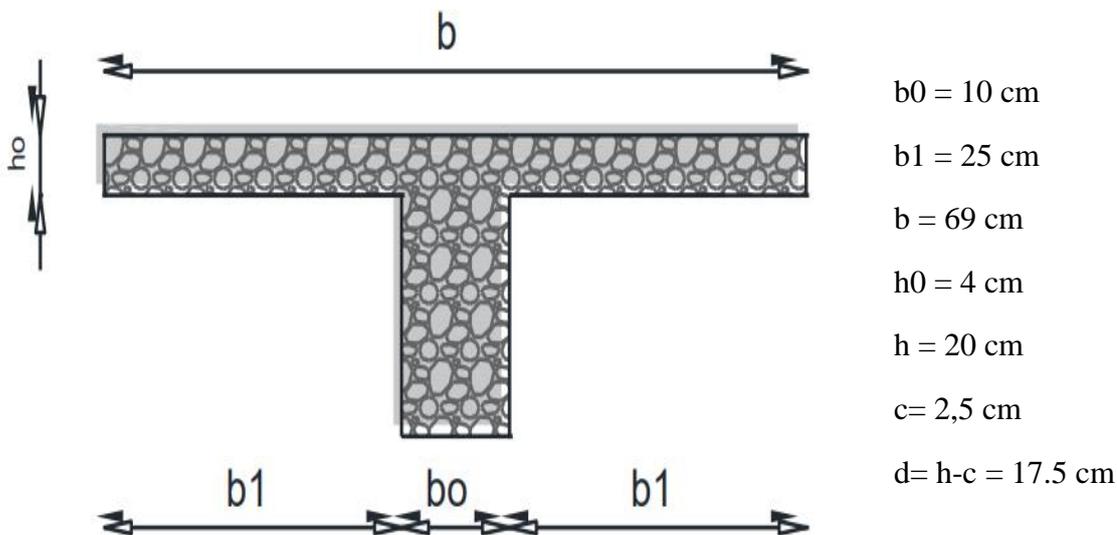
### V.1.1 Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armée, servent à transmettre les charges aux poutres principales.

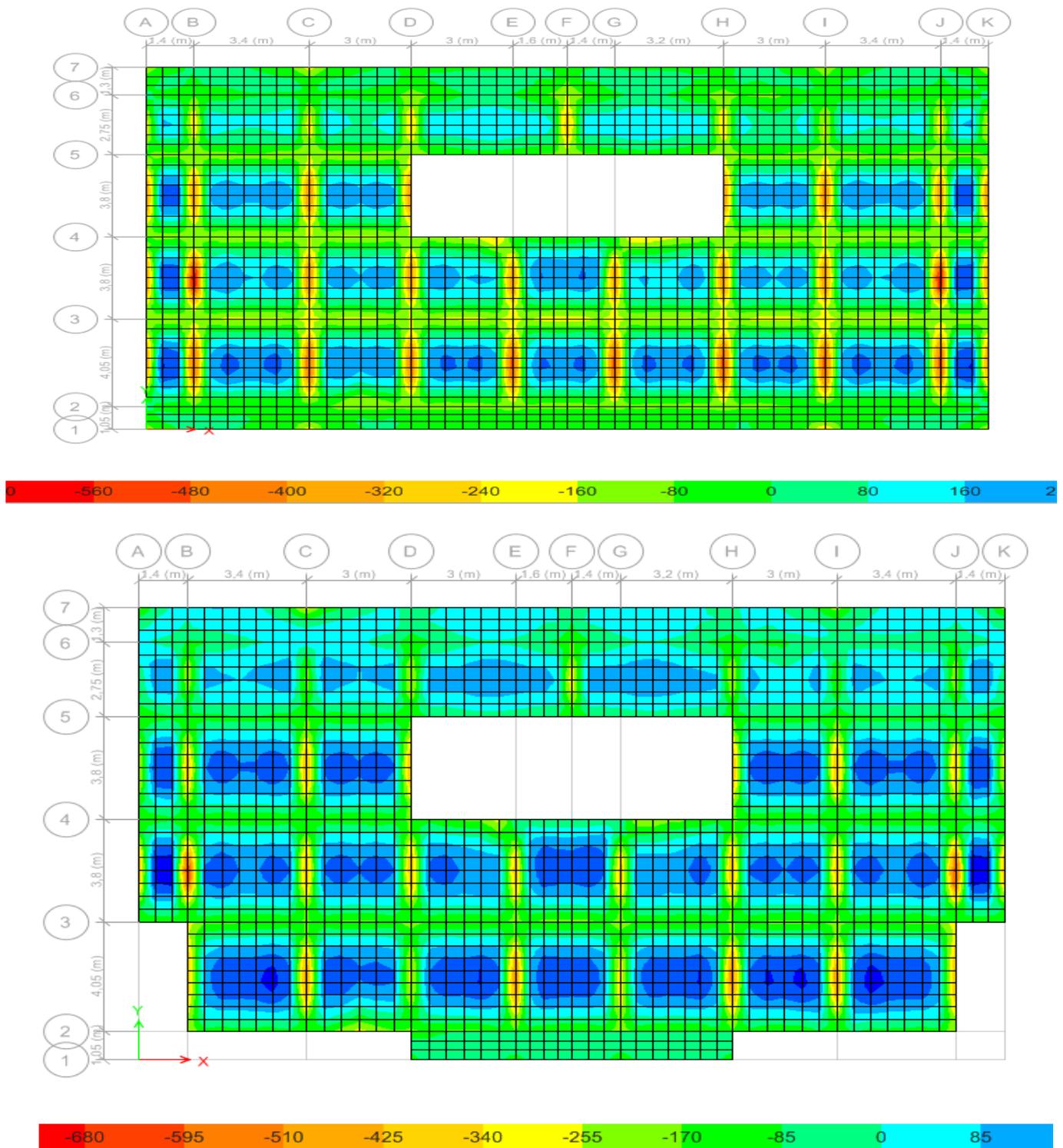
#### V.1.1.1 Charge revenant aux poutrelles :

Les poutrelles reçoivent de chaque côté la moitié du corps creux. Au total, elles reçoivent la charge du corps creux en entier

⇒ Donc la poutrelle sera soumise à une charge uniforme linéaire de  $0,6*q$  ( $q$  est la charge totale sur le plancher à corps creux).



**Rq :** la fissuration est considérée comme préjudiciable pour limiter les fissures dans les Planchers.



**Figure V.1** Cartographie des plancher (M11).

Les moments suivant la direction des poutrelles elle été résumés dans le tableau suivant :

	En travée		En appuis	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>RDC</b>	<b>5.808</b>	<b>4.14</b>	<b>4.8036</b>	<b>4.2666</b>
<b>Étage courant</b>	<b>4.956</b>	<b>3.582</b>	<b>5.43</b>	<b>3.25</b>

**Tableau V.1** Sollicitations maximales dans les poutrelles.

### V.1.2 Ferrailage :

- En travée : Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion.
- En appuis : La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 * h$ )

⇒ Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	En appuis		En travée		Vérification
	As cal (cm <sup>2</sup> )	As adopt (cm <sup>2</sup> )	As cal (cm <sup>2</sup> )	As adopt (cm <sup>2</sup> )	
<b>RDC</b>	1,4	<b>2HA10 = 1,57</b>	1,3	<b>2HA10 = 1,57</b>	<b>As adopté &gt; As calculé ⇒ Vérifié</b>
<b>Etage courant</b>	1,1	<b>2HA10 = 1,57</b>	1,1	<b>2HA10 = 1,57</b>	<b>As adopté &gt; As calculé ⇒ Vérifié</b>

Tableau V.2 Ferrailage des poutrelles.

#### ❖ Vérification de Condition non fragilité :

$$A_{min} = 0,23. b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,2 \text{ cm}^2 \text{ on a } A_{min} < A_{adopté} \Rightarrow \text{vérifié}$$

### V.1.3 Ferrailage transversale:

#### ❖ Vérification des efforts tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

#### Choix des armatures transversales : selon le B.A.E.L

$$\emptyset t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset l \right) = \min (5,71; 10; 8) \text{ -mm-} \Rightarrow \emptyset t \leq 5,71 \text{ mm}$$

$$\text{On prend un diamètre de } \emptyset = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$$

#### ❖ L'espacement :

D'après le B.A.E.L

$$St_{max} \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St_{max} \leq \min (17,5; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$St1 \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0(\tau_u)} \quad (\text{on considère que il y a un risqué de reprise de bétonnage})$$

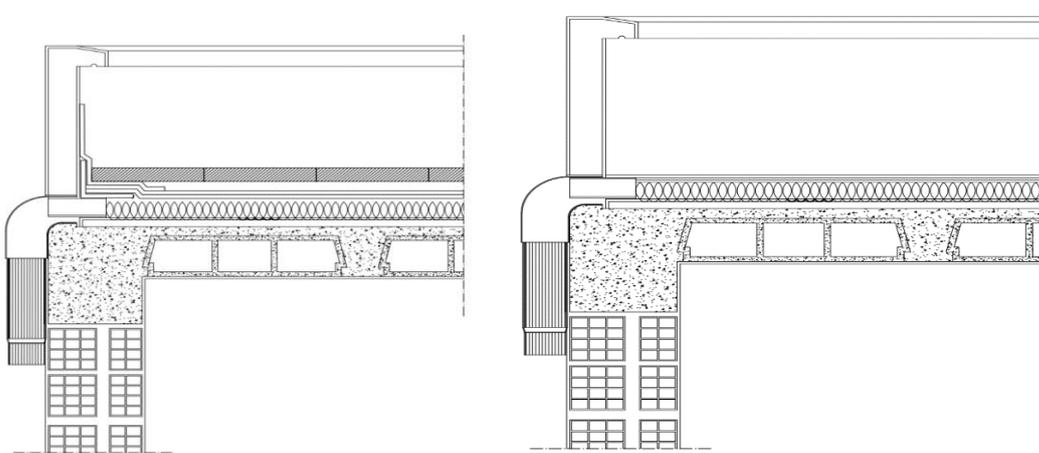
$$\Rightarrow St1 \leq \frac{0,9 \times 100 \times 400}{1,15 \times 100(0,66)} \times 10^{-1} = 47 \text{ cm} \Rightarrow St1 \leq 47 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 0.6 + 0.06 \cdot 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$St_2 \leq \frac{At \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \quad \Rightarrow \quad St_2 \leq \frac{1 \cdot 400}{0.4 \cdot 10} = 100 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad St_2 \leq 100 \text{ cm}$$

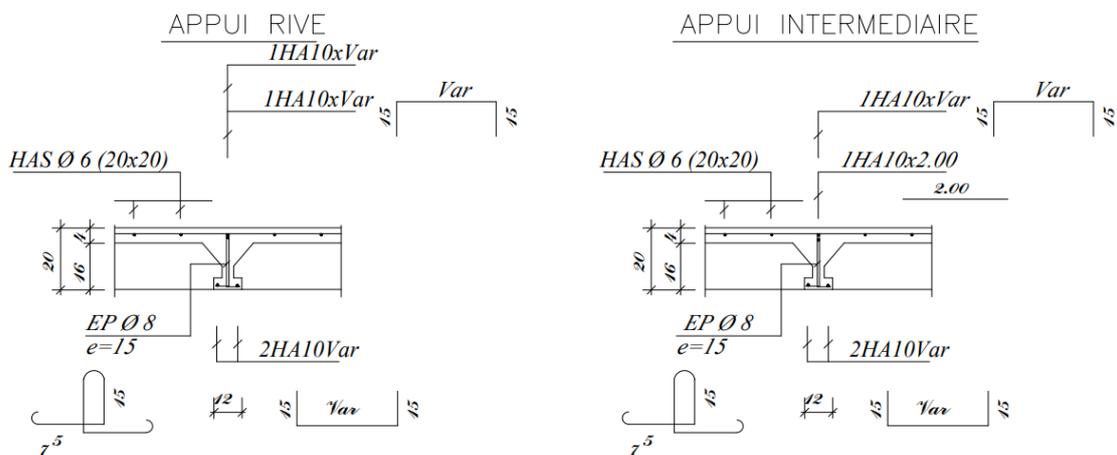
$$St \leq \min (St_1; St_2; S_{\text{tmax}}) \quad \Rightarrow \quad St \leq \min (65; 100; 16.2) \quad \Rightarrow \quad St \leq 16,2 \text{ cm}$$

En adopte : **St= 15 cm**

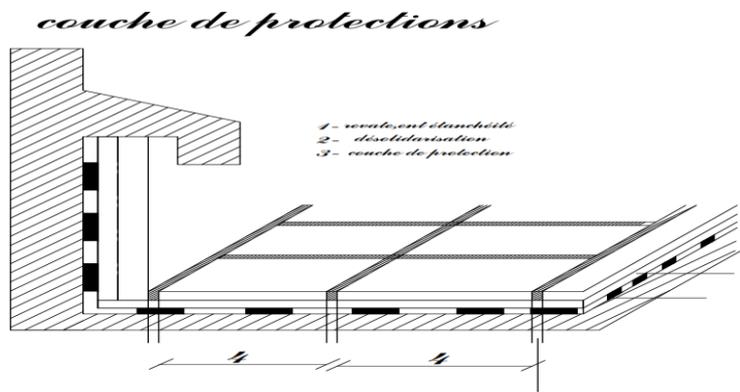


**Figure V.2** Plancher corps creux

— FERR NERVURES —



**Figure V.3** Ferrailage nervure



**Figure V.4** Plancher terrasse

## V.2 Dalle Pleine

### V.2.1 Ferrailage :

On détermine les moments suivant des deux directions  $l_x$  et  $l_y$ , et on calcule les armatures parallèles à ces deux directions en fonction des moments trouvés déduites du logiciel **ETABS**, est-elle été résumés dans le tableau suivant :

	Sens X				Sens Y			
	En travée		En appuis		En travée		En appuis	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>RDC</b>	<b>2.80</b>	<b>1.20</b>	<b>12.66</b>	<b>9.28</b>	<b>2.22</b>	<b>1.18</b>	<b>10.30</b>	<b>9.49</b>
<b>Etage courant</b>	<b>2.60</b>	<b>1.80</b>	<b>8.06</b>	<b>7.19</b>	<b>2.62</b>	<b>2.60</b>	<b>8.30</b>	<b>7.08</b>

**Tableau V.3** Sollicitation maximales dans la dalle pleine.

Le ferrailage de la dalle plein se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section rectangulaire de largeur  $b = 100\text{cm}$  et de hauteur  $h = 15\text{ cm}$  (épaisseur de la dalle), qui travaille en flexion simple.

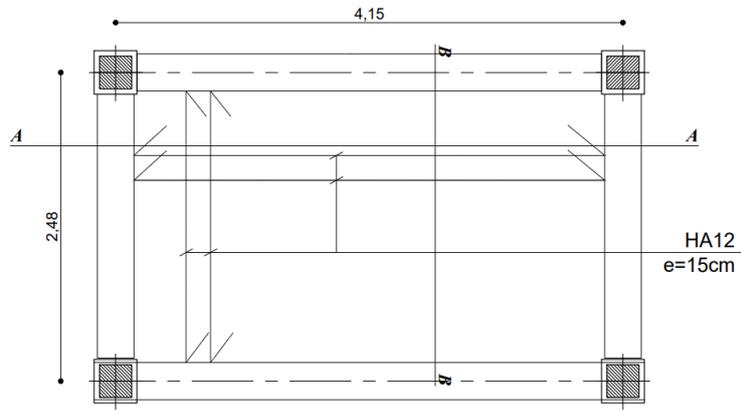
D'après le logiciel ROBOT expert BA, on obtient les résultats suivants :

	RDC		Etage courant	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis
<b>Sens x</b>	<b>2.80</b>	<b>12.66</b>	<b>2.22</b>	<b>10.30</b>
<b>Sens y</b>	<b>2.60</b>	<b>8.06</b>	<b>2.62</b>	<b>8.30</b>

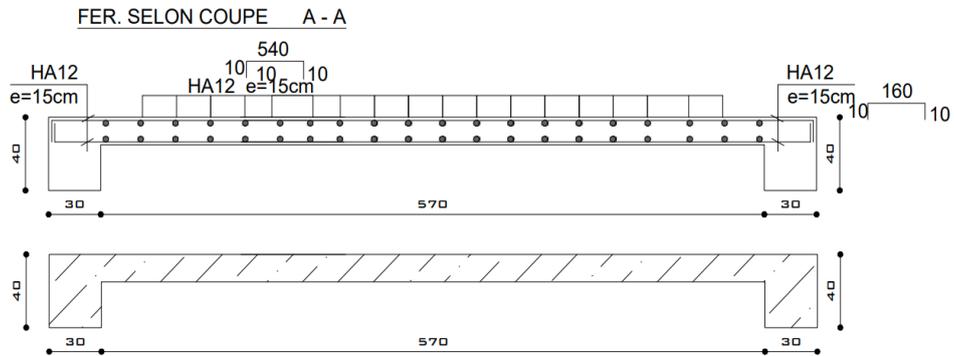
**Tableau V.4** Ferrailage dalle pleine ( $\text{cm}^2$ ).

Rq : La fissuration est préjudiciable.

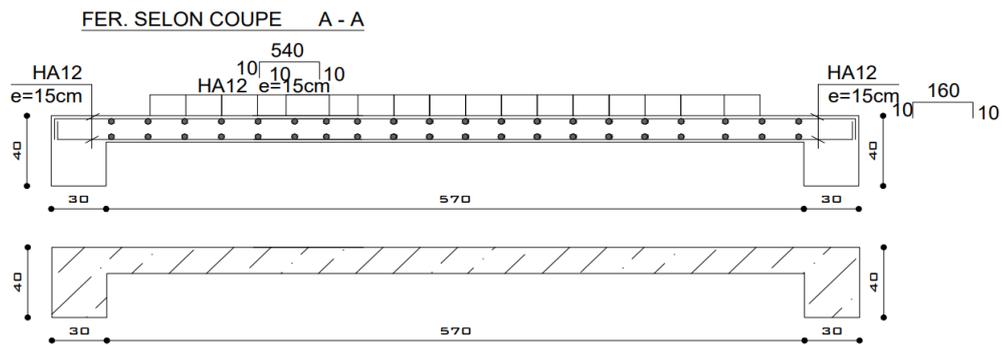
❖ Ferrailage de la dalle pleine au niveau de la cache d'escalier :



FigureV.5 La dalle pleine de la cache d'escalier.

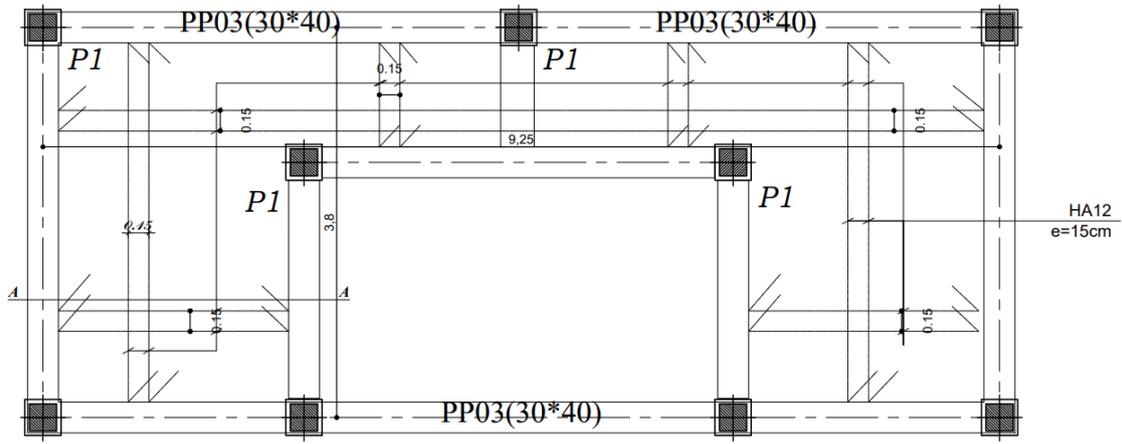


FigureV.6 Ferrailage et coffrage dalle pleine (cache d'escalier) selon la coupe A-A.

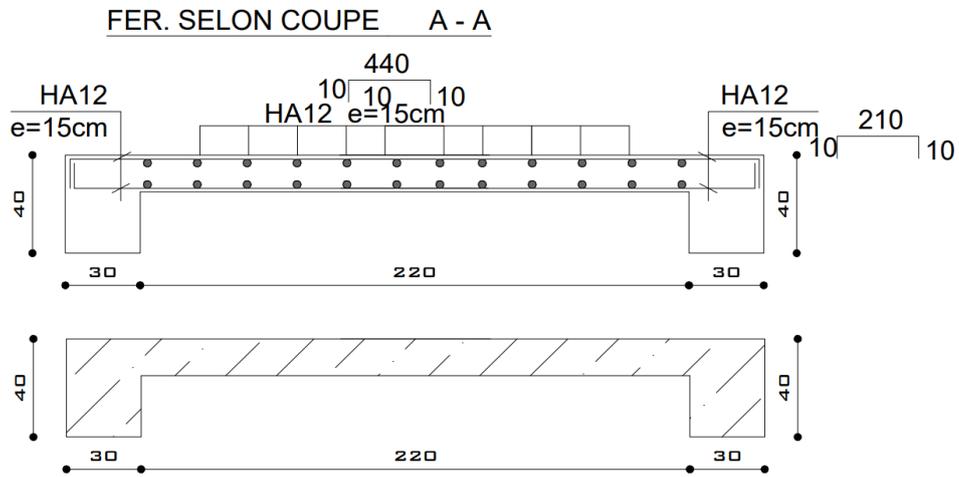


FigureV.7 Ferrailage et coffrage dalle pleine (cache d'escalier) selon la coupe B-B.

❖ Ferrailage de dalle plein :



FigureV.8 La dalle pleine.



FigureV.9 Ferrailage et coffrage dalle pleine selon la coupe A-A.

### V.3 L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il est conçu pour la protection.

#### V.3.1 Sollicitation :

L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d'exploitation. Le calcul se fait par une bande de 1 m à la flexion composée.

$$F_p = 4AC_pW_p \dots \text{(Formule 6.3 du RPA99/V2003)}$$

$$\text{Le poids propre de l'acrotère : } W_p = 1.69 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La surcharge d'exploitation : } Q = \max (F_p, F_q).$$

$F_q = 1 \text{ KN/ml}$  : poussée de la main courante.

$F_p = 4AC_pW_p$  : la force sismique.

Selon RPA 99/2003 on a : Groupe usage 2, Zone IIa.

$$\Rightarrow A=0.15 \quad C_p=0.8 \quad F_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.69 = 0.8221 \text{ KN/ml}$$

$$Q = \max (1 ; 0.822) \quad Q = 1 \text{ KN/ml}$$

#### V.3.2 Evaluation des sollicitations :

ELU		
La charge permanente	$N_u = 1,35W_p$	2.28 KN/ml
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	1,5KN/ml
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	0.9 KN.m
ELS		
La charge Permanente	$N_s = W_p$	1.69 KN/ml
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = F_p$	1 KN/ml
Moment d'encasement	$M_u = hQ_u$	0.6 KN.m

Tableau V.5 Sollicitation de l'acrotère.

En utilisant le logiciel Robot expert pour calculer le ferrailage, on a trouvé :

$$A_s = 1.2 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 4\text{HA}8 = 2 \text{ cm}^2$$

#### Armature de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_s}{4} = 0.6 \text{ On prend: } A_{\text{rep}} = 4\text{HA}8 = 2 \text{ cm}^2$$

#### • L'espacement :

$$St \leq \text{Min} (3h, 33\text{cm})$$

$$\Rightarrow St \leq \text{min} (30,33) \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend: } St = 20 \text{ cm}$$

Dans le sens le moins sollicité :

$$St \leq \text{Min} (4h, 45\text{cm})$$

$$\Rightarrow St \leq \text{min} (40,45) \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend: } St = 20 \text{ cm}$$

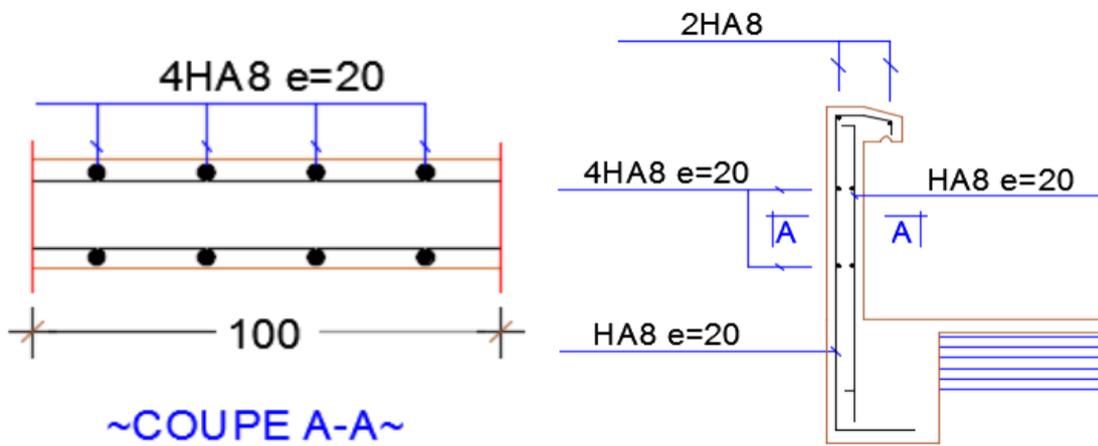


Figure V.10 Ferrailage de l'acrotère.

#### V.4 Escalier

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet il y a deux type.

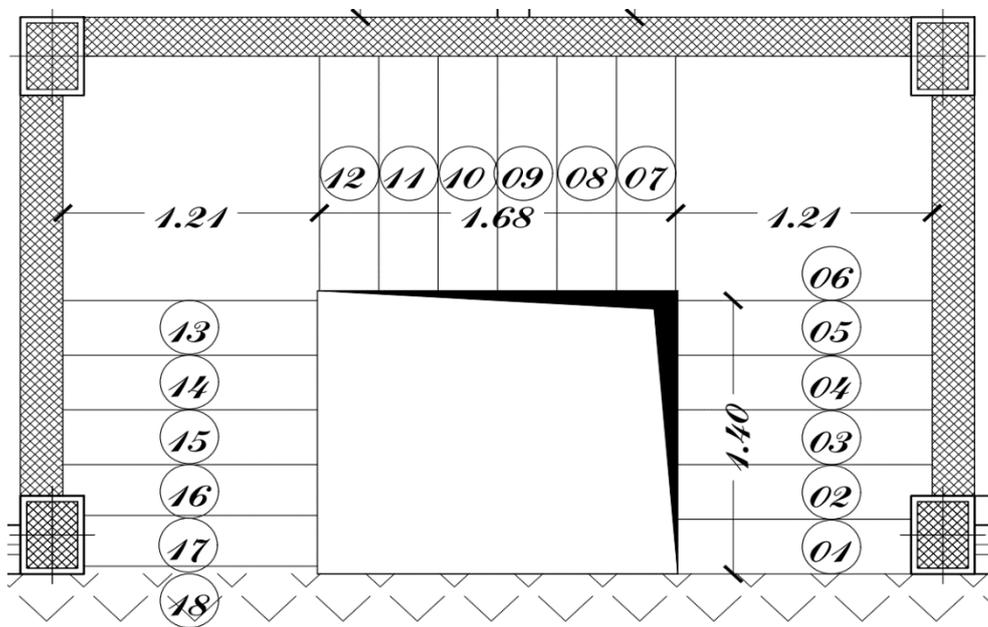


Figure V.11 Vue en plan de l'escalier.

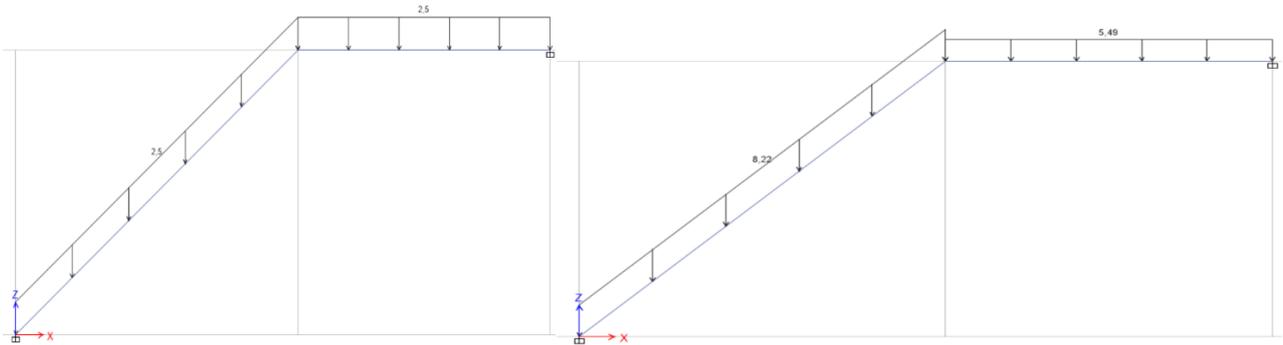
### Escalier type 1 :

Le chargement qui revient sur l'escalier :

Charge palier :  $G = 5,49 \text{ KN/ml}$

Charge volée :  $G = 8,22 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$



### V.4.1 Sollicitations :

Les sollicitations calculées par ETABS sont présentées dans la figure ci-après :

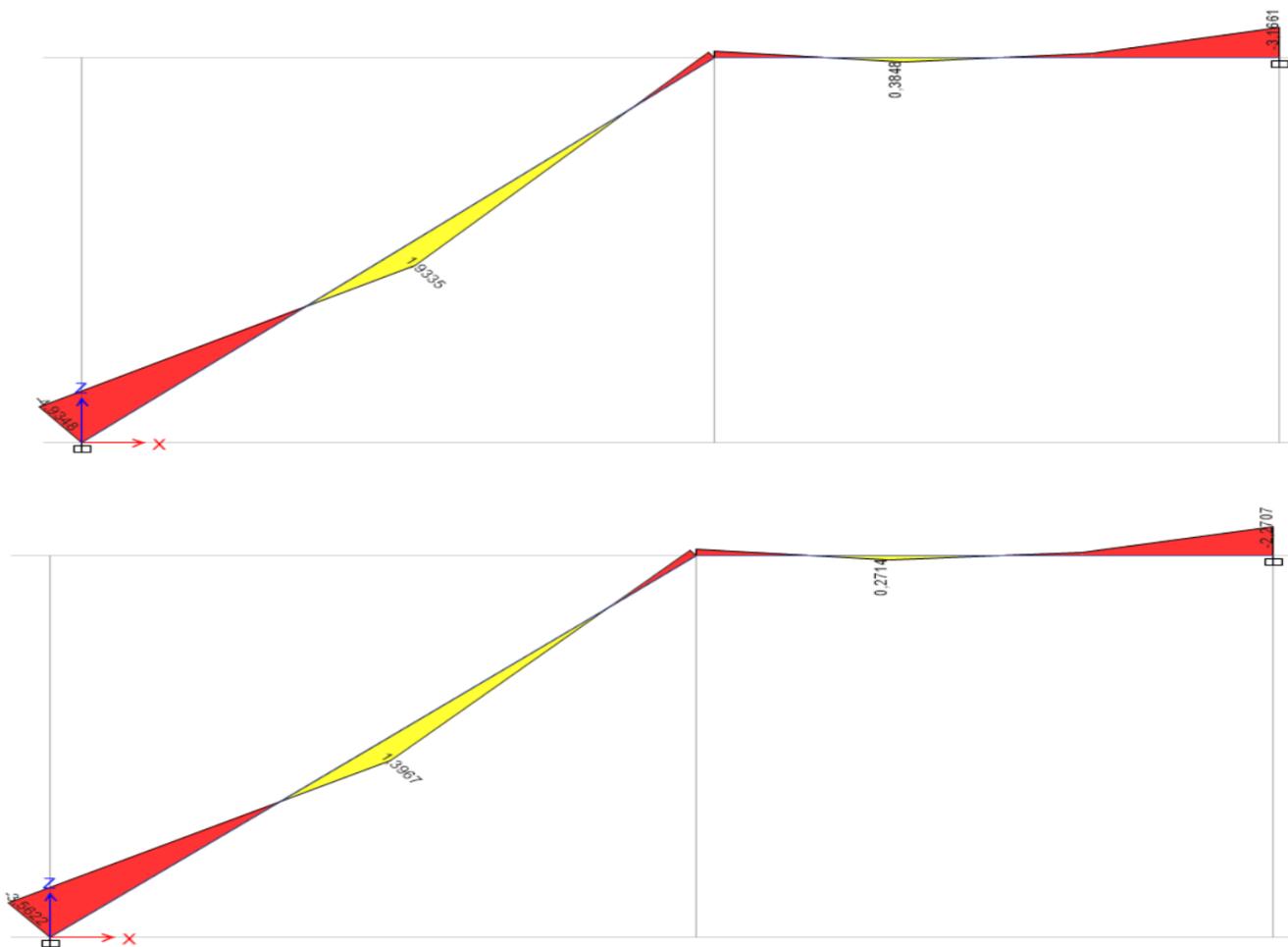


Figure V.12 Diagramme de sollicitation d'escalier type 1.

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
<b>ELU</b>	1,9335	4,9348
<b>ELS</b>	1,3967	3,5622

**Tableau V.6** Sollicitation de l'escalier type 1.

#### V.4.2 Le ferrailage :

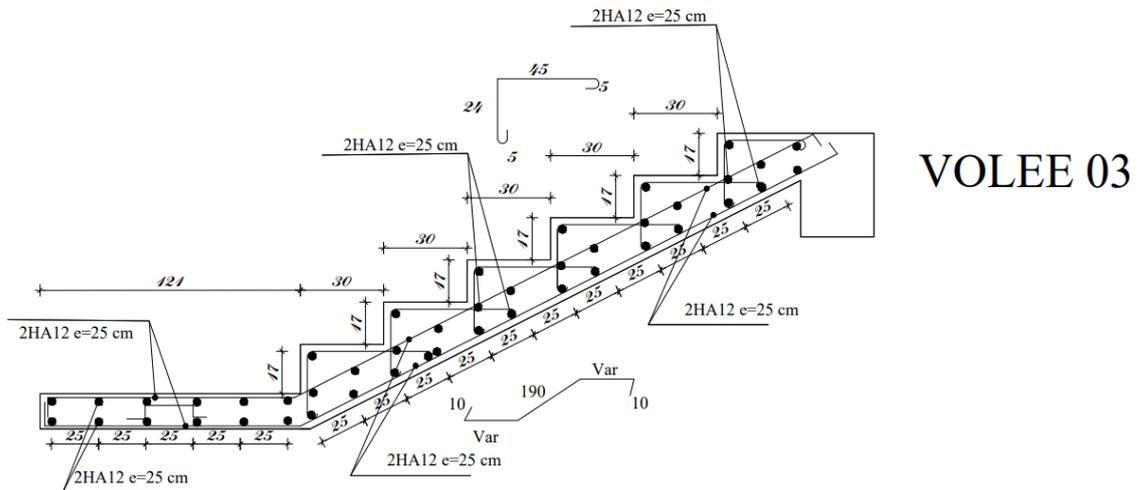
Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire de largeur  $b = 100$  cm et de hauteur  $h = 15$  cm (épaisseur du palier).

Le calcul de la section d'armature se fait par le ROBOT expert BA, Les résultats sont résumés dans le tableaux suivant :

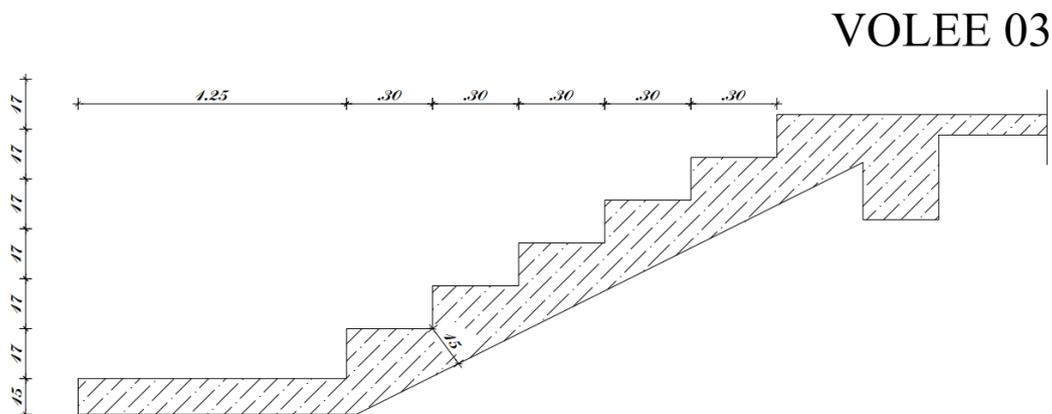
En travée	En appuis
<b>1,7</b>	<b>1,7</b>

**Tableau V.7** Ferrailage de l'escalier type 1 (cm<sup>2</sup>).

#### Schéma de ferrailage :



**Figure V.13** Ferrailage d'escalier type 1 (volée 3).



**Figure V.14** Coffrage d'escalier type 1 (volée 3).



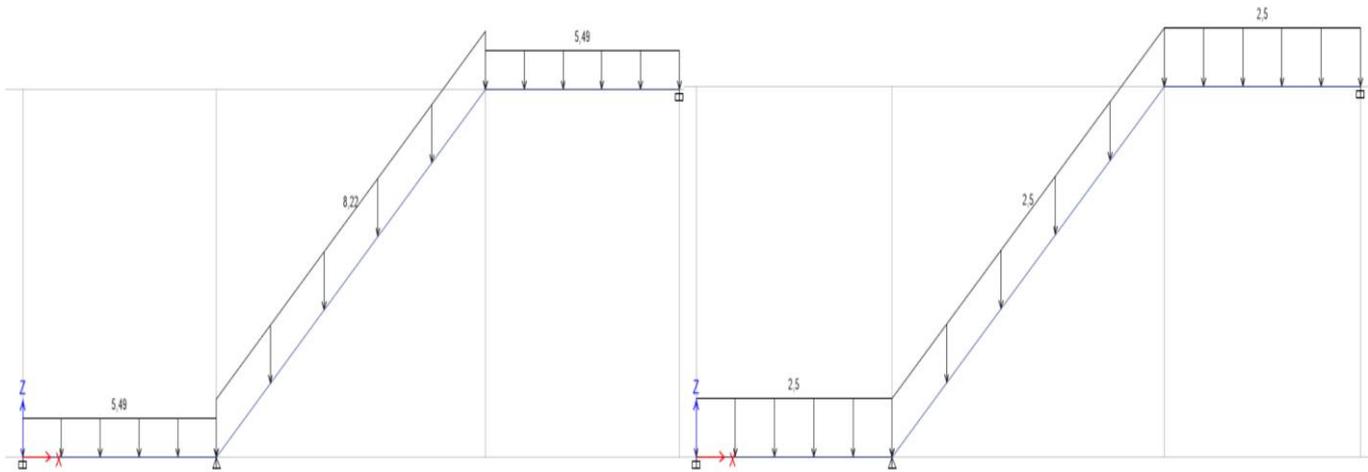
### Escalier type 2 :

Le chargement qui revient sur l'escalier :

Charge palier :  $G = 5,49 \text{ KN/ml}$

Charge volée :  $G = 8,22 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$



### V.4.3 Sollicitations :

Les sollicitations calculées par ETABS sont présentées dans la figure ci-après :

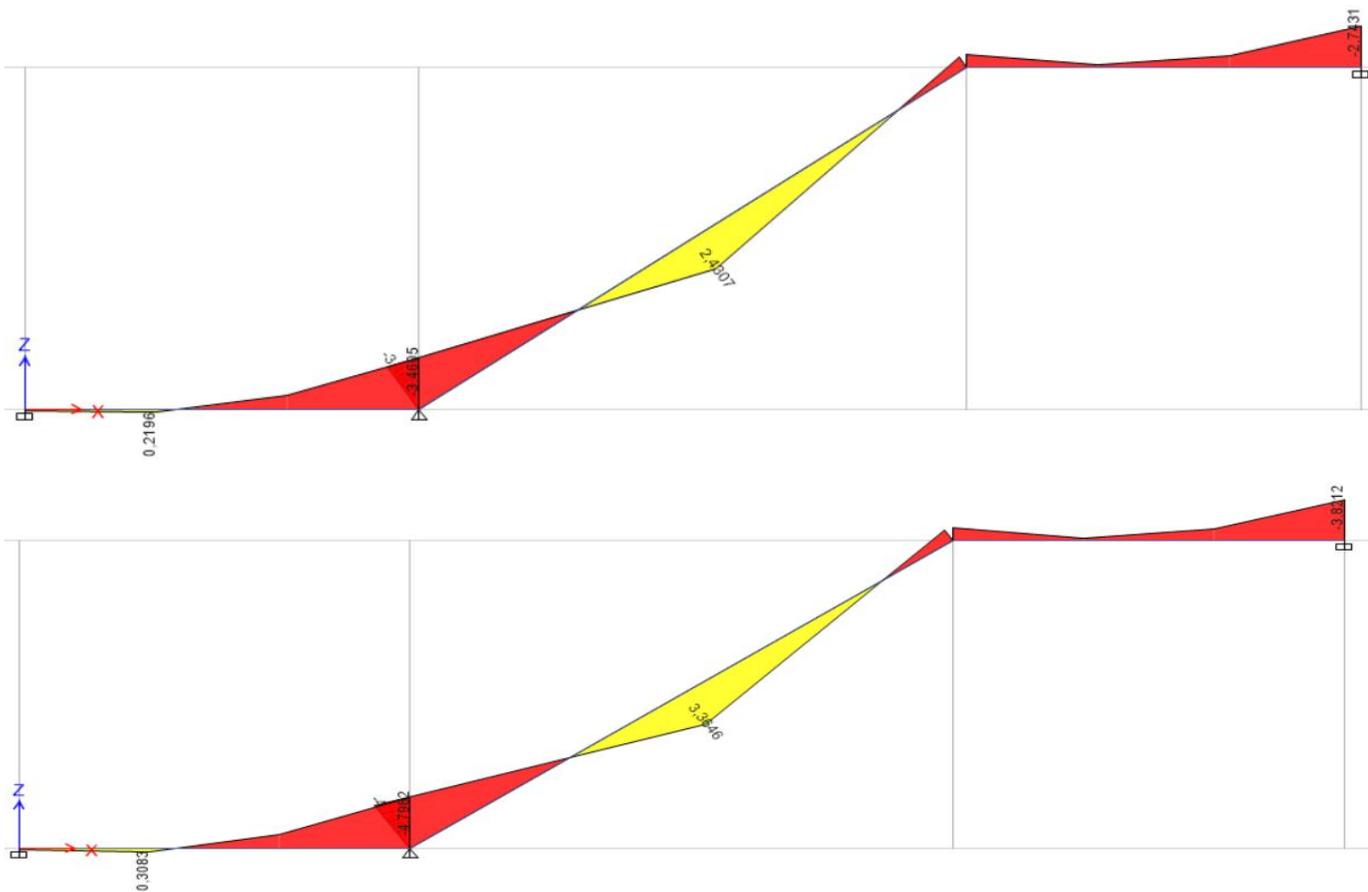


Figure V.17 Diagramme de sollicitation de l'escalier type 2

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
<b>ELU</b>	3,3646	4,7982
<b>ELS</b>	2,4307	3,4695

**Tableau V.8** Sollicitation de l'escalier type 2.

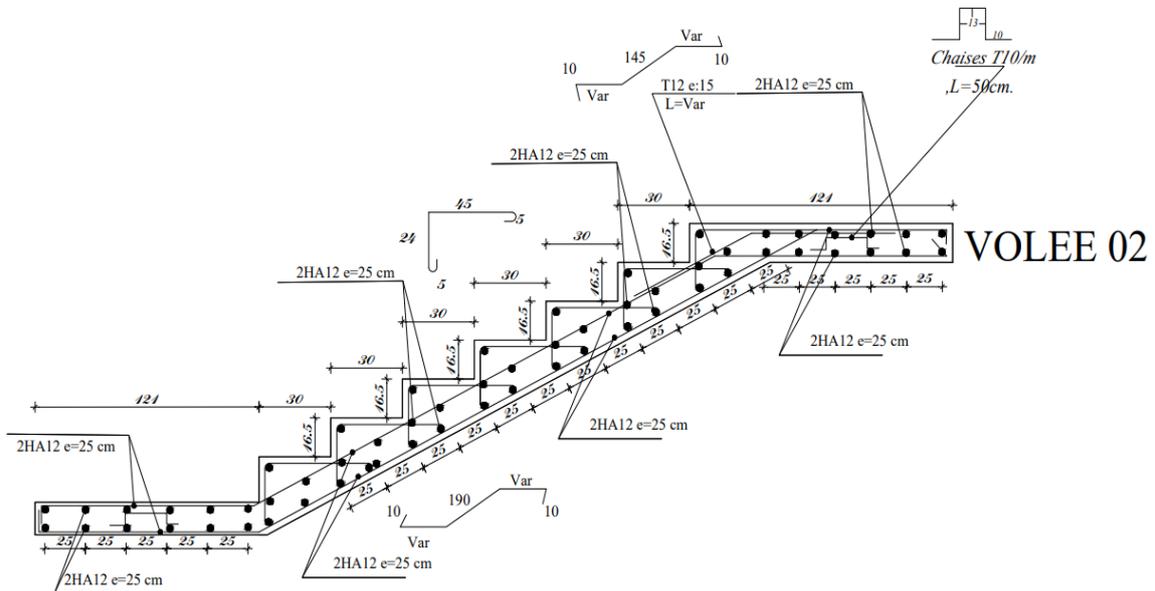
#### V.4.4 Le ferrailage :

Le calcul de la section d'armature se fait par le ROBOT expert BA, Les résultats sont résumés dans le tableaux suivant :

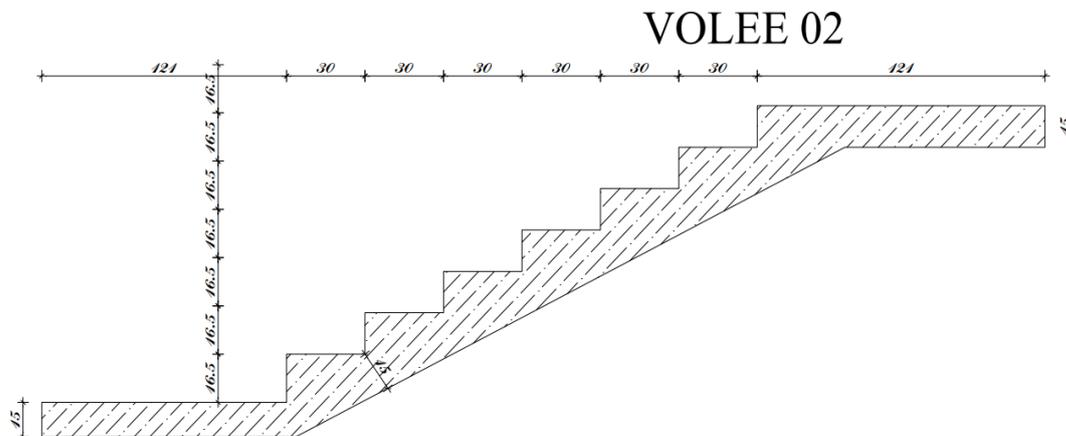
En travée	En appuis
<b>1,7</b>	<b>1,7</b>

**Tableau V.9** Ferrailage de l'escalier type 2(cm<sup>2</sup>).

#### Schéma de ferrailage :



**Figure V.18** Ferrailage d'escalier type 2 (volée 2).

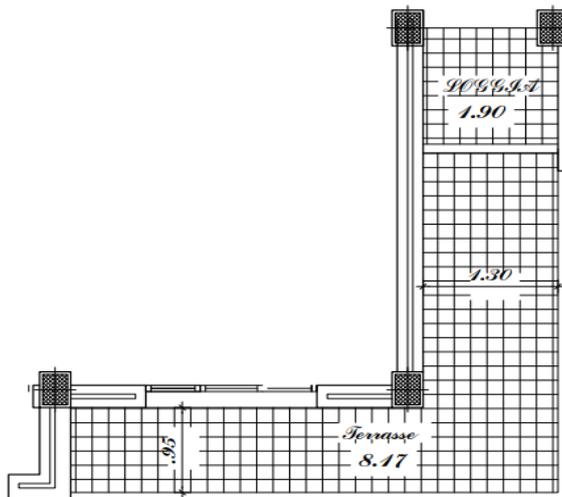


**Figure V.19** Coffrage d'escalier type 2 (volée 2).

## V.5 Balcon

Le balcon est calculé en Flexion Simple sur une bande de 1ml de largeur d'une section rectangulaire, il est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres pour une épaisseur  $e=15$  cm et avec un enrobage de 3 cm.

### Forme 1 :



### V.5.1 calcul de Ferrailage de la dalle pleine (Balcon):

- Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

D'après Logiciel ETABS et Robot expert on trouve :

Forme 1	Comb	M appuis	M travée	AS1	AS 2	on adopté travée	On adopté appuis	Espacement
SENS X	ELU	12.30	7.12	2.3	4.1	HA12	HA12	20 cm
	ELS	9.04	5.06					
SENS Y	ELU	19.45	6.83	2.2	4.9	HA12	HA12	20 cm
	ELS	10.39	5.09					

Tableau V.10 Sollicitation et Ferrailage de Balcon (Forme 1).

#### ❖ Vérification des espacements :

$St \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$  vérifiée (sens principale).

$St \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$  vérifiée (sens secondaire).

#### ❖ Vérification des diamètres des barres :

$$\Phi = 12 \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

#### ❖ Verification de cisaillement:

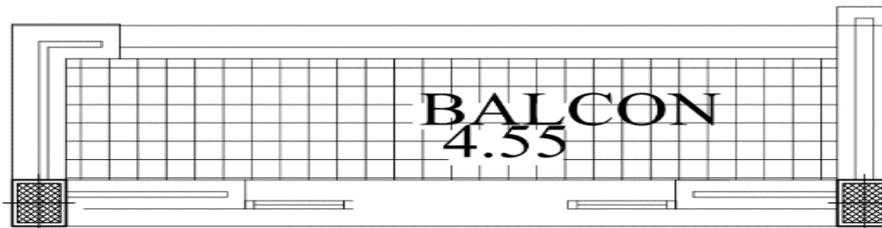
Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07. f_{c28}/\gamma_b \dots \dots \dots \text{art A.5.2.2 -CBA93}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{20 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.9 \cdot 0.15} = 0.148 \text{ MPA} \leq 0.07. f_{c28}/\gamma_b = 1.17 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$



## Forme 2 :



D'après Logiciel ETABS et Robot expert on trouve :

Forme 2	Comb	M appuis	M travée	AS1	AS2	on adopté travée	On adopté appuis	Espacemet
SENS X	ELU	12.80	6.10	1.9	4.1	HA12	HA12	20 cm
	ELS	8.94	4.30					
SENS Y	ELU	16.24	3.70	1.8	4.8	HA12	HA12	20 cm
	ELS	10.50	2.70					

Tableau V.11 Sollicitation et Ferrailage de Balcon (Forme 2).

## Schéma de ferrailage :

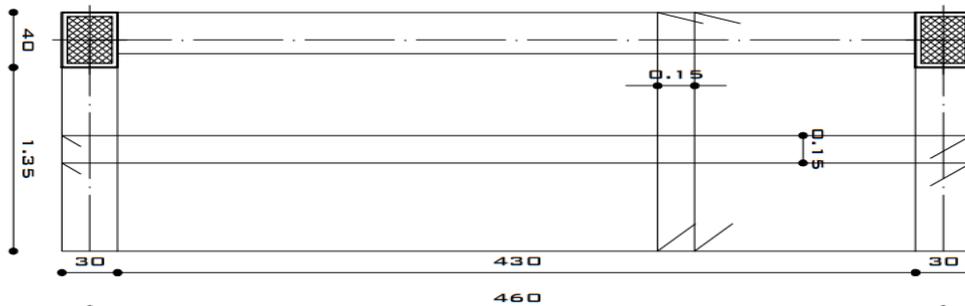


Figure V.22 Balcon (Forme 2).

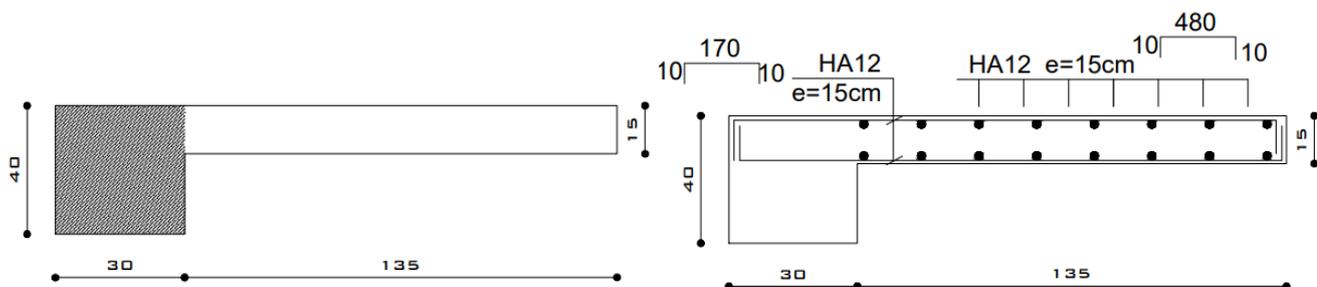


Figure V.23 Ferrailage et coffrage Balcon Forme 2.

### Forme 3 :



D'après Logiciel ETABS et Robot expert on trouve :

Forme 3	Comb	M appuis	M travée	AS1	AS2	on adopté travée	On adopté appuis	Espacement
SENS X	ELU	1.51	2.25	1.8	1.8	HA12	HA12	20 cm
	ELS	2.71	1.47					
SENS Y	ELU	5.26	1.51	1.8	1.8	HA12	HA12	20 cm
	ELS	3.81	1.83					

Tableau V.12 Sollicitation et Ferrailage de Balcon (Forme 3).

### Schéma de ferrailage :

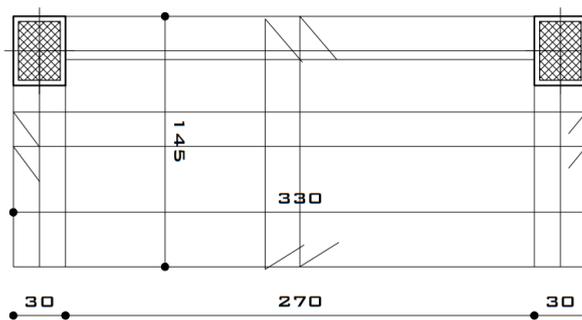


Figure V.24 Balcon (Forme 3).

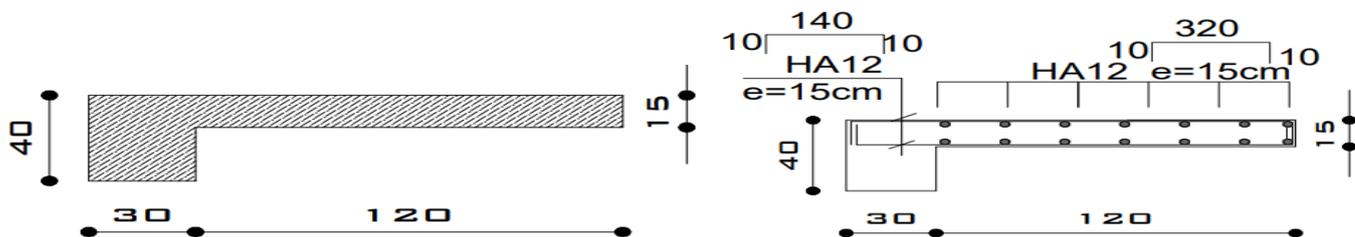
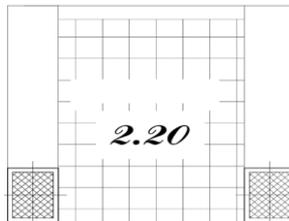


Figure V.25 Ferrailage et coffrage Balcon Forme 3.

**Forme 4 :**

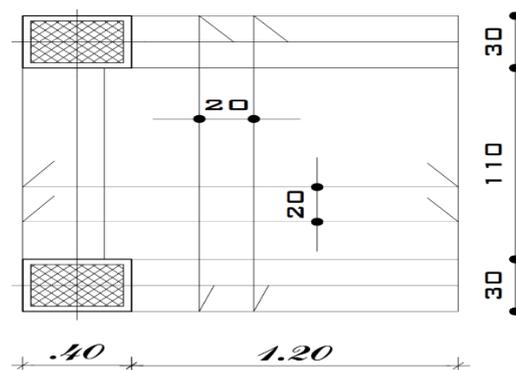


D'après Logiciel ETABS et Robot expert on trouve :

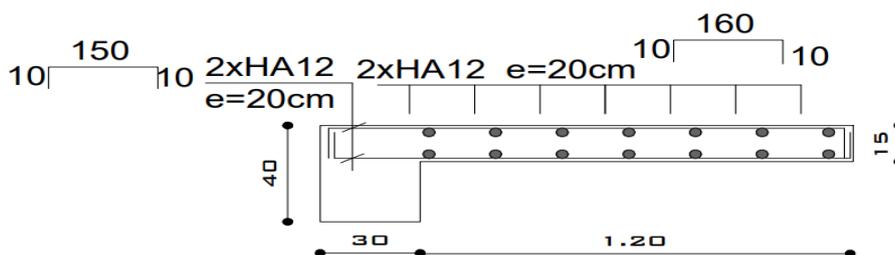
Forme 4	Comb	M appuis	M travée	AS1	AS2	on adopté travée	On adopté appuis	Espacement
SENS X	ELU	12.30	7.12	2.3	4.1	HA12	HA12	20 cm
	ELS	9.04	5.06					
SENS Y	ELU	19.45	6.83	2.2	4.9	HA12	HA12	20 cm
	ELS	10.39	5.09					

**TableauV.13** Sollicitation et Ferrailage de Balcon (Forme 4).

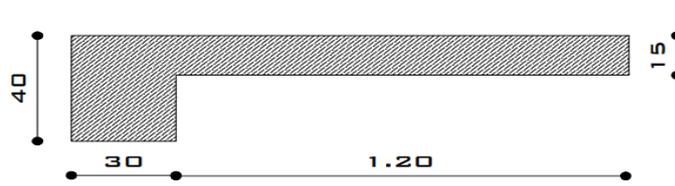
**Schéma de ferrailage :**



**FigureV.26** Balcon (Forme 4).

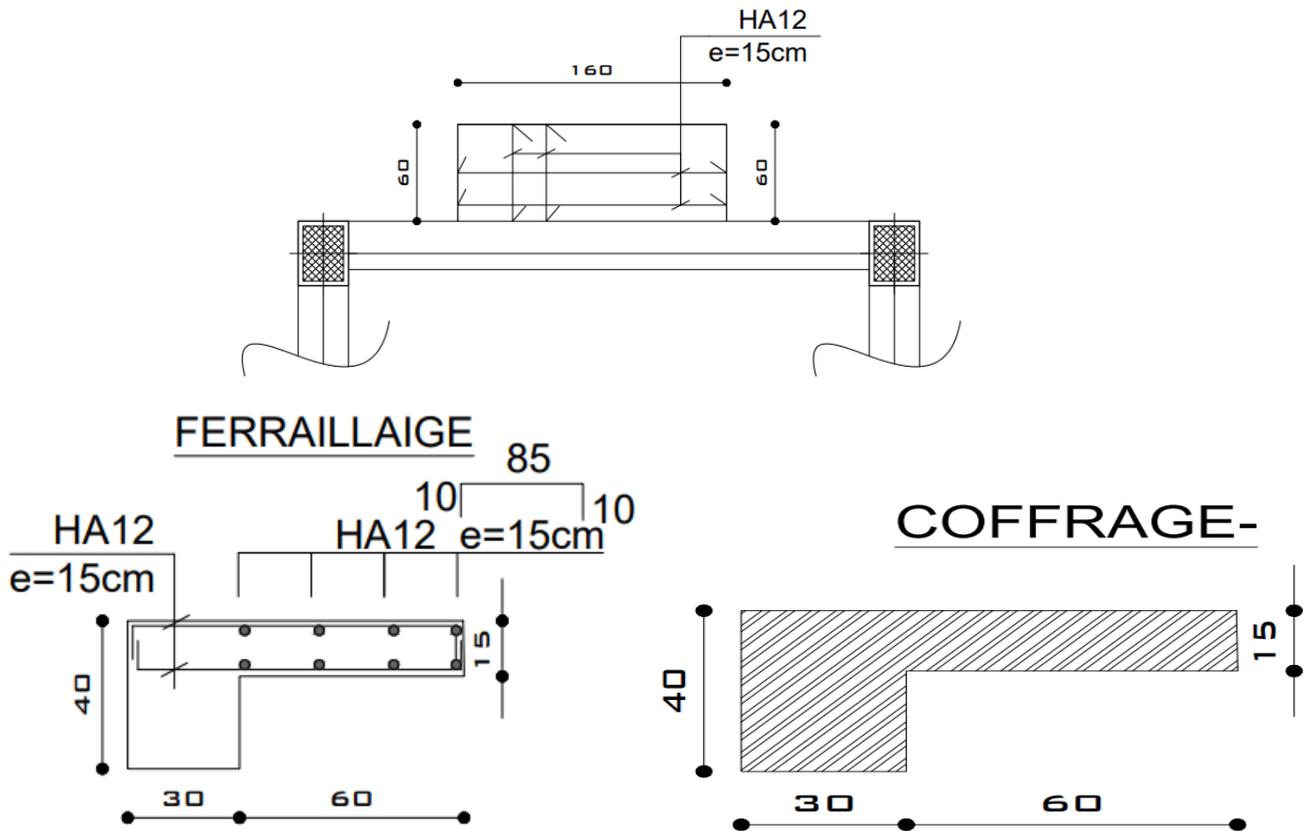


**FigureV.27** Ferrailage Balcon (Forme 4).



FigureV.28 Coffrage Balcon (Forme 4).

Forme 5 :



FigureV.29 Coffrage et Ferrailage Balcon (Forme 5).

# CHAPITRES VI

## Etude de l'infrastructure

## VI.1 Rôle et définition

Les éléments de fondations sont ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...)

## VI.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.

⇒ Pour adopter le type de fondation il faut calculer la surface nécessaire de fondation :

$$\text{On a } \frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$N$  : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel robot

$$(N=32033,674 \text{ KN})$$

$S_s$  : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bar}$

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{32033.674}{150} = \mathbf{213.55 \text{ m}^2}$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{213.55}{430.465} = 49\%$$

$S_s$  : La surface totale des semelles.

$S_b$  : La surface totale du bâtiment.

D'après les calculs, on trouve :

$$\mathbf{S_s = 213.55 \text{ m}^2, S_b = 430.465 \text{ m}^2}$$

Donc la surface des fondations doit être supérieur ou égal à 49% de la surface totale: Donc on adopte des semelles filantes comme fondation.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

N : la somme des efforts normaux provenant des poteaux.

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma} \times L}$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) :**

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

$d'$  : enrobage des armatures ;  $d' = 5$  cm.

$d$  : hauteur utile qui doit vérifier la condition suivante :  $d \geq \frac{B-b}{4}$

Ligne	N(KN)	N(N)	L (m)	b (KN)	b (cm)	b adopté e	h adopté e	Type	Ks
file 1	1998,174 7	1998174, 7	25,1	150	53,07236 9	65	80	S1	60000
file 2	4554,592 3	4554592, 3	25,1	150	120,9719 1	130	100	S2	30000
file3	6695,862 8	6695862, 8	25,1	150	177,8449 6	180	100	S3	22000
file4	6117,474 6	6117474, 6	25,1	150	162,4827 3	180	100	S3	22000
file5	4845,775 7	4845775, 7	25,1	150	128,7058 6	130	100	S2	30000
file6	4045,427	4045427	25,1	150	107,4482 6	130	100	S2	30000
file7	2342,208 4	2342208, 4	25,1	150	62,21005	65	80	S1	60000
file4-5	997,7284	997728,4	25,1	150	26,50009	65	80	S1	60000

- **Vérification de la contrainte en tenant compte du poids de la semelle :**

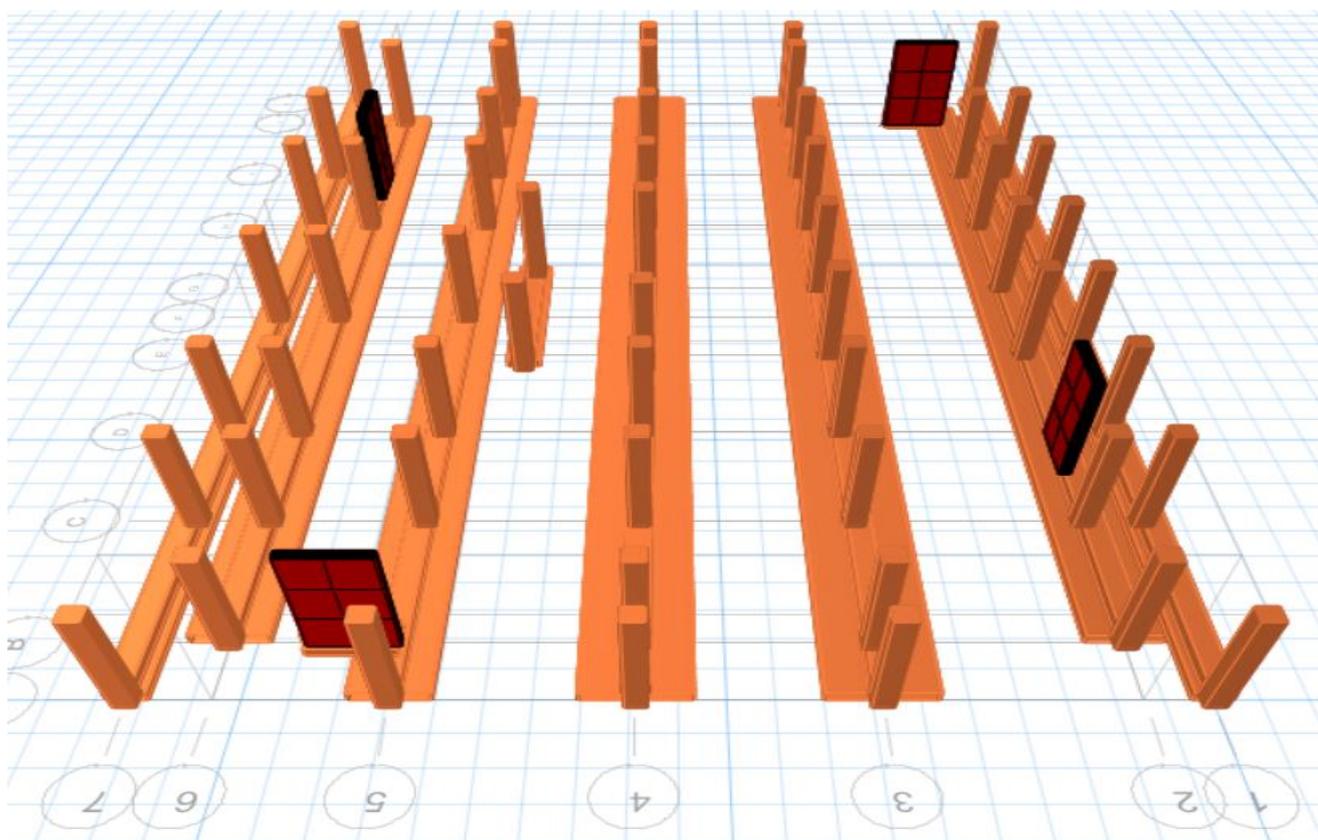
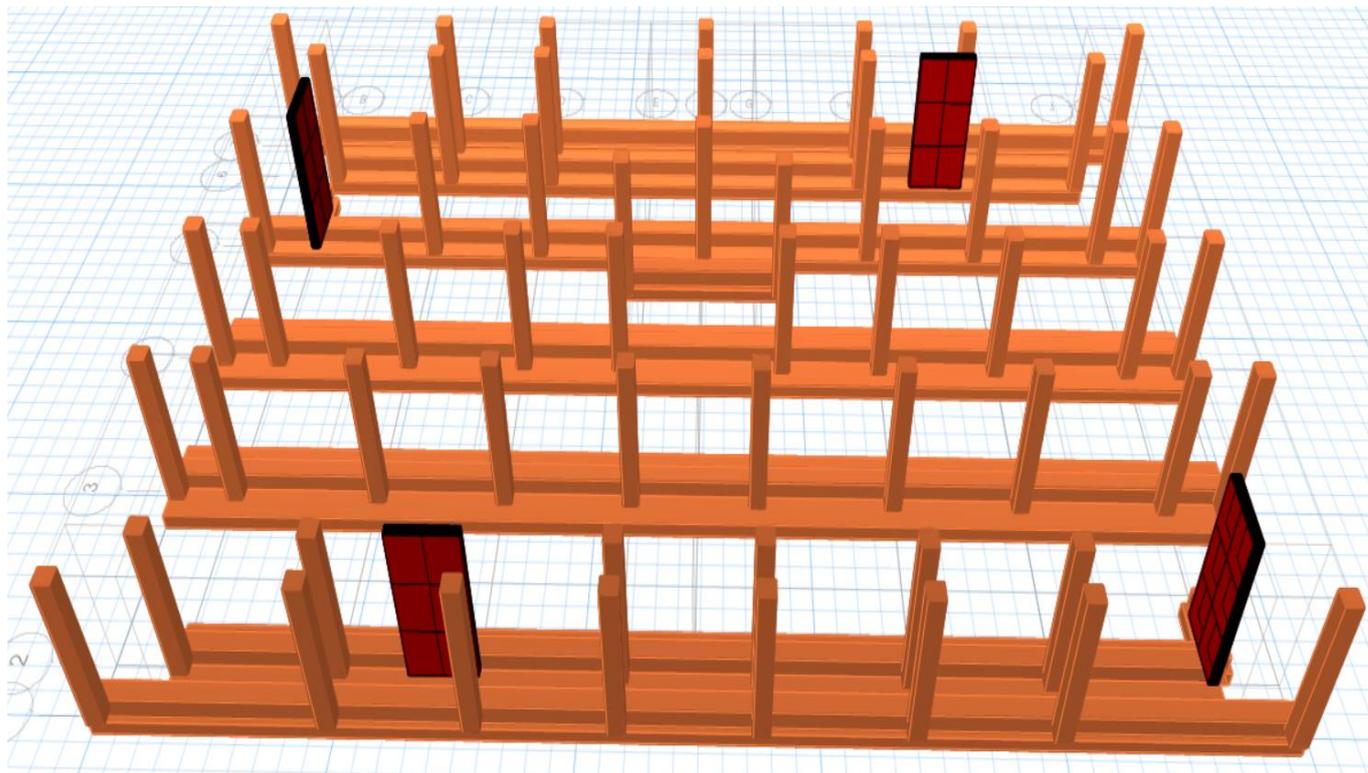
La semelle soumise à son poids propre et le poids de la superstructure.

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}$$

$$\text{Avec : } N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})}$$

### VI.3 Modélisation du sol

La modélisation du sol, et faite à l'aide des éléments ressorts (sol élastique) caractérisé par un coefficient  $K_s$ , leur comportement est équivalent à celui de sol, pour effectuer l'interaction sol-structure.



## VI.4 Calcul le Ferrailage :

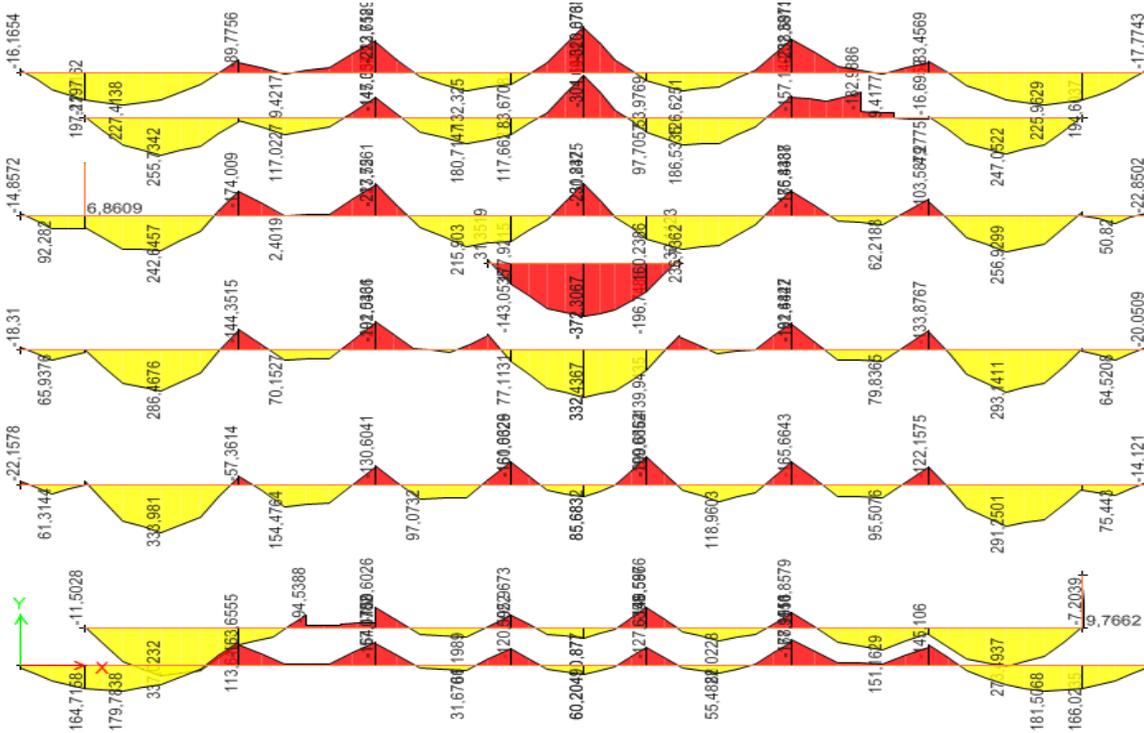
### VI.4.1 Ferrailage des nervures :

#### ❖ Ferrailage longitudinal :

Le calcul de ferrailage longitudinal se fait à la flexion simple avec deux sections rectangulaires.

- **Section1 : (0.8 \* 0.4) m<sup>2</sup>.**
- **Section2 : (1 \* 0.4) m<sup>2</sup>.**

A partir du logiciel ETABS, les valeurs des moments a ELS en travées et en appuis des nervures sont données ci-dessous :



TYPE	Moment (KN.m)		As calculer (cm <sup>2</sup> )		As adoptée (cm <sup>2</sup> )	
	M appuis	Mtravée	en appui	en travée	en appui	en travée
S1	319.9209	225.4029	23.5	16.5	12HA16= 24.23	4HA16+6HA14 = 17.28
S2	304.2676	337.1444	17.5	19.2	12HA14= 18.47	4HA16+8HA14= 20.32
S3	192.4214	334.4211	10.8	19.2	12HA14= 18.47	4HA16+8HA14= 20.32

#### • Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} 40 \times 75 = 3.62 \text{ cm}^2$$

En travées : 25.13 ou 16.08 cm<sup>2</sup> > 3.62 cm<sup>2</sup>

→ Condition vérifiée

En appuis : 20.61 ou 14.2 cm<sup>2</sup> > 3.62 cm<sup>2</sup>

→ Condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par « ETABS » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

On doit vérifier:

- **Le cas le plus défavorable :**  $V_{u \max} = 520.5297 \text{ KN}$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \Rightarrow \text{fissure est préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{MPa} \right) = \min (2,5 \text{MPa}; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5 \text{MPa}$$

**Pour h= 80cm**

$$\tau_{u1} = \frac{V_u}{b.d} = \frac{5205297}{400 \times 750} = 1.7 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

**Pour h= 100cm**

$$\tau_{u1} = \frac{V_u}{b.d} = \frac{5205297}{400 \times 950} = 1.36 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

- ❖ **Armatures transversales:**

- **Diamètre des armatures transversals**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; Q_{Lmin} ; \frac{b}{10} \right) \text{ Selon le CBA93}$$

$Q_{Lmin} = 1,4 \text{ cm}$  (Diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres)

Pour h=80cm

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{80}{35} ; 1.4 ; \frac{40}{10} \right) = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Donc :} \quad \text{On prend :} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

**Pour h=100cm**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{100}{35} ; 1.4 ; \frac{40}{10} \right) = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Donc :} \quad \text{On prend :} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales :**

Dans notre projet il y a deux d :  $d1 = 75 \text{ cm}$  ;  $d2 = 95 \text{ cm}$

D'après le B.A.E.L

**Pour h=80cm :**

$$S_{t \max} \leq \min (0.9d ; 40 \text{cm}) \Rightarrow S_{t \max} \leq \min (67.5 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

**Pour h= 100cm:**

$$S_{t \max} \leq \min (0.9d ; 40 \text{cm}) \Rightarrow S_{t \max} \leq \min (85.5 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$S_{t1} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 (\tau_u)} \quad (\text{on consider que il ya un risqué de reprise de bétonnage})$$

**Pour h= 80cm :**

$$\Rightarrow S_{t1} \leq \frac{0,9 \times 201 \times 400}{1,15 \times 400 (1.7)} \times 10^{-1} = 92.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_{t1} \leq 92.5 \text{ cm}$$

**Pour h=100cm:**

$$\Rightarrow S_{t2} \leq \frac{0,9 \times 201 \times 400}{1,15 \times 400 (1.36)} \times 10^{-1} = 115.66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_{t2} \leq 115.66 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_c 28 = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad S_{t3} \leq \frac{2.01 \times 400}{0,4 \times 40} = 16 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_{t3} \leq 16 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}; S_{tmax}) \quad \Rightarrow \quad S_t \leq \min (92.5 ; 115.66 ; 16 ; 40) \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 16 \text{ cm}$$

En adopte : **S<sub>t</sub> = 15 cm**

### Les armatures de peu

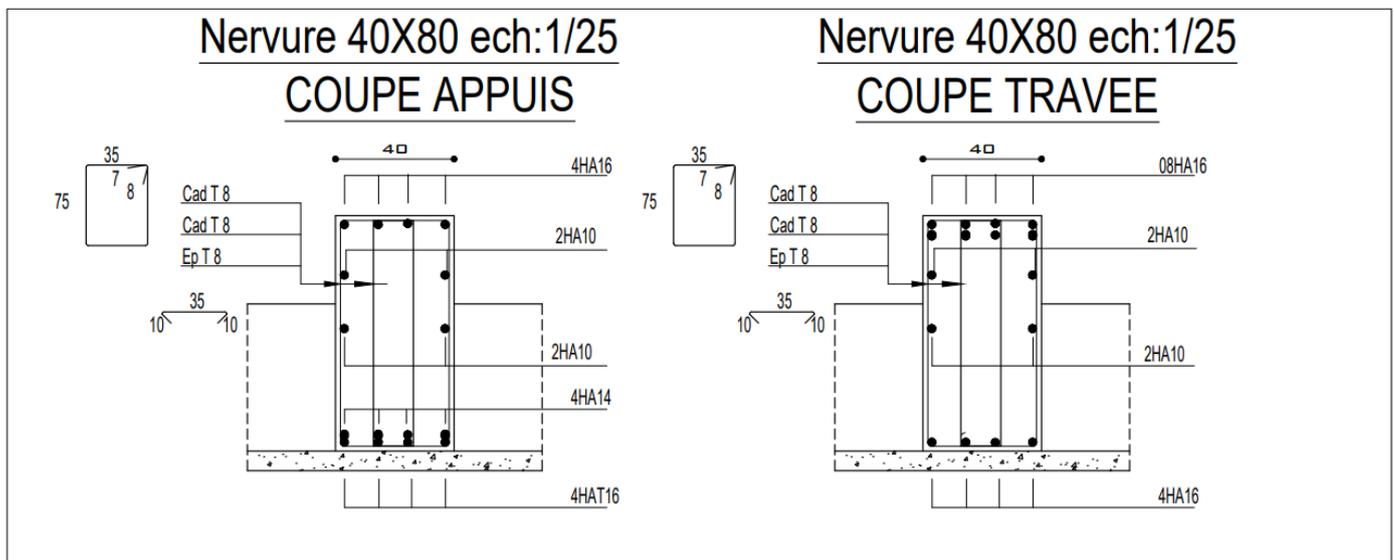
On voir que notre nervure est de hauteur = 80cm donc nous Avon besoin des armatures de peu que est égale à 3cm<sup>2</sup> / ml (selon BAEL91)

$$A_{peu} = 3 \text{ cm}^2 \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{peu} = 3 \text{ cm}^2 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

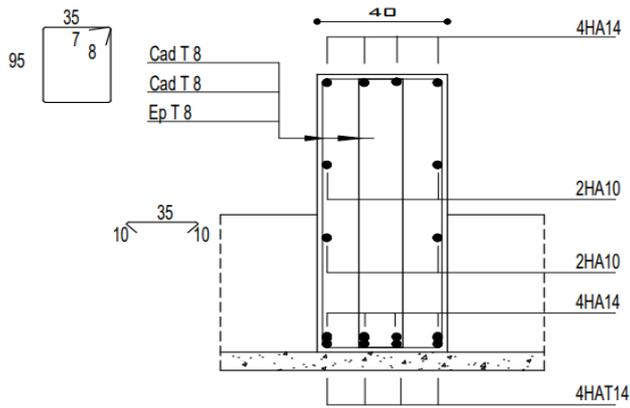
On adopte 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

### Schéma de ferrailage :

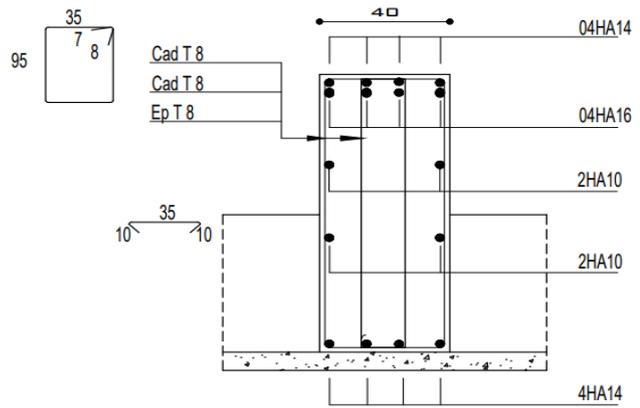


**Ferrailage Nervure de S1**

Nervure 40X100 ech:1/25  
COUPE APPUIS

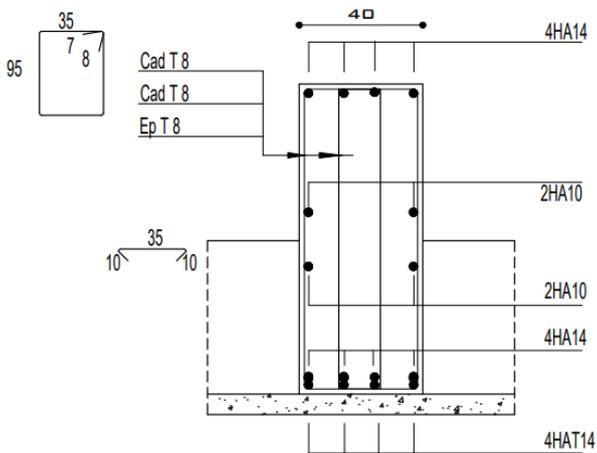


Nervure 40X100 ech:1/25  
COUPE TRAVEE

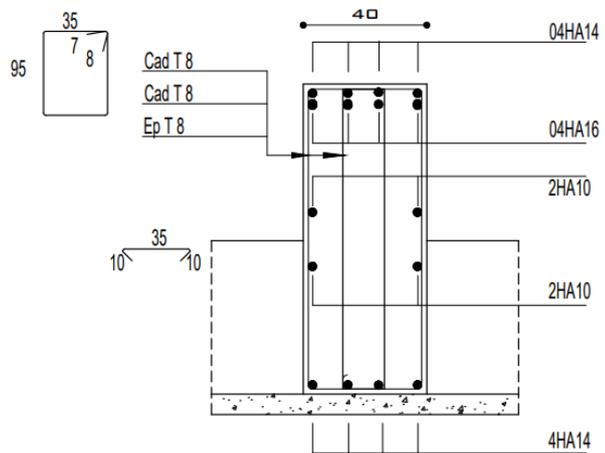


**Ferrailage nervure de S2**

Nervure 40X100 ech:1/25  
COUPE APPUIS



Nervure 40X100 ech:1/25  
COUPE TRAVEE



**Ferrailage nervure de S3**

## VI.4.2 Ferrailage des semelles :

$$A_{sA} = \frac{Ns * (A - a)}{8d\bar{\sigma}_s}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta * ft} \right\}$  ; fissuration Préjudiciable

TYPE	N max (KN)	A(cm)	a(cm)	d(cm)	$\bar{\sigma}_s$	As (cm <sup>2</sup> )	As adopté
S1	758,2112	65	40	27	201	4,36	<b>4HA12=4.52</b>
S2	738,9577	130	40	27	201	15,31	<b>10HA14=15.39</b>
S3	856,5945	180	40	27	201	26,43	<b>10HA20=31.42</b>

### ❖ Les armatures de répartitions:

✚ Pour S1

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

**Donc:** On adopte **5HA8/ml**  $\Rightarrow A_s = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

✚ POUR S2

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{15.39}{4} = 3.84 \text{ cm}^2$$

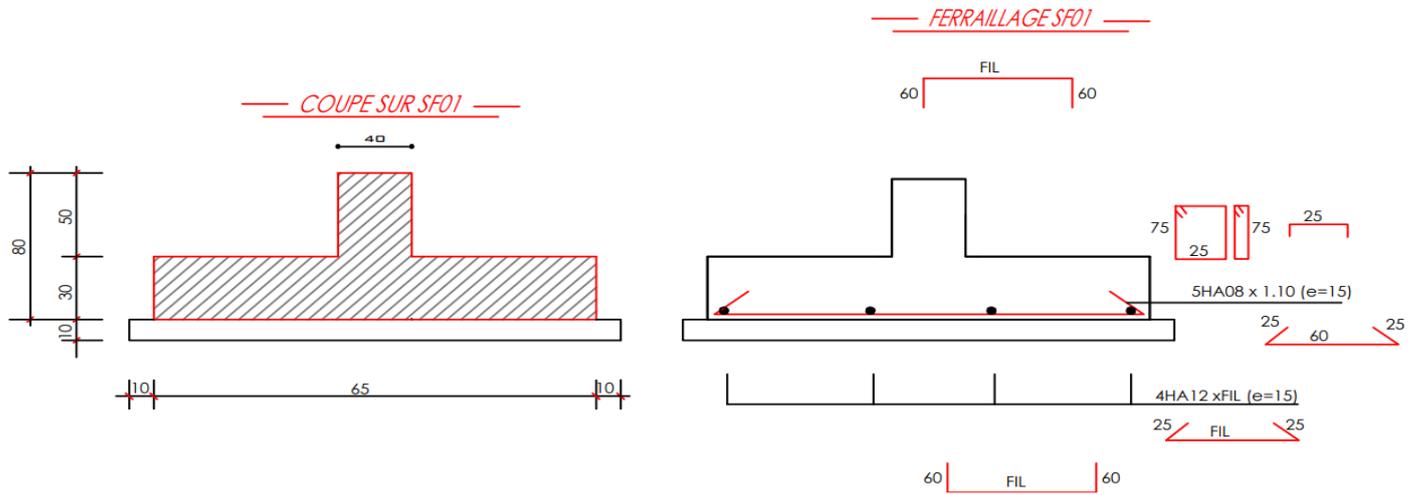
**Donc:** On adopte **5HA10/ml**  $\Rightarrow A_s = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

✚ POUR S3

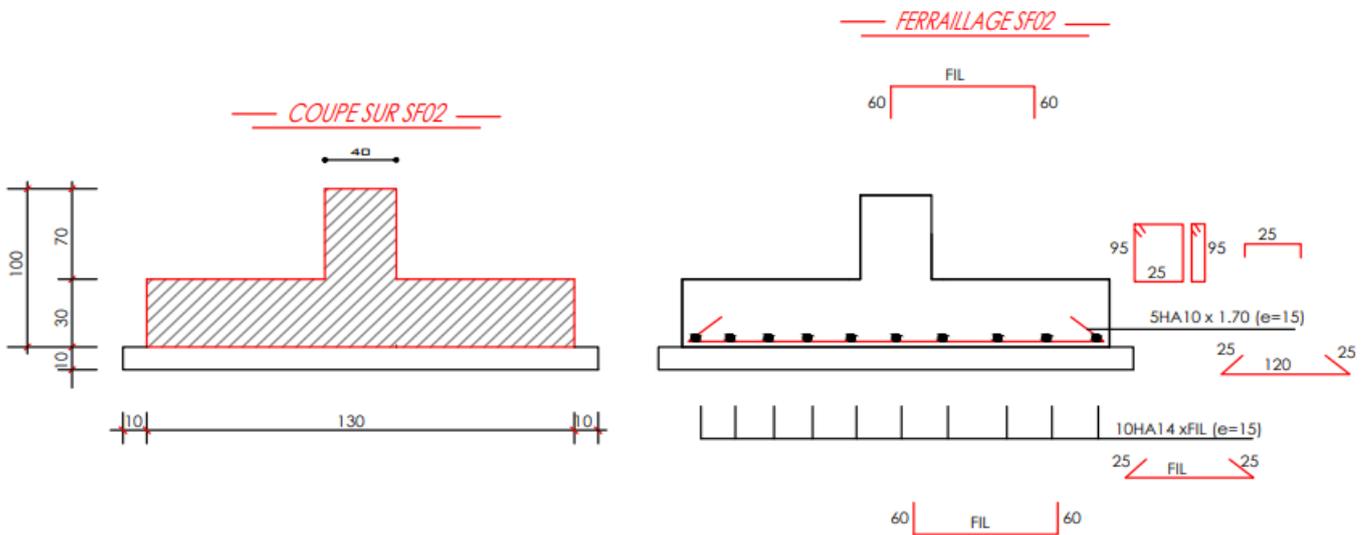
$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{31.42}{4} = 7.85 \text{ cm}^2$$

**Donc:** On adopte **7HA12/ml**  $\Rightarrow A_s = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

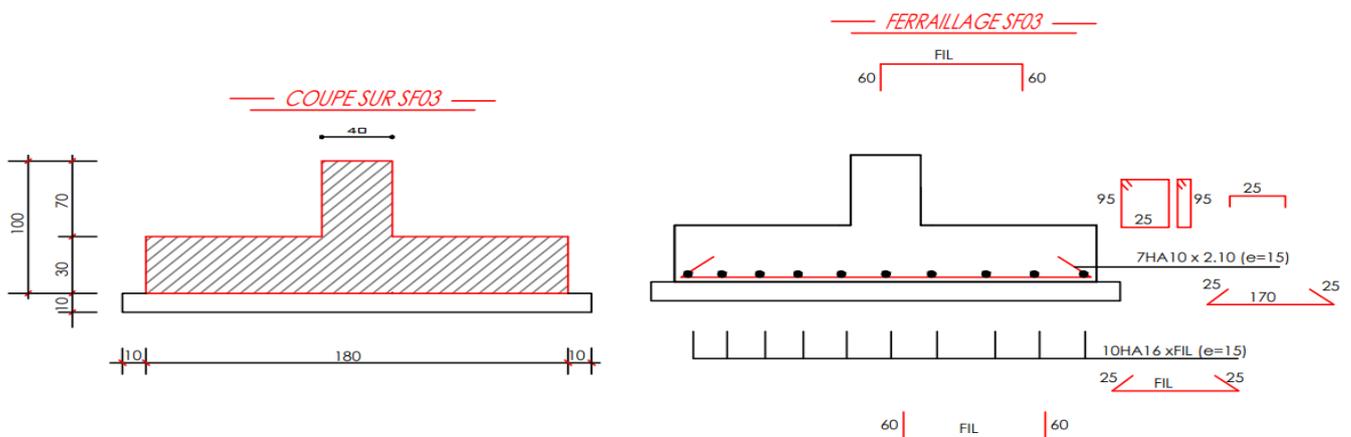
## Schéma de ferrailage :



### Ferrailage et coffrage semelle S1 :



### Ferrailage et coffrage semelle S2 :



### Ferrailage et coffrage semelle S3 :

### VI.4.3 Etude des longrines :

#### Introduction :

Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis d'un même bloc, à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

D'après le R.P.A 99 V2003, le minimum pour les longrines est :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$  Site de catégorie S2, S3.
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow$  Site de catégorie S4.

→ Pour notre cas (site meuble S3) on prend une section de  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN} \quad (\text{D'après RPA 99/ version 2003})$$

avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Pour notre cas :  $N = 856.59 \text{ KN}$

Zone II ; site 3  $\rightarrow \alpha = 12$ .

$$F = \frac{856.59}{12} = 71.38 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V}$$

#### ❖ Armatures longitudinale :

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{F}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{71.38 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 205.22 \text{ mm}^2 = 2.05 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min 1} \geq \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 0.75 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Condition de RPA :

Le ferrailage minimal doit être de 0.6% de la section de la longrine :

$$A_{\min 2} = 0,6 \% \times b \times h = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq (A_{\min 1} ; A_{\min 2} ; A_{s \text{ cal}}) = (0.75 \text{ cm}^2 ; 4.5 \text{ cm}^2 ; 2.05 \text{ cm}^2) = 4.5 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s$  adoptée = 4HA14 = 6.16 cm<sup>2</sup>.

#### ❖ Armature transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm.}$$

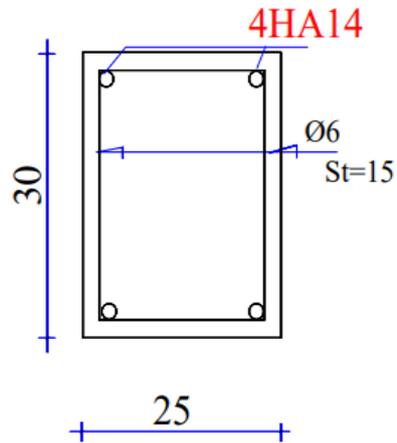
Les armatures transversales seront constituées par des cadres  $\phi 8 \Rightarrow \phi t = \phi 8$

L'espacement des armatures transversales seront constituées par des cadres dont l'espacement  $S_t$  doit répondre à la condition suivante :

$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\phi)$  D'après RPA 99 / version 2003.

$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \times 1,4) = (20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm})$

On adopte :  $S_t = 15 \text{ cm}$



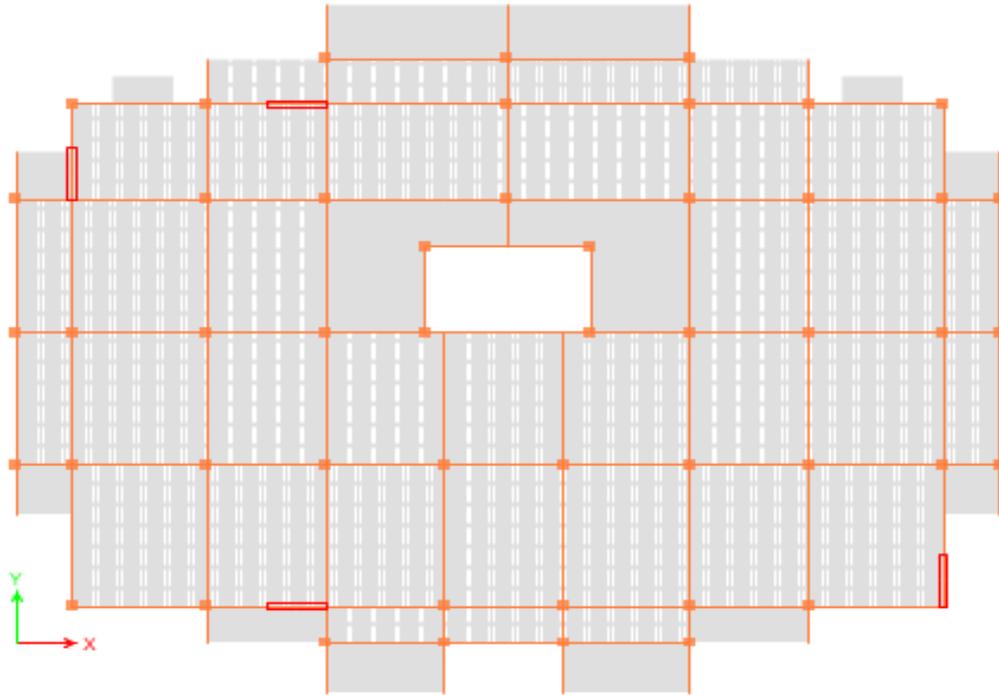
# **CHAPITRE VII**

## **EFFET DE LA DISPOSITION**

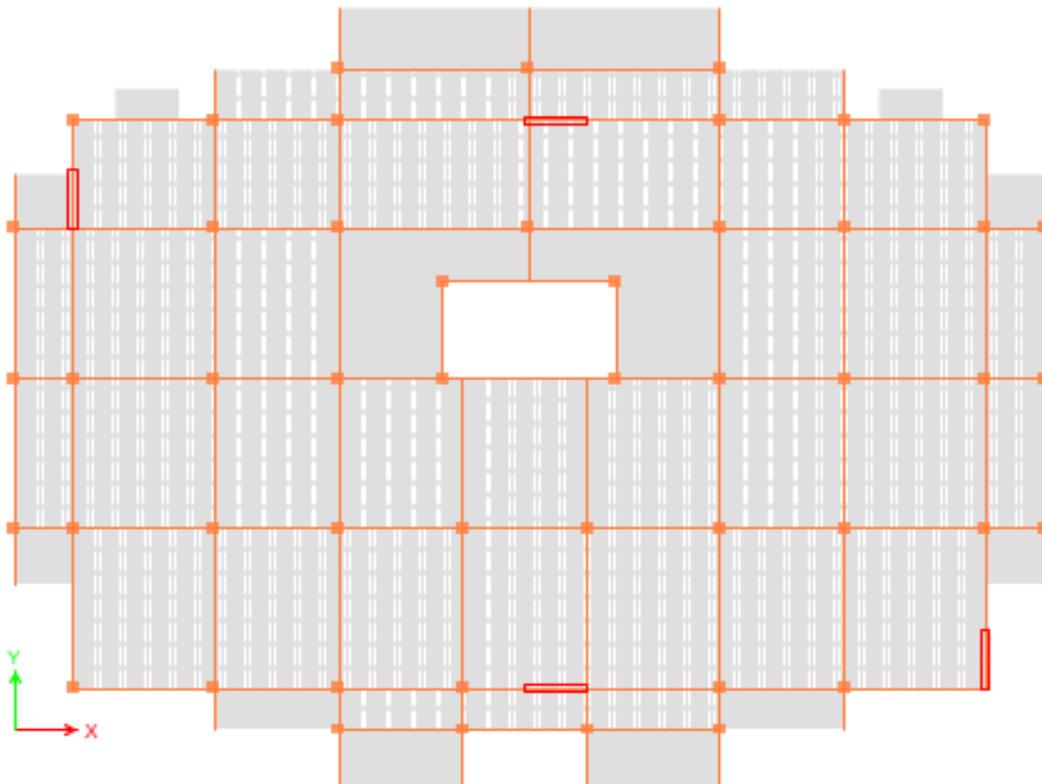
### **DES VOILES**

**Les Variants suivants X :**

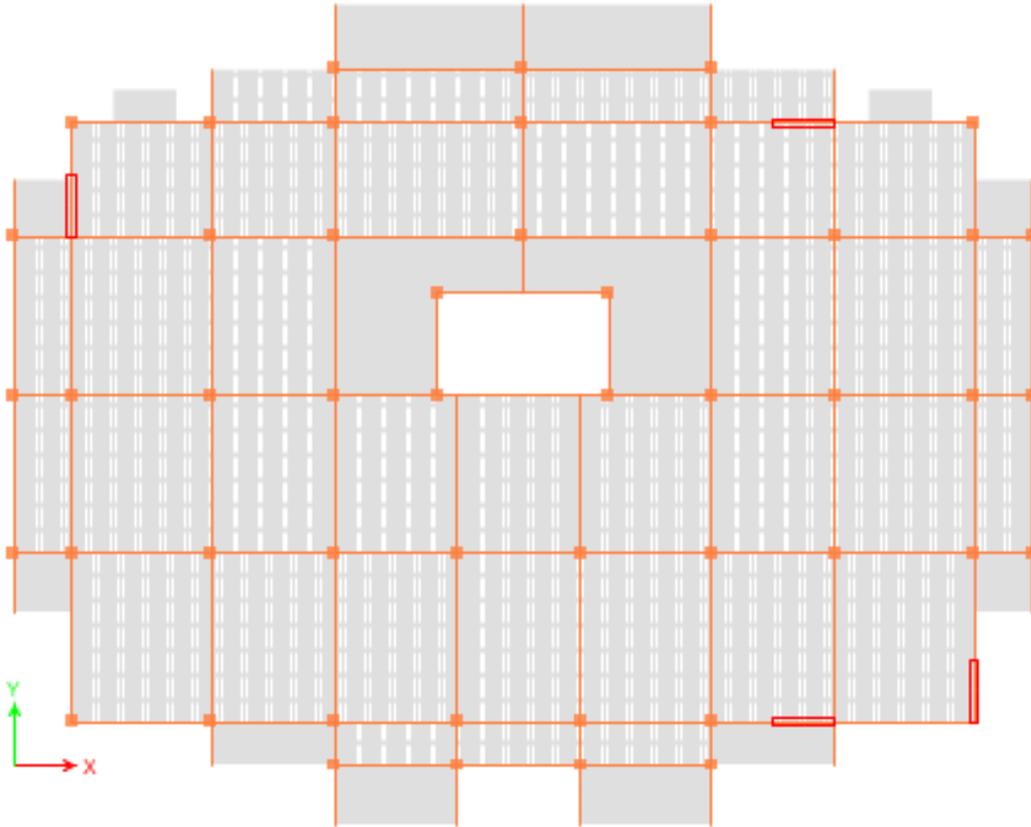
**Variante 1 :**



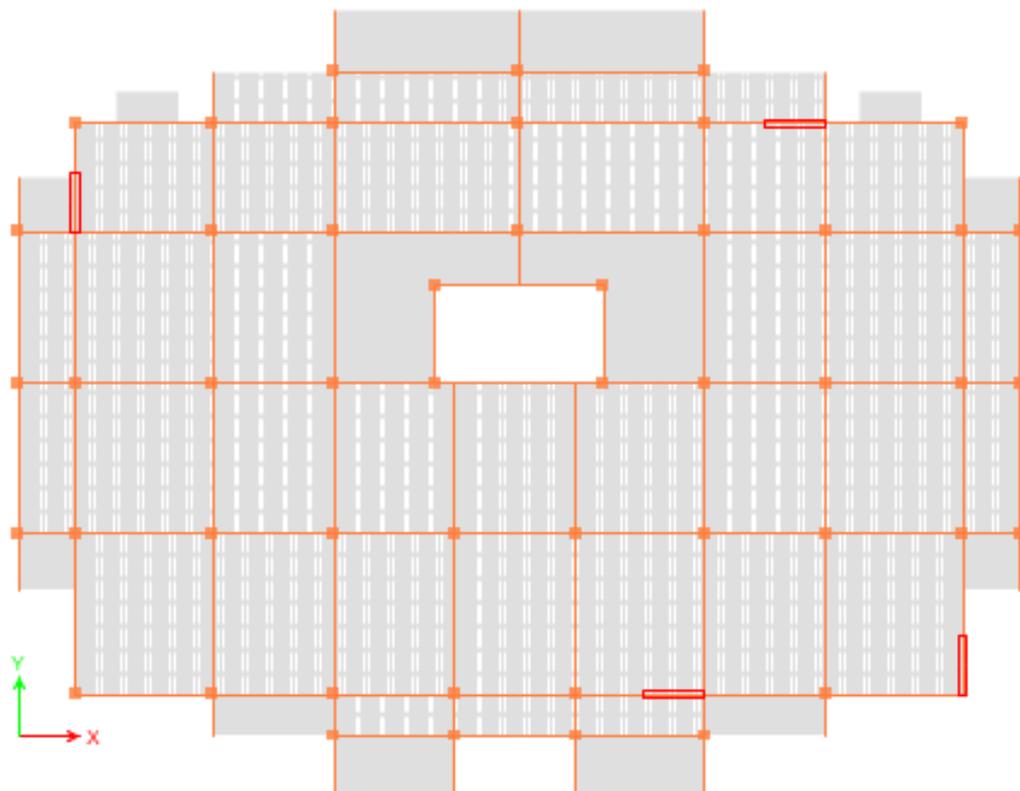
**Variante 2 :**



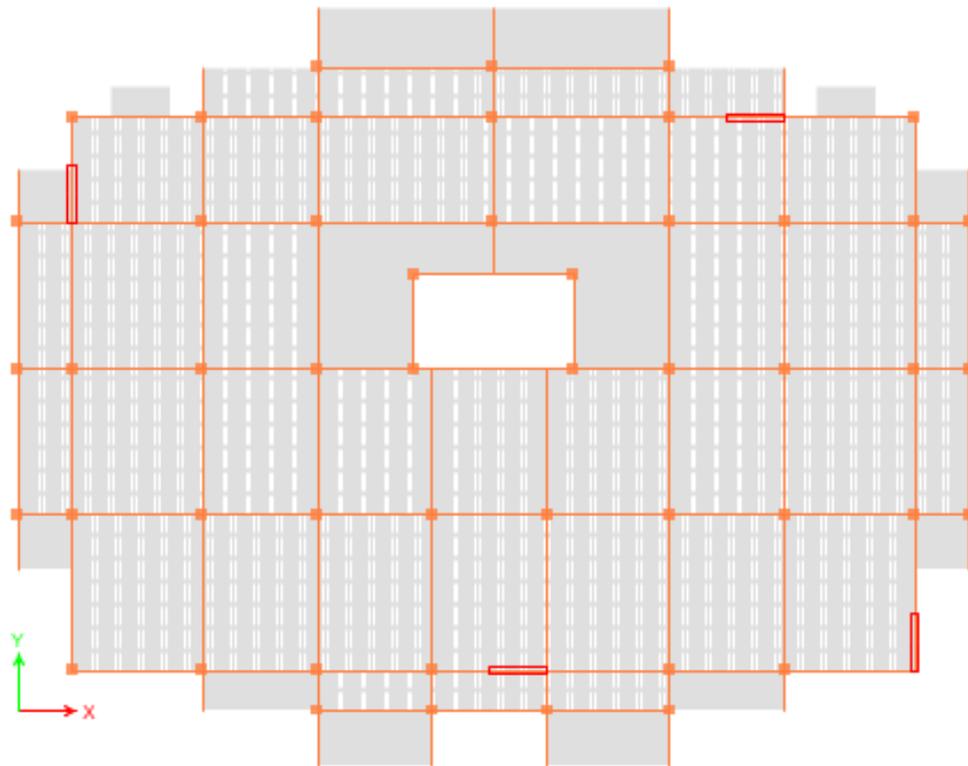
Variante 3 :



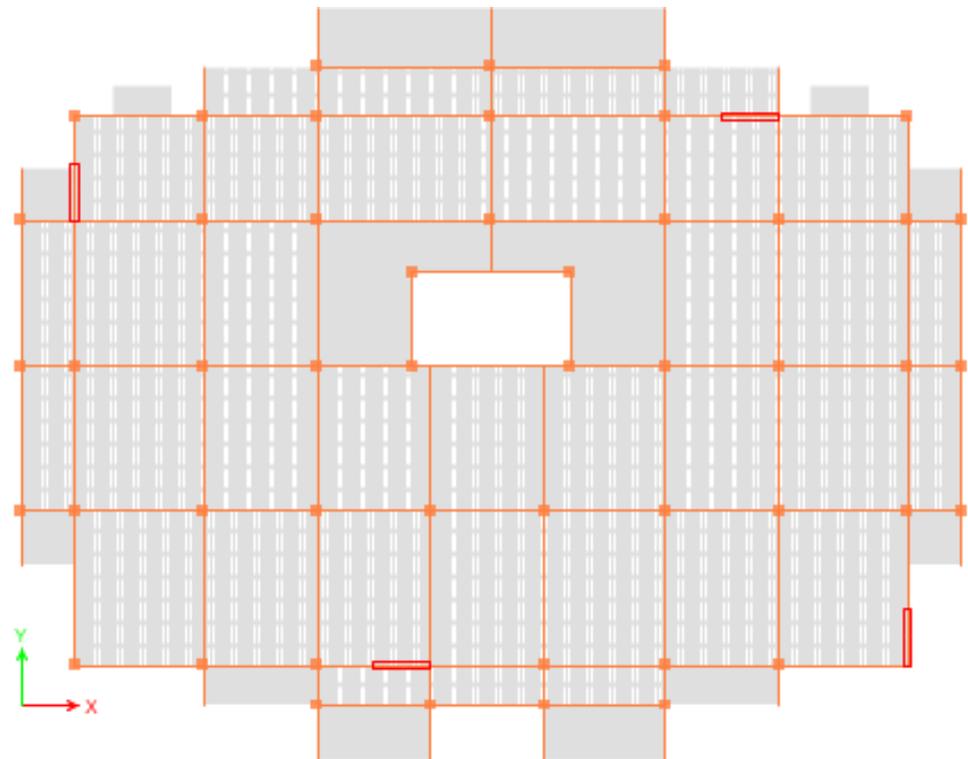
Variante 4 :



Variante 5 :

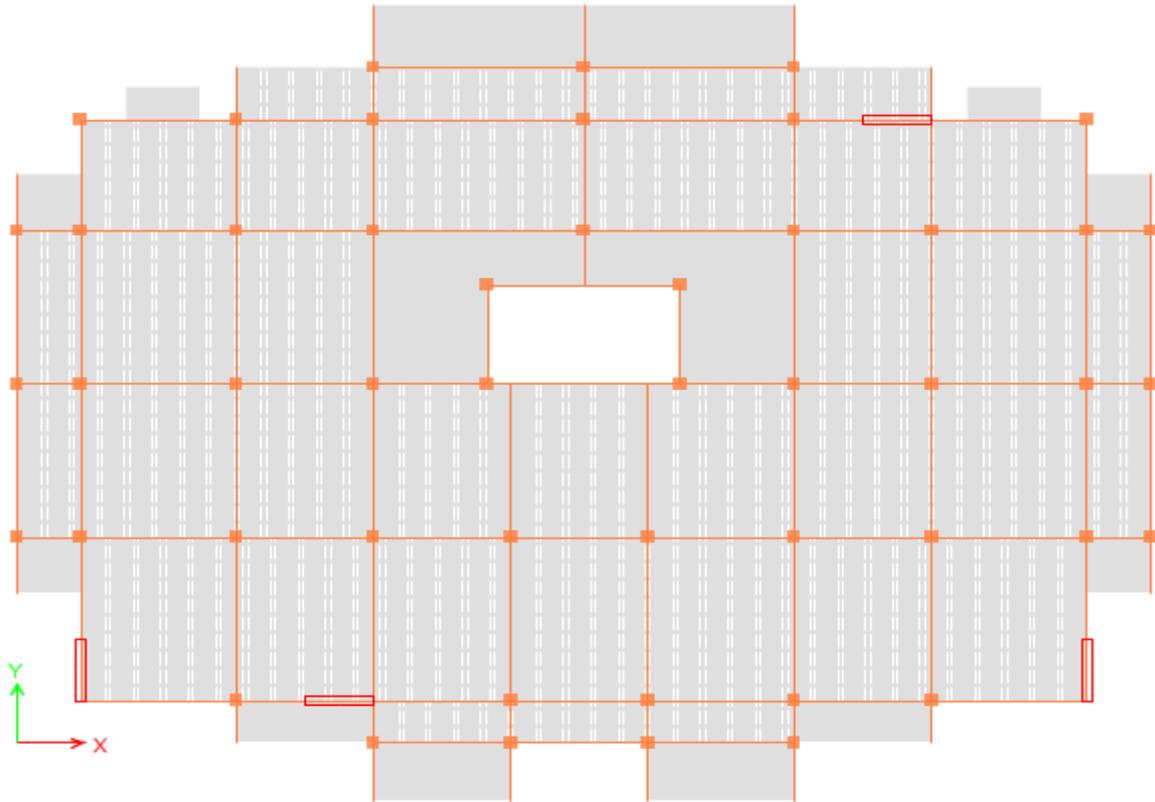


Variante 6 :

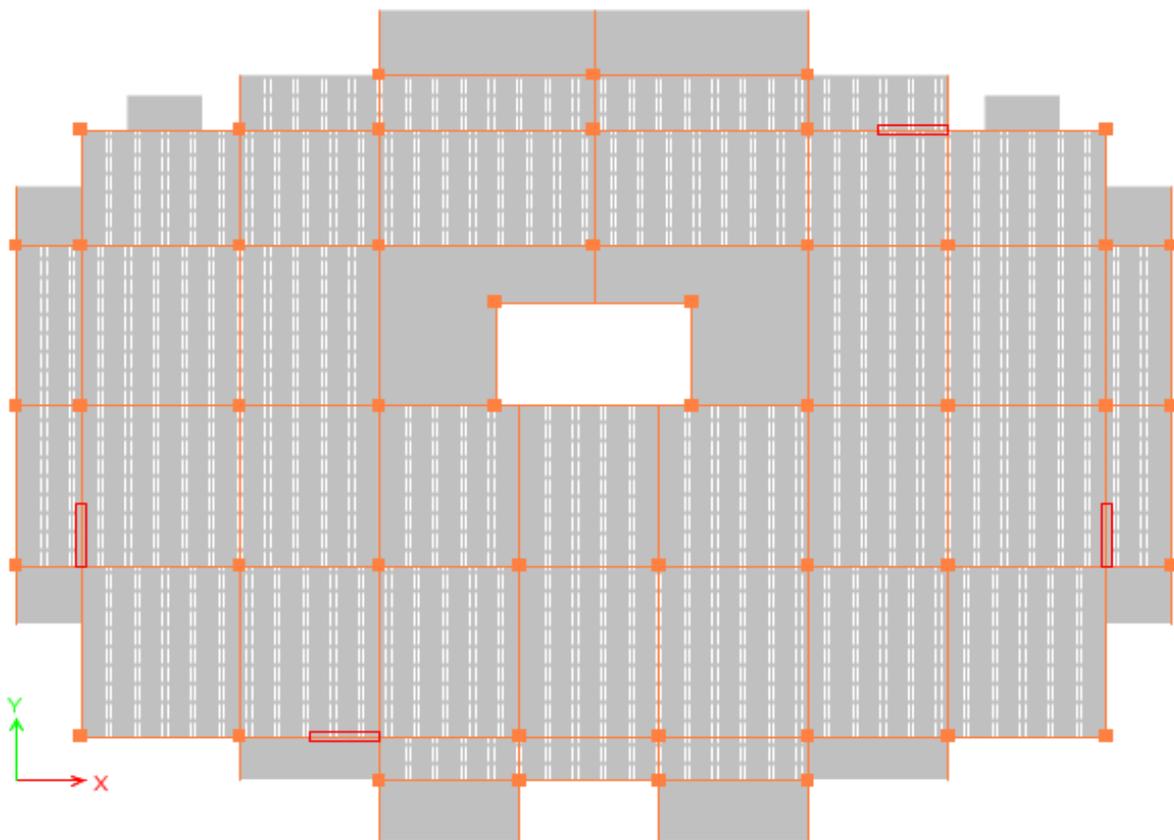


**Les Variants suivants Y :**

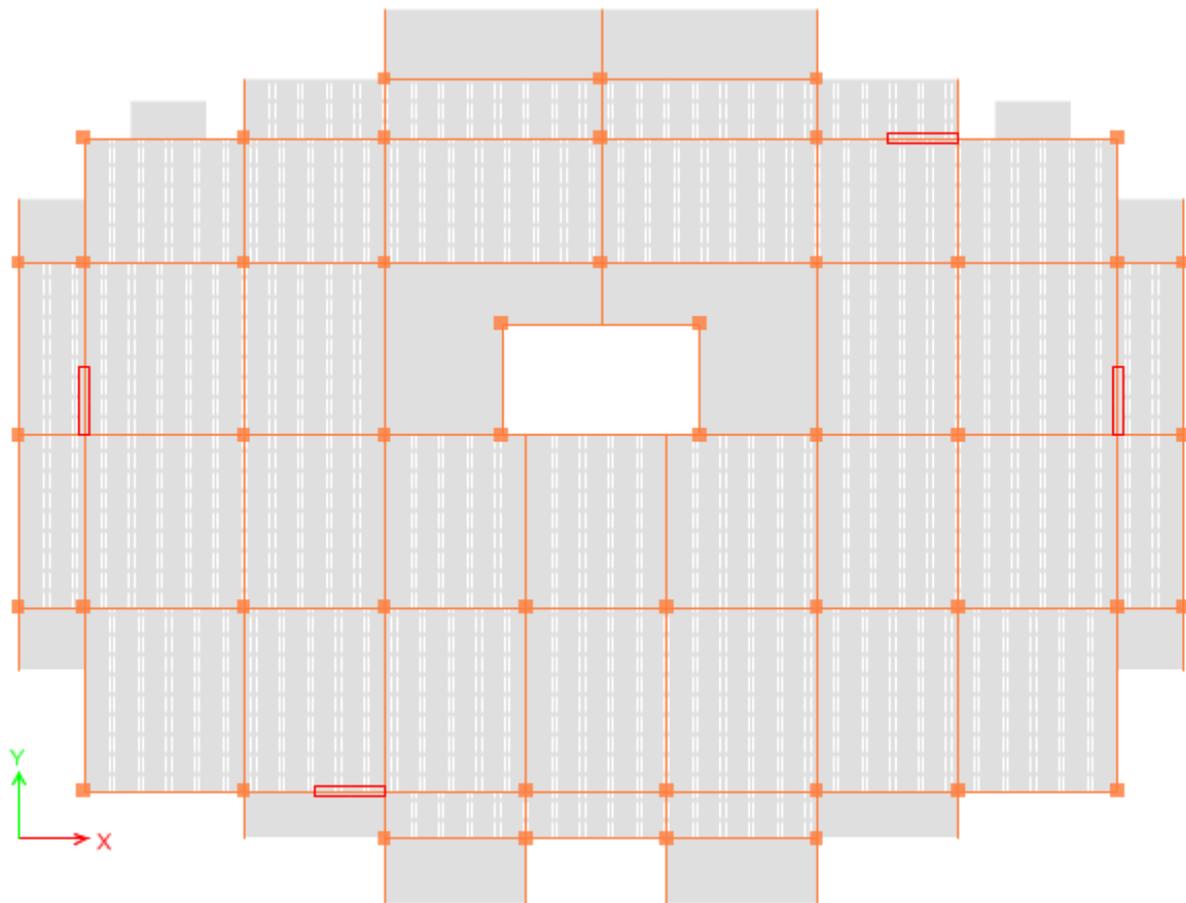
**Variante 1 :**



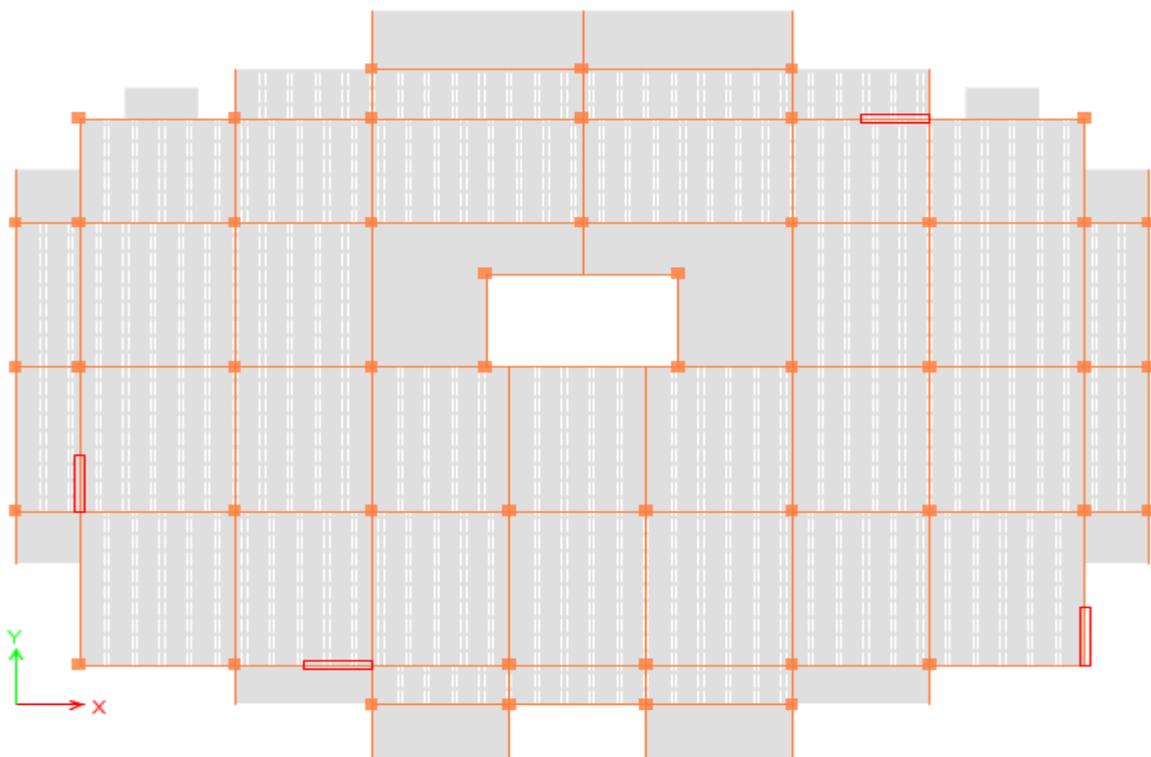
**Variante 2 :**



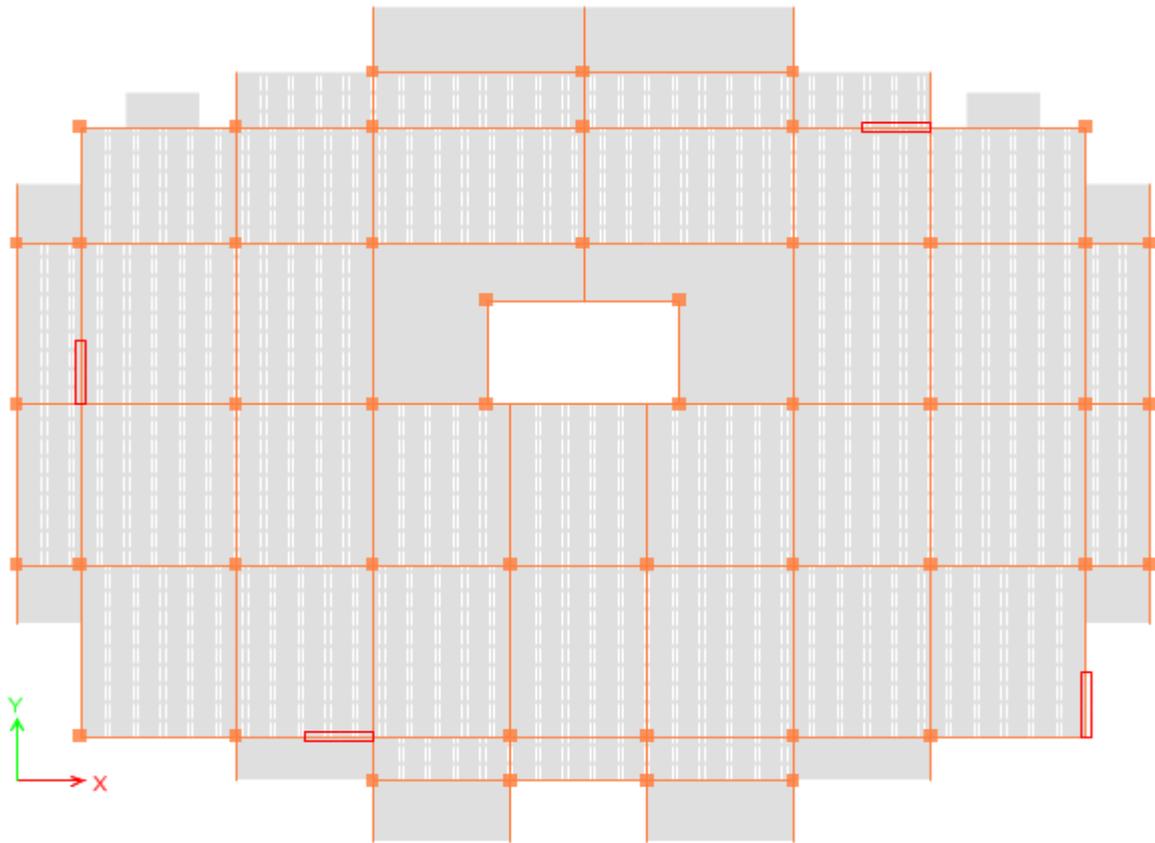
Variante 3 :



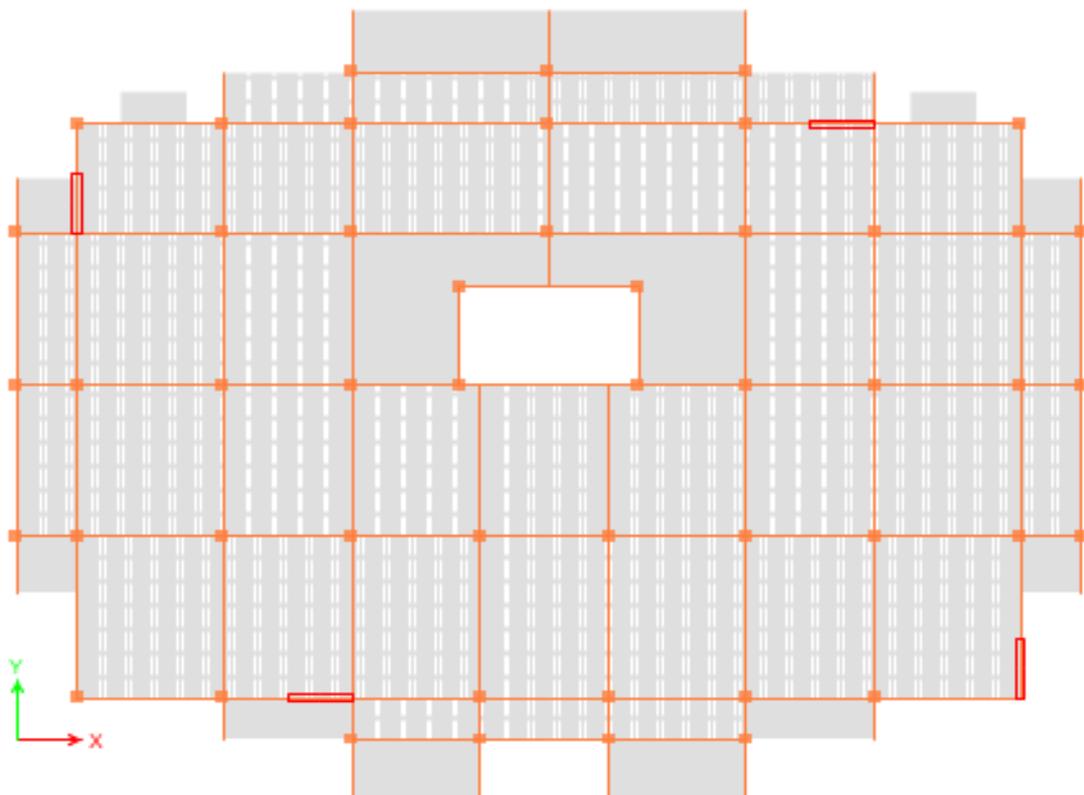
Variante 4 :



Variante 5 :



Variante 6 :

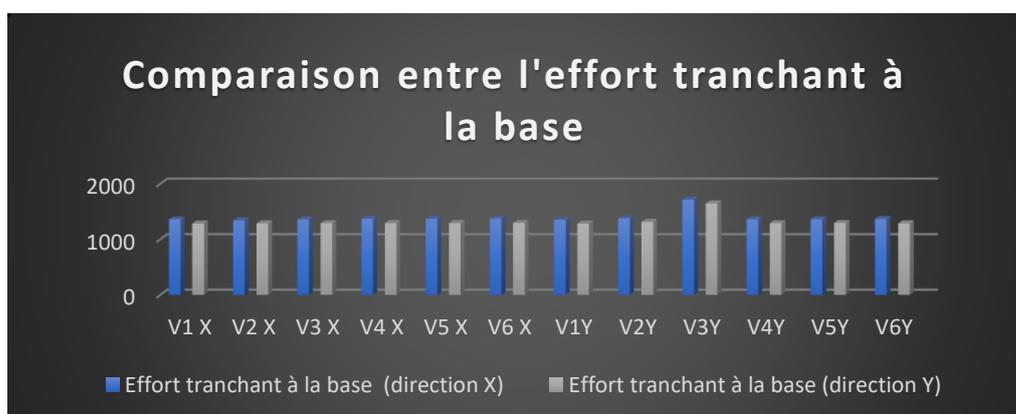


## Les résultats dynamiques :

Selon la direction X				
Les variantes	Effort tranchant à la base (direction X)	Effort normal réduit	Déplacement au sommet	Renversement
V1 X	1360,9286	0.27	0.31	19240,3007
V2 X	1341,3534	0.26	0.30	19284,4492
V3 X	1358,9172	0.26	0.31	19315,3826
V4 X	1371,1755	0.26	0.31	19340,5096
V5 X	1371,0643	0.26	0.31	19346,9768
V6 X	1372,9953	0.27	0.31	19360,1825
V1Y	1352,8914	0.27	0.31	19222,5985
V2Y	1377,8638	0.27	0.31	19640,176
V3Y	1715,4157	0.27	0.39	24664,7401
V4Y	1362,4484	0,27	0.31	19317,1261
V5Y	1363,685	0.27	0.31	19369,5332
V6Y	1366,2103	0.27	0.31	19278,5783

Selon la direction Y				
Les variantes	Effort tranchant à la base (direction Y)	Effort normal réduit	Déplacement au sommet	Renversement
V1 X	1285,6543	0.27	0.35	20374,9649
V2 X	1288,9595	0.26	0.35	20059,3474
V3 X	1291,1333	0.26	0.35	20351,3566
V4 X	1292,8324	0.26	0.35	20532,7343
V5 X	1293,2163	0.26	0.35	20529,4998
V6 X	1295,1311	0.27	0.35	20540,2889
V1Y	1285,0451	0.27	0.37	20263,6856
V2Y	1315,2401	0.27	0.35	20621,1376
V3Y	1649,3569	0.27	0.42	25702,8464
V4Y	1291,8178	0.27	0.35	20408,7683
V5Y	1295,5644	0.27	0.35	20422,3742
V6Y	1288,5057	0.27	0.35	20463,23

- Comparaison entre l'effort tranchant à la base :

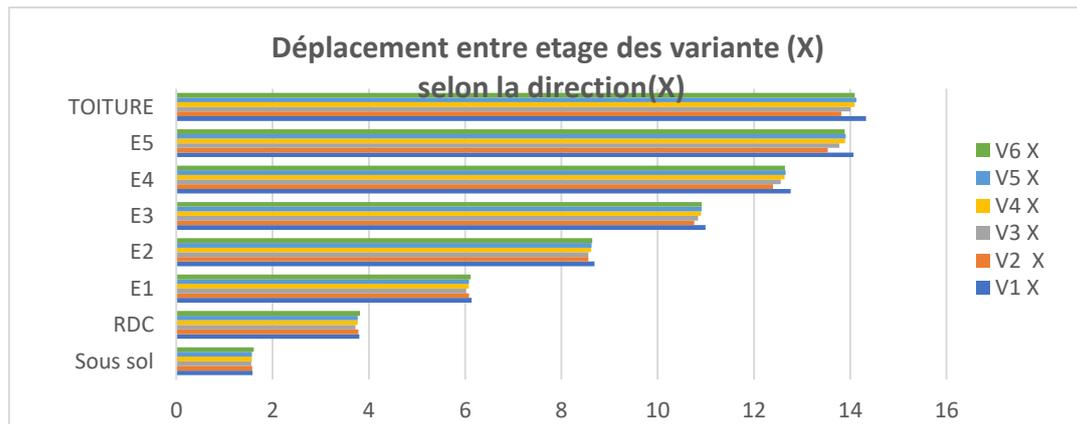


### Commentaire :

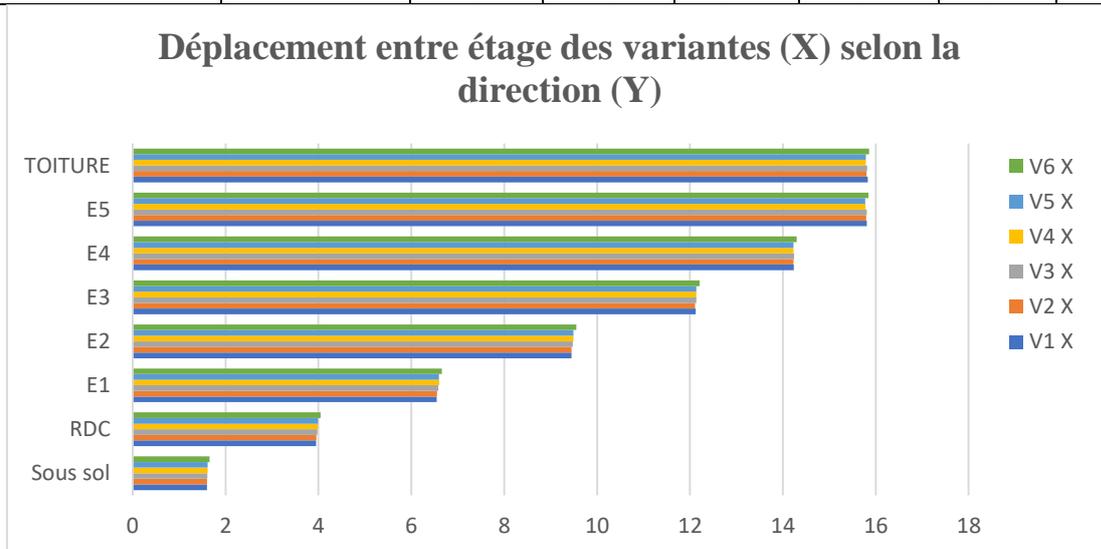
- Toutes les vérifications réglementaires de l'RPA sont vérifier.
- L'effort tranchant à la base dans tout les variantes sont identique sauf que la variante V3Y est plus grande mais il est vérifier.

• Le Déplacement entre étage des variantes X :

Selon la direction X	LES VARIANTE X						
	Les Etages	V1 X	V2 X	V3 X	V4 X	V5 X	V6 X
Déplacement entre étage	Sous sol	1,58	1,573	1,555	1,572	1,57	1,612
	RDC	3,799	3,781	3,724	3,765	3,768	3,812
	E1	6,132	6,08	6,02	6,073	6,083	6,114
	E2	8,687	8,559	8,562	8,615	8,628	8,642
	E3	10,994	10,76	10,837	10,9	10,915	10,913
	E4	12,763	12,396	12,558	12,641	12,658	12,646
	E5	14,067	13,531	13,775	13,892	13,909	13,889
	TOITURE	14,329	13,815	14,008	14,092	14,13	14,097

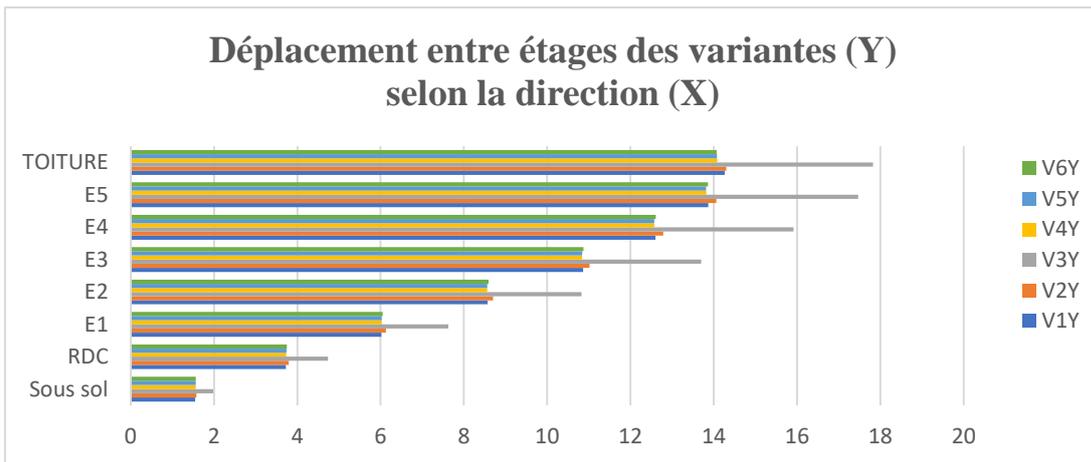


Selon la direction Y	LES VARIANTE X						
	Les Etages	V1 X	V2 X	V3 X	V4 X	V5 X	V6 X
Déplacement entre étage	Sous sol	1,598	1,603	1,609	1,615	1,615	1,654
	RDC	3,949	3,958	3,975	3,989	3,99	4,045
	E1	6,55	6,557	6,582	6,599	6,598	6,659
	E2	9,452	9,451	9,48	9,49	9,489	9,553
	E3	12,12	12,112	12,14	12,139	12,137	12,203
	E4	14,234	14,226	14,243	14,232	14,228	14,295
	E5	15,808	15,793	15,805	15,777	15,774	15,841
	TOITURE	15,826	15,8	15,818	15,788	15,786	15,855

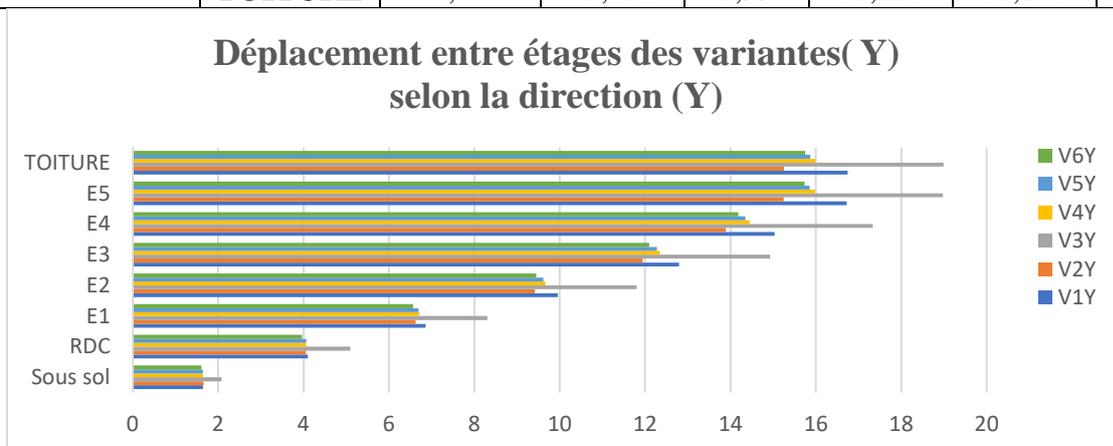


- Le Déplacement entre étage des variantes Y :

Selon la direction X	LES VARIANTE Y						
	Les Etages	V1Y	V2Y	V3Y	V4Y	V5Y	V6Y
Déplacement entre étage	Sous sol	1,55	1,58	1,978	1,558	1,56	1,564
	RDC	3,721	3,793	4,734	3,735	3,738	3,749
	E1	6,023	6,126	7,627	6,029	6,029	6,051
	E2	8,566	8,699	10,826	8,561	8,561	8,589
	E3	10,861	11,016	13,702	10,839	10,839	10,872
	E4	12,6	12,784	15,919	12,571	12,569	12,611
	E5	13,871	14,065	17,467	13,824	13,818	13,861
	TOITURE	14,261	14,305	17,824	14,085	14,076	14,073



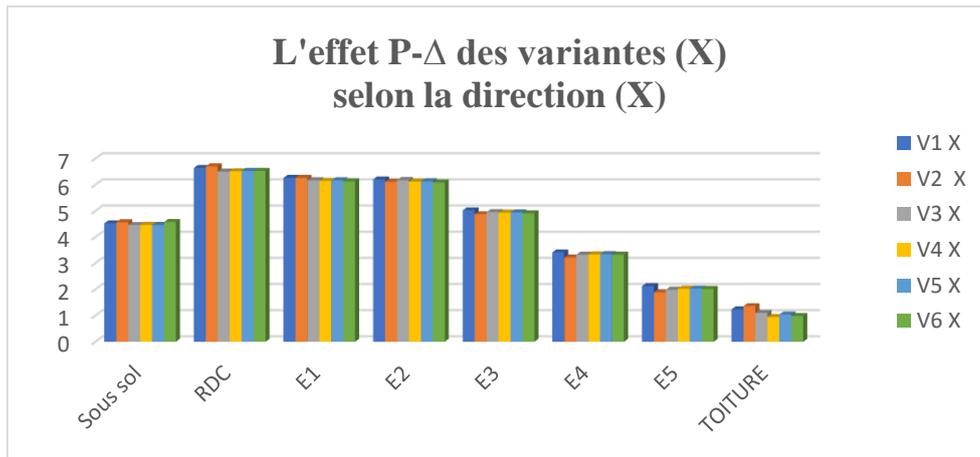
Selon la direction Y	LES VARIANTE Y						
	Les Etages	V1Y	V2Y	V3Y	V4Y	V5Y	V6Y
Déplacement entre étage	Sous sol	1,645	1,66	2,08	1,643	1,646	1,606
	RDC	4,1	4,057	5,094	4,06	4,061	3,967
	E1	6,855	6,621	8,306	6,714	6,695	6,563
	E2	9,952	9,422	11,798	9,66	9,616	9,447
	E3	12,798	11,945	14,927	12,347	12,276	12,092
	E4	15,032	13,889	17,332	14,449	14,351	14,184
	E5	16,72	15,247	18,976	15,976	15,858	15,734
	TOITURE	16,744	15,252	18,991	15,991	15,871	15,75



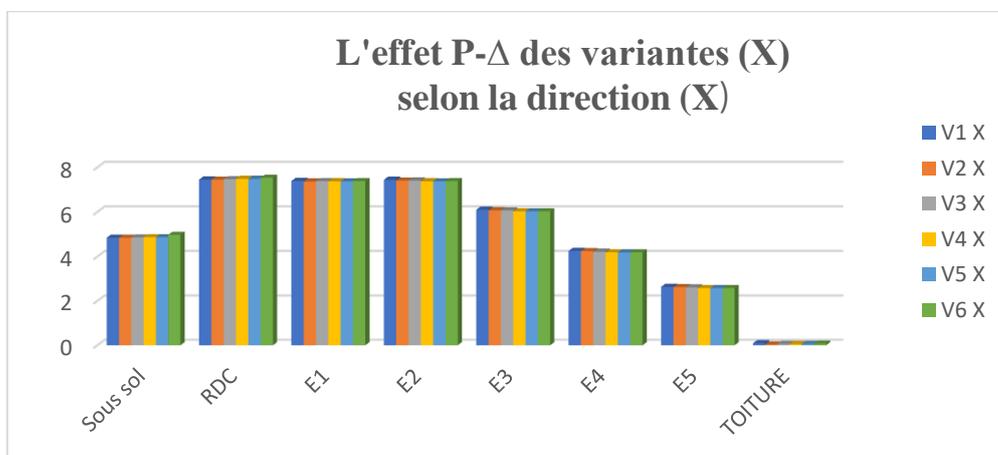
- Le déplacement entre étage est identiques sauf que les variantes V1Y et V3Y.
- Le déplacement entre étage est plus grand dans V1Y et V3Y mais il est vérifié dans tout les variantes.

- L'effet P-Δ des variantes X :

Selon la direction X	LES VARIANTE X						
	Les Etages	V1 X	V2 X	V3 X	V4 X	V5 X	V6 X
L'effet P-Delta	Sous sol	4,523384799	4,5686799	4,459339	4,4664731	4,4611523	4,5750435
	RDC	6,641583699	6,7045311	6,502561	6,5136329	6,5287788	6,5304892
	E1	6,262000825	6,2627405	6,1715805	6,1469882	6,1660182	6,1309088
	E2	6,200988252	6,1122989	6,1770393	6,1213227	6,1303493	6,089865
	E3	5,018752251	4,8715171	4,9555663	4,9324869	4,9404987	4,906031
	E4	3,414795224	3,219846	3,325318	3,3357094	3,344293	3,3250671
	E5	2,125632979	1,8899066	1,9875786	2,02583	2,0298822	2,018223
	TOITURE	1,23649868	1,3599832	1,103132	0,9410508	1,0391869	0,9812172



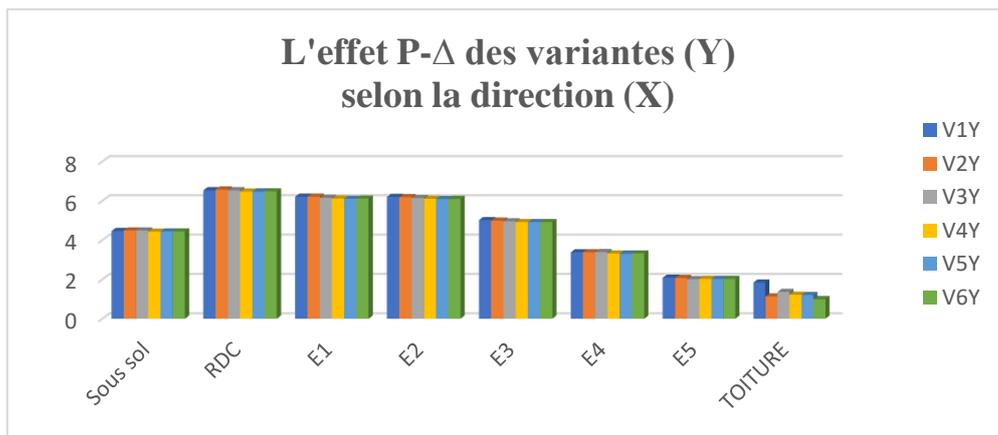
Selon la direction Y	LES VARIANTE X						
	Les Etages	V1 X	V2 X	V3 X	V4 X	V5 X	V6 X
L'effet P-Delta	Sous sol	4,842775721	4,8450635	4,8564403	4,8667106	4,8652659	4,9764657
	RDC	7,449357233	7,4429072	7,467479	7,4804913	7,4813466	7,5253626
	E1	7,386696719	7,3634958	7,3767853	7,3729925	7,3649677	7,3792955
	E2	7,439209692	7,4025012	7,4046107	7,3737038	7,3712111	7,3775948
	E3	6,102002463	6,0724707	6,0656071	6,0284215	6,024051	6,0285929
	E4	4,25189958	4,2420009	4,2167239	4,1889893	4,1835018	4,1868669
	E5	2,636540663	2,6188732	2,6113496	2,576511	2,5771868	2,580149
	TOITURE	0,087923684	0,0341319	0,0634051	0,0535295	0,0583689	0,0682344



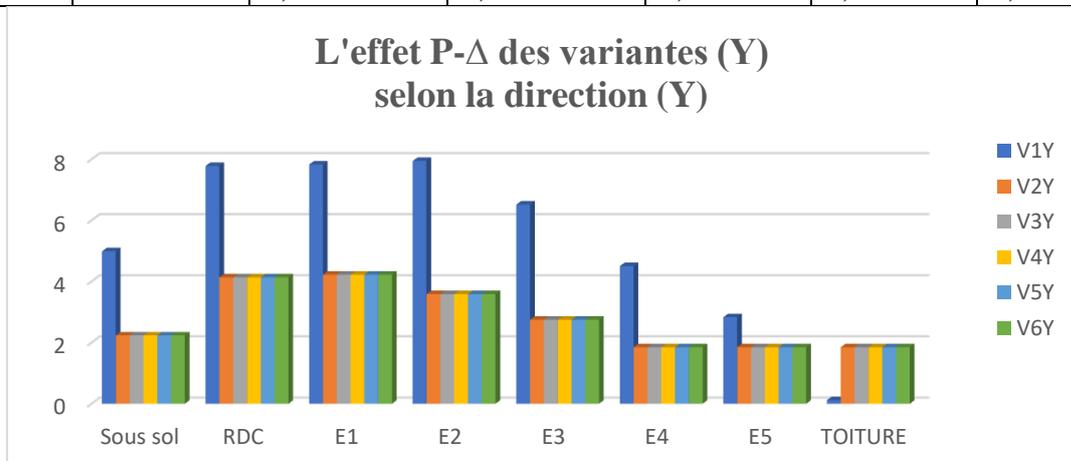
- L'effet P-Δ est identiques dans les variantes (X) selon les 2 direction.

• L'effet P-Δ des variantes Y :

Selon la direction X	LES VARIANTE Y						
	Les Etages	V1Y	V2Y	V3Y	V4Y	V5Y	V6Y
L'effet P-Delta	Sous sol	4,46289959	4,48622141	4,4887629	4,4327179	4,4370081	4,4375361
	RDC	6,53448436	6,57178442	6,5349694	6,4713244	6,4729564	6,4772529
	E1	6,21166946	6,2068878	6,1461173	6,1095632	6,0974638	6,1143754
	E2	6,20316851	6,18695343	6,141742	6,0958765	6,0930876	6,0943713
	E3	5,01735444	4,99260603	4,9527293	4,9156066	4,9130637	4,9141088
	E4	3,37363604	3,37972746	3,3910207	3,3166151	3,3111132	3,3222492
	E5	2,08174216	2,06794686	2,0092041	2,0277026	2,0206078	2,0189258
	TOITURE	1,84148147	1,12789095	1,3604479	1,2227209	1,2081494	0,9926311



Selon la direction Y	LES VARIANTE Y						
	Les Etages	V1Y	V2Y	V3Y	V4Y	V5Y	V6Y
L'effet P-Delta	Sous sol	4,983103022	2,232820123	2,2328201	2,2328201	2,2328201	2,23282012
	RDC	7,778530809	4,129999723	4,1299997	4,1299997	4,1299997	4,12999972
	E1	7,825634717	4,218654985	4,218655	4,218655	4,218655	4,21865498
	E2	7,942004325	3,580197611	3,5801976	3,5801976	3,5801976	3,58019761
	E3	6,513942323	2,746234045	2,746234	2,746234	2,746234	2,74623404
	E4	4,497553154	1,847252847	1,8472528	1,8472528	1,8472528	1,84725285
	E5	2,8277601	1,847252847	1,8472528	1,8472528	1,8472528	1,84725285
	TOITURE	0,117536282	1,847252847	1,8472528	1,8472528	1,8472528	1,84725285



**Commentaire :**

- L'effet  $P-\Delta$  est vérifié dans toutes les variantes.
- L'effet  $P-\Delta$  dans les variantes (Y) est identique selon la direction (X) mais on voit dans la direction Y que la variante V1Y est plus grande que l'autre variante.

**Conclusion :**

On peut conclure que la disposition des voiles n'a pas d'influence sur les vérifications réglementaires.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Les Conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumés dans les points suivants :

-le prédimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse.

-la partie dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA99 VERSION 2003, C.B.A 93 et BAEL 91 modifiée 99)

- Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

-présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception le calcul de la structure.

-la reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation.

-le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

-l'utilisation des méthodes numériques tel que le logiciel ETABS, et le programme EXCEL permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, pour l'ETABS, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

- concernant l'étude de l'influence le but de cette recherche permet de rechercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

L'interprétation des résultats de l'étude comparative menée sur les 12 variantes, nous a montré que les vérifications règlementaires sont plus importants pour la structure .

-On conclure que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

# Bibliographique

## **REGLEMENT :**

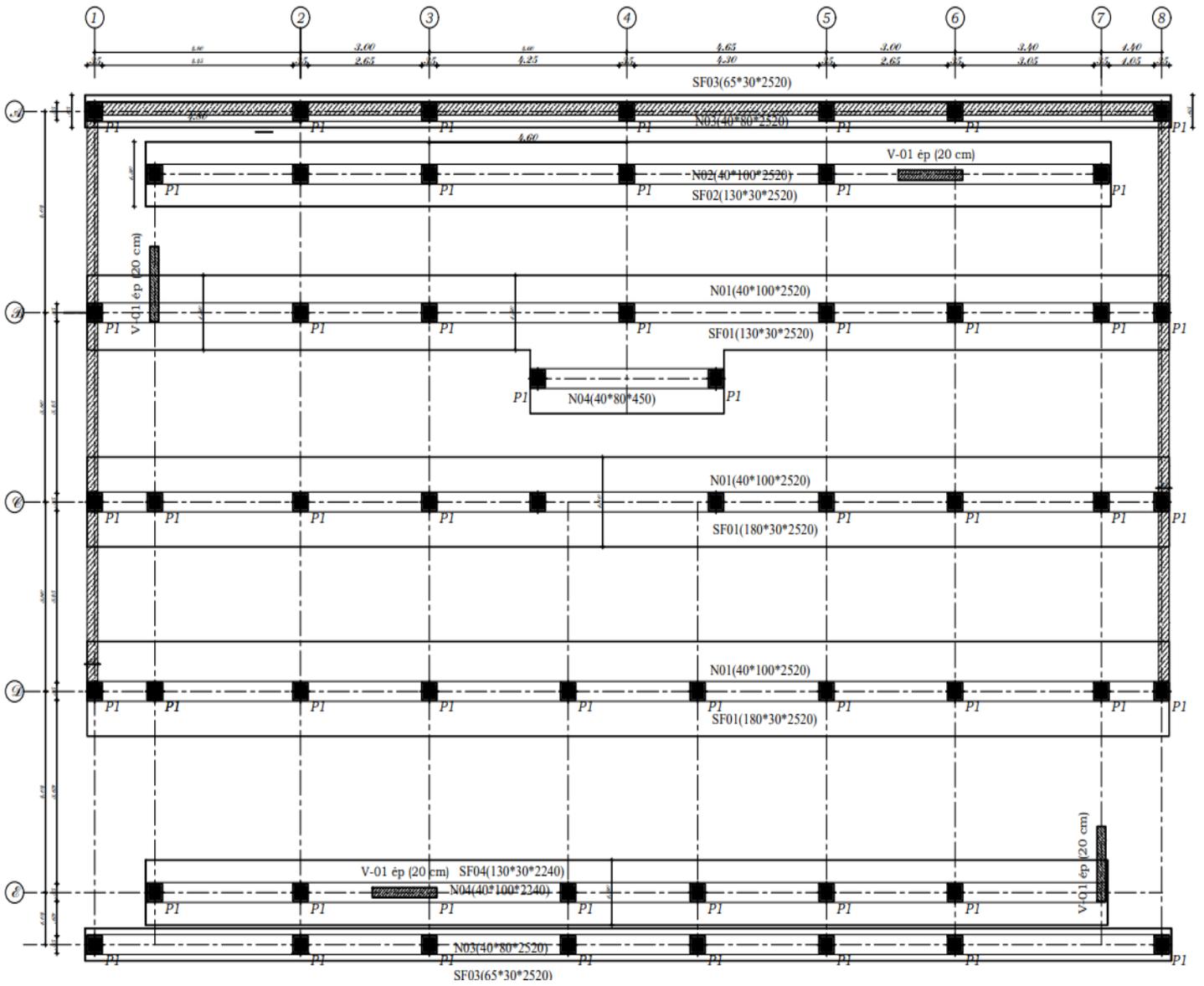
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2.
- NBN EN 206-1.

## **LIVRE:**

- Le béton armé aux états limites (Mr KEBAILI).

## **LES LOGICIELES:**

- Logiciel d'analyse des structures "CSI ETABS2017" (modélisation ; analyses et calcule).
- Excel 2013 (calcul).
- Logiciel ROBOT EXPERT 2010 (calcul de ferrailage et vérification).
- Word 2013 (traitement des textes)
- Logiciel AUTOCAD 2017 (dessin).



**PLAN FONDATION FILLANTE**

*PLAN COFFRAGE DALLAGE SOUS SOL NIV : -3.50m*

