

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA  
BADJI MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : Science de l'ingénierie

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 D'UN BATIMENT (R+5) EN BETON ARME A USAGE  
D'HABITATION**

Présenté par : Habbeche Zahra El Nada

Remichi Sonia

Encadrant : Mr Athmani Allaeddine *MCB* *UBM ANNABA*

Jury de Soutenance :

Djeghaba Kamel	Professeur	UBM ANNABA	Président
Athmani Allaeddine	MCB	UBM ANNABA	Encadrant
Menadi Souad	MCB	UBM ANNABA	Examinateur

Année Universitaire : 2019/2020

# REMERCIEMENTS

«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, «**Amara et Habbeche**» et toute la famille «**Remichi et Allouche**» 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 Menadi Souad** 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.

Nous remercions nos camarades plus particulièrement **Harrat Oulfa, Zeghaida Ferial et BK. Abdelarahim** pour leurs aides.

Nos frères et sœurs :

**Boulhis Chiraze, Benaissa Mohamed Elamine, Soudani Leila, Bouchehit Amina, Atailia Rima, Derouiche Malik AimenetAouacheria Djamel Eddine.**

## ملخص

هدف هذا المشروع دراسة مبنى سكني يتكون من طابق أرضي مع خمس طوابق، يقع المبنى في ولاية عنابة، المصنف في المجموعة الثانية والمنطقة (IIa) حسب القانون الجزائري للزلازل

سيتم خلط نوع الدعامات ( جدران البوابة)، مع تبرير التفاعل (يجب أن تأخذ إطارات البوابة 02 % على الأقل من قوة القص للطوابق).

تم تصميم الهيكل بواسطة ETABS وتم إنشاء تقوية عناصر الهيكل ( الأعمدة، الجدار، الأرضية، سلم، الشرفة، الأساس، إلخ) وفقاً لقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93)، بتطبيق قانون BAEL 99 ولائحة الزلازل الجزائرية (RPA99 / 2003) تم تنفيذ حساب التعزيز بواسطة برنامج "ROBOT EXPERT"  
**الكلمات الرئيسية :** دراسة ؛ بناء ؛ الأعمدة ؛ الرافدة ؛ الجدار ؛ إيتابس ؛ روبرو خبير ؛ أوتوكاد.

## **RESUME**

Le présent projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation. La structure est implantée à Annaba. L'ouvrage est classé dans le «groupe d'usage 02» et implanté en zone IIa selon le règlement parasismique algérien RPA99/version2003.

Le type de contreventement sera mixte (voiles portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

La structure est modélisée par ETABS et le ferrailage les éléments de la structure (poteaux, poutres, voile, plancher, balcon escalier, fondation...etc.) est établi conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL99 et le règlement parasismique algérien (RPA99/2003). Le calcul de ferrailage a été mené par le logiciel «ROBOT EXPERT».

**MOTS-CLES :** ÉTUDE ; BÂTIMENT ; PORTIQUE ;VOILE ; ETABS ; ROBOT EXPERT ;AutoCAD.

## **ABSTRACT**

The present project consists of studying a building (R+5) for residential use, the structure is located in Annaba. The structure is classified in (use group 02) and located in zone (IIa) according to the Algerian earthquake regulations (RPA99Version2003). The type of bracing will be mixed (frame, walls), with justification of the interaction (the portal frames must take up at least 25% of the shearing force of the story).

The structural modelling is done by “ETABS” and the reinforcement of the elements of the structure (columns, beam, floors, balconies, stairs, foundation, etc.) were made in accordance with the rules of design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93) ,apply the (BAEL99) and the earthquake regulation (RPA99Version2003) it was carried out by the reinforcement software (ROBOT EXPERT)

**Keyword:** Study, building, portal frame, wall, ETABS, ROBOT EXPERT, AutoCAD

# Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	7
Chapitre IPRESENTATION DE L'OUVRAGE	
1. Introduction .....	9
2. Caractéristiques Géométriques .....	10
3. L'ossature .....	10
4. Caractéristique mécaniques des matériaux .....	10
4.1. Béton .....	10
4.2. Acier .....	12
5. Hypothèses de calcul.....	13
CHAPITRE II PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ETEVALUATION DES CHARGES	
1. Introduction .....	15
2. Pré-dimensionnement des éléments porteurs .....	15
2.1. Les poutres .....	15
2.2. Les voiles .....	16
3. Pré-dimensionnement des éléments secondaires .....	16
3.1. Les Planchers.....	16
3.2. L'escalier.....	18
3.3. L'acrotère .....	20
4. Evaluation des charges et surcharges.....	20
4.1. Les charges permanentes .....	21
4.2. Surcharges d'exploitation .....	24
5. Conclusion.....	24
Chapitre III ETUDE SISMIQUE	
1. L'objectif de l'étude sismique .....	26
2. Méthode statique équivalente .....	26
3. Méthode d'analyse modale spectrale .....	26
4. Disposition des voiles .....	28
5. Vérifications réglementaires.....	29
5.1. Analyse modale.....	29
5.2. Vérification de l'effort normal réduit .....	29
5.3. Vérification de l'effort tranchant à la base .....	30
5.4. Vérification de l'excentricité.....	30
5.5. Vérification vis-à-vis des déformations .....	31
5.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	32
5.7. Vérification vis-à-vis au renversement .....	32
6. Conclusion.....	33
Chapitre IVCALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	
1. Etude de plancher corps creux .....	35
1.1. Etude de poutrelles .....	35
1.2. Armatures de la table compression .....	36
2. Etude de dalle pleine .....	37

2.1. Etude de balcon .....	37
2.2. Etude de la dalle d'accès principal .....	40
3. Etude de l'escalier .....	42
4. Etude de la poutre palière .....	45
5. Etude de l'acrotère .....	47
6. Conclusion .....	48
<b>Chapitre V FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS</b>	
1. Ferrailage des poteaux .....	50
2. Ferrailage des poutres .....	56
3. Ferrailage des voiles .....	63
4. Conclusion.....	69
<b>CHAPITRE VI ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</b>	
1. Introduction .....	71
2. Radier nervuré.....	72
3. Calcul de ferrailage du radier nervuré .....	75
4. Conclusion.....	79
CONCLUSION GENERALE.....	80

## LISTE DES FIGURES

Figure I-1: la façade de la structure R+5 .....	9
Figure I-2: vue en plan de la structure R+5 .....	9
Figure I-3: diagramme contrainte-déformation du béton .....	11
Figure I-4: diagramme contrainte-déformation du béton .....	11
Figure I-5: diagramme contrainte-déformation de l'acier .....	12
Figure II-1: Dalle a corps creux .....	17
Figure II-2: Dalle pleine « balcon » .....	17
Figure II-3: schéma de l'escalier .....	18
Figure II-4: schéma de l'acrotère .....	20
Figure III-1: figure de la structure en 3D.....	27
Figure III-2: vue en plan de la structure. ....	27
Figure III-3: disposition des voiles.....	28
Figure III-4: Poteaux 40*40.....	30
Figure IV-1: schéma de ferrailage plancher corps creux.....	39
Figure IV-2: schéma de ferrailage balcon de la cuisine et séjour.....	39
Figure 0IV-3: schéma de ferrailage de la dalle d'accès principal.....	42
Figure IV-4: charges G et surcharges Q de l'escalier .....	42
Figure IV-5: Diagramme des moments.....	43
Figure IV-6: section du palier et paillasse .....	43
Figure IV-7: ferrailage de l'escalier.....	45
Figure IV-8: ferrailage de la poutre palière.....	46
Figure IV-9 : schéma de ferrailage de l'acrotère.....	48
Figure V-1 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	55
Figure V-2 : schéma de ferrailage de poutre principale pour les étages (RDC-1-2-3-5).....	61
Figure V-3 : schéma de ferrailage de poutre principale étage 4.....	62
Figure V-4 : schéma de ferrailage de poutre secondaire.....	62
Figure V-5 : Disposition des voiles.....	64
Figure V-6 : schéma de ferrailage des voiles sens vx1 et vx2.....	67
Figure V-7 : schéma de ferrailage des voiles sens vy1 et vy2.....	68
Figure VI-1: schéma du cas défavorable .....	71
Figure VI-2: schéma de radier nervuré.....	73
Figure VI-3: contrainte de radier à l'ELS.....	73
Figure VI-4: Moment M11 à l'ELU.....	74
Figure VI-5: Moment M12 a l'ELU.....	74
Figure VI-6: schéma de ferrailage du radier.....	77
Figure VI-7: schéma de ferrailage des nervures.....	79



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1:charge permanente d'étage courants.....	21
Tableau II-2:Charge permanente de balcon.....	21
Tableau II-3:charge permanente terrasse inaccessible. ....	22
Tableau II-4:charge permanente de volée.....	22
Tableau II-5:charge permanente de palier. ....	23
Tableau II-6:charge permanente murs double parois. ....	23
Tableau II-7:charge permanente de la dalle pour l'accès principal .....	23
Tableau III-1:Analyse modale de la structure.....	29
Tableau III-2:calcul de V Statique. ....	30
Tableau III-3:vérification de l'effort tranchant à la base.....	30
Tableau III-4:centre de masse et de rigidité de poteaux (40*40).....	31
Tableau III-5:l'excentricité de poteaux (40*40). ....	31
Tableau III-6:déplacement inter-étage de poteaux (40*40) sens X-X. ....	31
Tableau III-7:déplacement inter-étage de poteaux (40*40) sens Y-Y. ....	32
Tableau III-8:déplacement au sommet de poteaux (40*40). ....	32
Tableau III-9:l'effet P- $\Delta$ de poteaux (40*40). ....	32
Tableau III-10:vérification au renversement de poteaux (40*40).....	32
Tableau IV-1:les armatures longitudinales de plancher corps creux. ....	35
Tableau IV-2:vérification de la contrainte de béton.....	35
Tableau IV-3:vérification de la contrainte de l'acier. ....	36
Tableau IV-4:vérification de l'effort tranchant.....	36
Tableau IV-5:ferraillage balcon de la cuisine. ....	37
Tableau IV-6:ferraillage balcon de séjour. ....	37
Tableau IV-7:vérification de la contrainte de béton.....	38
Tableau IV-8:vérification de la contrainte de l'acier. ....	38
Tableau IV-9:vérification de la flèche.....	39
Tableau IV-10:ferraillage de la dalle d'accès principal.....	40
Tableau IV-11:vérification de la contrainte de béton.....	40
Tableau IV-12:vérification de la contrainte de l'acier .....	41
Tableau IV-13:vérification de la flèche.....	46
Tableau IV-14:ferraillage d'escalier.....	43
Tableau IV-15:vérification de l'effort tranchant.....	44
Tableau IV-16:vérification de la contrainte de béton.....	44
Tableau IV-17:vérification de la contrainte de l'acier.....	44
Tableau IV-18:vérification de la flèche.....	44
Tableau IV-19: Armatures longitudinales de la poutre palière.....	45
Tableau IV-20 : Armatures transversales de la poutre palière.....	45
Tableau IV-21:vérification de l'effort tranchant.....	45
Tableau IV-22:vérification de la contrainte de béton.....	46
Tableau IV-23:vérification de la contrainte de l'acier.....	46
Tableau IV-24:vérification de la flèche.....	46

Tableau IV-25:les combinaisons des charges de l'acrotère.....	47
Tableau IV-26: Armatures principales de l'acrotère.....	48
Tableau IV-27:Armatures répartitions de l'acrotère.....	48
Tableau IV-28:Vérification de l'effort tranchant de l'acrotère.....	48
Tableau V-1 : contraintes caractéristiques et coefficient de sécurité.....	50
Tableau V-2 : L'effort (N) et moment(M) des poteaux.....	51
Tableau V-3 : Le pourcentage des armatures longitudinales des poteaux.....	52
Tableau V-4 : ferrailage longitudinal des poteaux.....	52
Tableau V-5 : ferrailage transversal de poteaux.....	53
Tableau V-6 : Vérification de la contrainte de béton.....	54
Tableau V-7 : Vérification de la contrainte de l'acier.....	54
Tableau V-8 : les moments de poutres principale et secondaire.....	56
Tableau V-9 : ferrailage longitudinal de poutres principale et secondaire.....	58
Tableau V-10 : ferrailage transversal de poutres principale et secondaire.....	59
Tableau V-11 : vérification de la contrainte de béton poutre principale.....	59
Tableau V-12 : vérification de la contrainte de béton poutre secondaire.....	59
Tableau V-13 : vérification de la contrainte de l'acier poutre principale.....	60
Tableau V-14 : vérification de la contrainte de l'acier poutre secondaire.....	60
Tableau V-15 : vérification de l'effort tranchant.....	60
Tableau V-16 : vérification de la flèche poutre principale.....	60
Tableau V-17 : vérification de la flèche poutre secondaire.....	61
Tableau V-18 : Armatures verticales des voiles sens $V_{x1}$ et $V_{x2}$ .....	65
Tableau V-19 : Armatures verticales des voiles sens $V_{y1}$ et $V_{y2}$ .....	65
Tableau V-20 : Armatures horizontales des voiles.....	66
Tableau V-21 : Vérification de l'effort tranchant des voiles.....	66
Tableau VI-1:ferrailage de la dalle selon axe X-X. ....	75
Tableau VI-2:ferrailage de la dalle selon axe Y-Y. ....	75
Tableau VI-3:vérification de l'effort tranchant selon axe X-X et Y-Y.....	75
Tableau VI-4:Vérification de la contrainte de béton dans le sens X-X et Y-Y.....	76
Tableau VI-5:Vérification de la contrainte de l'acier dans le sens X-X et Y-Y.....	76
Tableau VI-6:ferrailage des nervures.....	77
Tableau VI-7:vérification de l'effort tranchant selon axe X-X et Y-Y.....	78
Tableau VI-8:Vérification de la contrainte de béton des nervures.....	78
Tableau VI-9:Vérification de la contrainte de l'Acier des nervures.....	79

## NOTATIONS ET SYMBOLES

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
F	force/action
N	effort normal
V	effort tranchant
$\sigma_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\sigma_s$	Contrainte de l'acier
$f_{bc}$	Contrainte de calcul
$f_{28}$	Résistance caractéristique a 28 jours
$f_e$	limite d'élasticité de l'acier
$f_{cj}$	Résistance à la compression
$f_{tj}$	Résistance à la traction
$\tau_u$	Contrainte de cisaillement
E	module de déformation longitudinale
$E_{ij}$	module de déformation longitudinale instantanée
$E_{iv}$	module de déformation longitudinale différée
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité béton
$\theta$	Coefficient d'application
$\eta$	Coefficient de fissuration coefficient d'équivalence
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité de l'acier
$\epsilon_s$	Allongement relatif de l'acier
$\epsilon$	Déformation
$\epsilon_{bc}$	raccourcissement relatif de béton comprimé
$\epsilon_r$	retrait de béton
$\nu$	Coefficient de poisson
G	module d'élasticité transversale
h	hauteur
L	longueurs ; distance
$h_t$	hauteur totale
$h_e$	hauteur d'étage
b	largeur
$b_0$	largeur de la nervure
$b_1$	largeur de poteau
a	épaisseur du voile
lx	la petite dimension du panneau de la dalle
ly	la grande dimension du panneau de la dalle
$L_0$	longueur libre
$L_f$	langueur de flambement
H'	hauteur de l'escalier

e	Épaisseur de paillasse
$\alpha$	Inclinaison de la paillasse
g	giron de la marche
M	Moment fléchissant
Mu	moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
Mt	moment fléchissant de travée
Ma	moment fléchissant en appui
$A_{\min}$	section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar	section d'armature de répartition
As	Section d'armature
st	espacement
$\emptyset$	Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés
HA	armature à haute adhérence
Ts	treillis soudés
Cp	Facteur de force horizontal
W	Poids total de la structure
Wp	Poids de l'élément considéré
Fp	Force horizontale agissant sur les éléments non structuraux
V	Force sismique total
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité

# INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions d'une manière générale.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans le domaine d'intervention : BTPH

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics, le bâtiment et l'hydraulique.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le travail qui nous a été confié. Notre travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. Nous procédons au calcul d'un bâtiment d'usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée plus 5 étages ; contreventé par un système mixte (voile+ portique).

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au pré- dimensionnement des éléments structuraux en déterminant les charges et les surcharges de la structure.
- Le troisième chapitre consiste à la modélisation et à l'étude dynamique du bâtiment par le logiciel <<ETABS 17>>
- Le quatrième chapitre traite le calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, balcon, escalier, ...etc.) en déterminant les sections de ferrailage nécessaire.
- Le cinquième chapitre traite le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutre, voile), fondé sur les résultats du logiciel ETABS.
- Le sixième chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

**Chapitre I**  
**PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

# Chapitre -I- PRESENTATION DE L'OUVRAGE

## 1. Introduction

Le présent projet consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation(R+5)en béton armé. Cet ouvrage sera implanté dans la ville d'Annaba, classé selon RPA99version2003 dans la zone de moyenne sismicité (IIa).

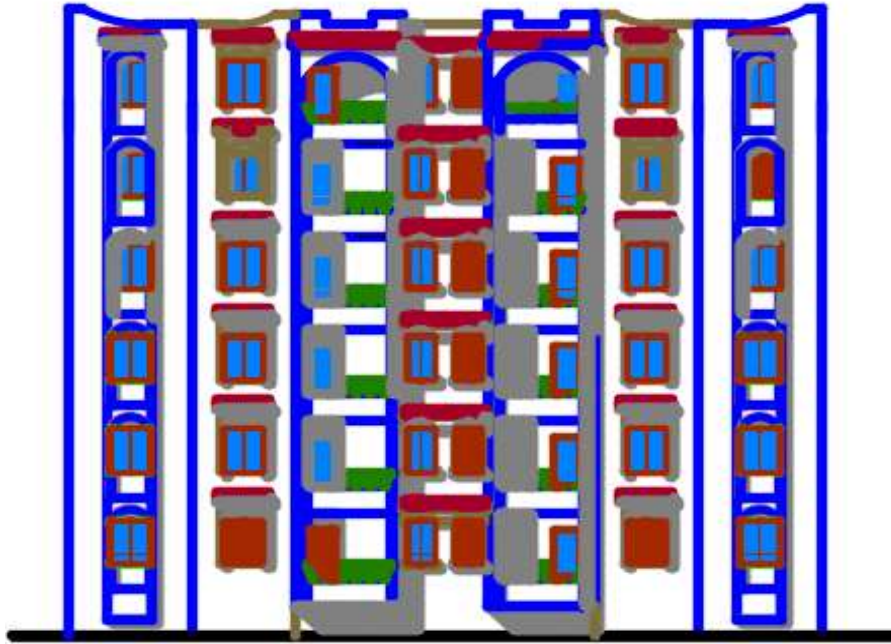


Figure I-1:la façade de la structure R+5

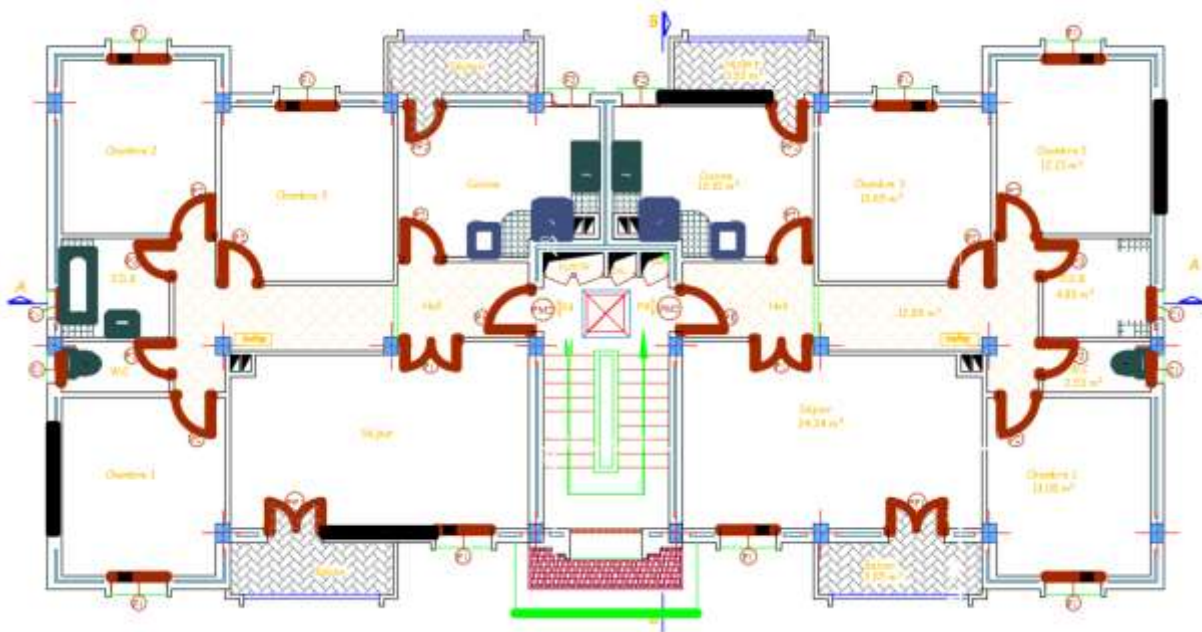


Figure I-2: vue en plan de la structure R+5

## Chapitre -I- PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### 2. Caractéristiques Géométriques

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- longueur de bâtiment : 23.90m
- largeur du bâtiment : 12m
- hauteur totale du bâtiment : 18.36m
- hauteur du RDC : 3.06 m
- hauteur d'étage : 3.06m

### 3. L'ossature

L'ossature du bâtiment est constituée par un système de contreventement mixte, assuré par des voiles et des portiques.

### 4. Caractéristique mécaniques des matériaux

#### 4.1. Béton

Le béton est un matériau homogène s'obtenant par mélange du ciment, eau, granulats (sable et graviers) et éventuellement d'adjuvants. Il est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours.

La masse volumique de béton courant varie entre 2200kg/m<sup>3</sup> et 2500 kg/m<sup>3</sup>.

- **Résistance caractéristique à la compression :**Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ( $f_{c28}=25\text{MPa}$ ).
- **Résistance caractéristique à la traction :**La résistance de béton en traction est très faible par rapport à sa résistance en compression. Elle est conventionnellement définie par la relation suivante :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ (MPa)}$  [C.B.A.93 A.2.1.1.2]

Cette formule est valable pour  $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$

- **Contrainte ultime limite :**
  - \* Contrainte limite à la compression

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

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$  sauf en cas des combinaisons accidentelles ( $\gamma_b = 1,15$ )

$\theta$  : coefficient en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$  durée d'application supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$  durée d'application entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0.85$  durée d'application inférieure à 1 heure.



## Chapitre -I- PRESENTATION DE L'OUVRAGE

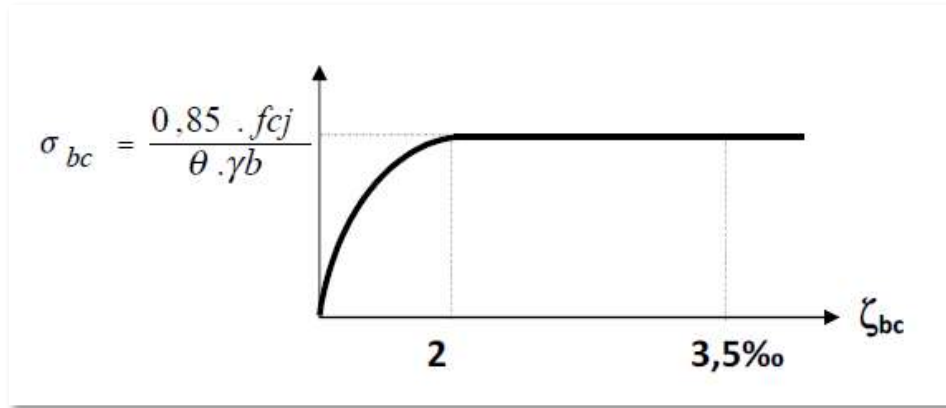


Figure I-3:diagramme contrainte-déformation du béton.

- \* Contrainte limite de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \text{ fissuration non préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

- \* Contrainte limite de service à la compression

La contrainte limite de service en compression est limitée à  $0,6f_{c28}$  [C.B.A.93 A.4.5.2]

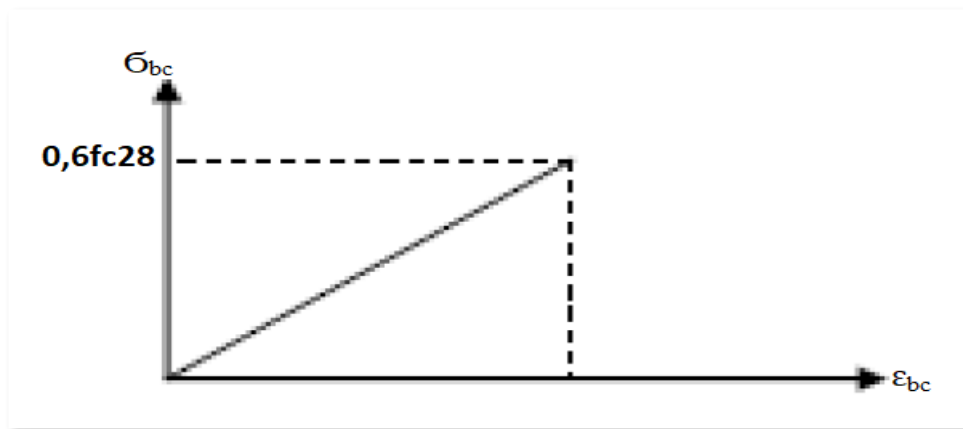


Figure I-4:diagramme contrainte-déformation du béton

- **Module de déformation** :[C.B.A.93 A.2.1.2]

- \* Module de déformation longitudinale instantané : applicable lorsque la durée est inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

- \* Module de déformation longitudinale différée : permet de calculer la déformation différée du béton

## Chapitre -I- PRESENTATION DE L'OUVRAGE

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

\* Module de déformation transversale (de glissement) :

$$G = E / 2 (1 + \nu) \text{ MPa}$$

$\nu$ : Coefficient de poisson égale 0,2.

### 4.2. Acier

L'acier est un alliage de Fer et Carbone à faible pourcentage, il est utilisé pour renforcer le béton (armatures), l'acier est caractérisé par sa résistance très élevée en traction.

#### ▪ *Les contraintes limites de calcul*

\* Aux états limites ultimes « E.L.U »

Pour les états limites ultimes, les contraintes de calcul  $\sigma_s$  des armatures longitudinales sont données en fonction de déformation  $\varepsilon_s$  par la figure :

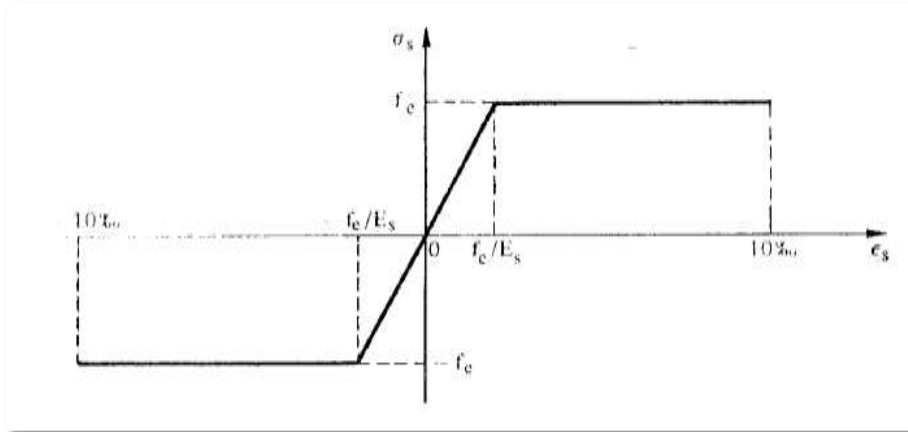


Figure I-5:diagramme contrainte-déformation de l'acier

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

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

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas d'actions courantes}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas d'actions accidentelles}$$

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier  $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

\* A l'état limite de service « E.L.S »

- Fissuration non préjudiciable, pas de vérification

- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) \text{ (MPa)}$

- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110\eta \right) \text{ (MPa)}$

## Chapitre -I- PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration tels que :

$$\eta = 1,00 \text{ aciers ronds lisses}$$

$$\eta = 1,60 \text{ aciers de haute adhérence}$$

### ▪ *Module d'Elasticité de l'Acier*

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

La masse volumique de l'acier :  $78,5 \text{ KN/m}^3$ .

### ▪ *Coefficient d'équivalence*

Le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E_s$ ) et du béton ( $E_b$ ) :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

## 5. Hypothèses de calcul

Le calcul de béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

**H1** : Les sections droites restent planes après déformation (hypo de Navier).

**H2** : adhérence entre les armatures d'acier et le béton.

**H3** : renforcement par des armatures toute zone de béton tendue.

**H4** : La contrainte de calcul, notée «  $\sigma_s$  » est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ .

**CHAPITRE II**  
**PRE DIMENSIONNEMENT DES**  
**ELEMENTS ET EVALUATION DES**  
**CHARGES**

### 1. Introduction

Ce chapitre est divisé en deux parties ; la première partie concerne les pré-dimensions des différents éléments du structure (poutres, voiles, plancher, escalier etc...) afin de reprendre les différentes actions et sollicitations. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, peuvent évoluer après vérification tout en prenant en considération l'économie ; en utilisant les règlements RPA99 V2003 et le BAEL 91. et la deuxième partie consiste à déterminer les charges permanentes et d'exploitation en utilisant le règlement DTR B.C.2.2.

### 2. Pré-dimensionnement des éléments porteurs

#### 2.1. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, deux types de poutres :

- **Les poutres principales**

- \* Selon les formules de BAEL

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

L : distance entre axe de poteaux et la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

$$L=520 \text{ cm} \Rightarrow \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \rightarrow 34,67 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm}$$

Donc h=40 cm

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 16 \text{ cm}$$

Donc b=30cm

- \* Selon les conditions de RPA99 V2003

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,3 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Dimension des poutres principales (30\*40) cm.

- **Les poutres secondaires**

- \* Selon les formules de BAEL

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

L : distance entre axe de poteaux et la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

$$L=360 \text{ cm} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

Donc  $h=35 \text{ cm}$

$$10,5 \text{ cm} \leq b \leq 14 \text{ cm}$$

Donc  $b=30 \text{ cm}$

\* Selon les conditions de RPA99 V2003

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

Dimension des poutres secondaires (30\*35) cm.

## **2.2. Les voiles**

Le voile est un élément vertical de la structure à différents rôles, reprend les efforts horizontaux dus au séisme et au vent, et les charges permanentes et surcharges transmises par les planchers aux fondations.

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants aux conditions de RPA :

-  $L \geq 4 a$  (L : longueur du voile)

-  $e_{\min} \geq 15 \text{ cm}$  (e en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités).

$h_e$  : hauteur libre d'étage ( $h_e = 2,86 \text{ m}$ )

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq 14,3 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de voile est  $e=20 \text{ cm}$

## **3. Pré-dimensionnement des éléments secondaires**

### **3.1. Les Planchers**

Les planchers sont des dalles horizontales destinés pour limiter les étages et supporter leur poids propre et les surcharges ; Les planchers à :

- \* Corps creux : pour les étages courants et terrasse
- \* Dalle pleine : pour les balcons et les escaliers
- Corps creux

L'épaisseur de plancher est conditionnée par :  $h_t \geq \frac{L}{22,5}$

L : plus grande portée dans le sens considéré :  $L=520 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{480}{22,5} \geq 21,33 \text{ cm}$$

Le type de corps creux 16+4 ( $h_t = 20 \text{ cm}$ )

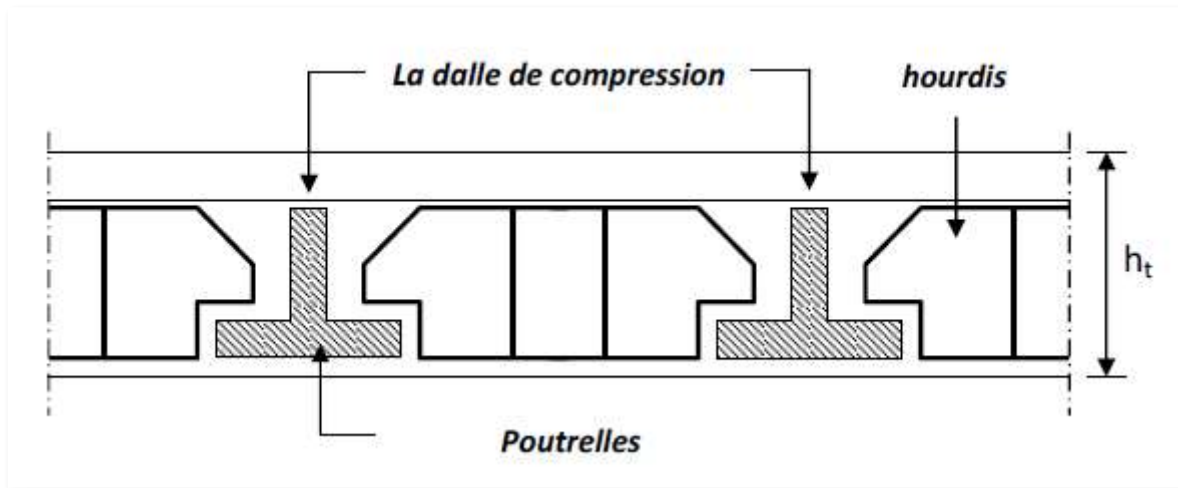


Figure II-1: Dalle a corps creux

➤ Balcons (dalle pleine)

Les dalles reposant sur deux côtés :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{120}{330} = 0.36 < 0.4 \text{ La dalle dans un seul sens.}$$

$l_x$  : petite dimension du panneau

$l_y$  : grande dimension du panneau

$$\text{Donc l'épaisseur est conditionnée par : } \frac{l}{35} \leq h \leq \frac{l}{30}$$

$$L=120 \text{ cm}$$

$$\frac{120}{35} \leq h \leq \frac{120}{30} \rightarrow 3,43 \text{ cm} \leq h \leq 4 \text{ cm}$$

Selon les conditions d'isolation acoustique  $h \geq 15 \text{ cm}$  donc on adopte pour les balcons ( $h=15 \text{ cm}$ ).

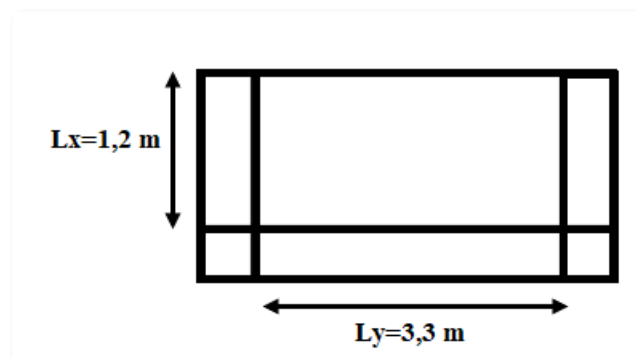


Figure II-2:Dalle pleine « balcon ».

➤ Dalle pour l'accès principal

Les dalles reposant sur deux côtés :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{120}{270} = 0.44 > 0.4 \text{ La dalle dans les deux sens.}$$

Donc l'épaisseur est conditionnée par :  $\frac{L}{45} \leq h \leq \frac{L}{40}$

L=120 cm

$$\frac{120}{45} \leq h \leq \frac{120}{40} \rightarrow 2.67\text{cm} \leq h \leq 3\text{cm}$$

L'épaisseur de la dalle est h=12cm

### 3.2. L'escalier

Escalier est un élément de la structure permettant de passer à pied entre les étages, se compose d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

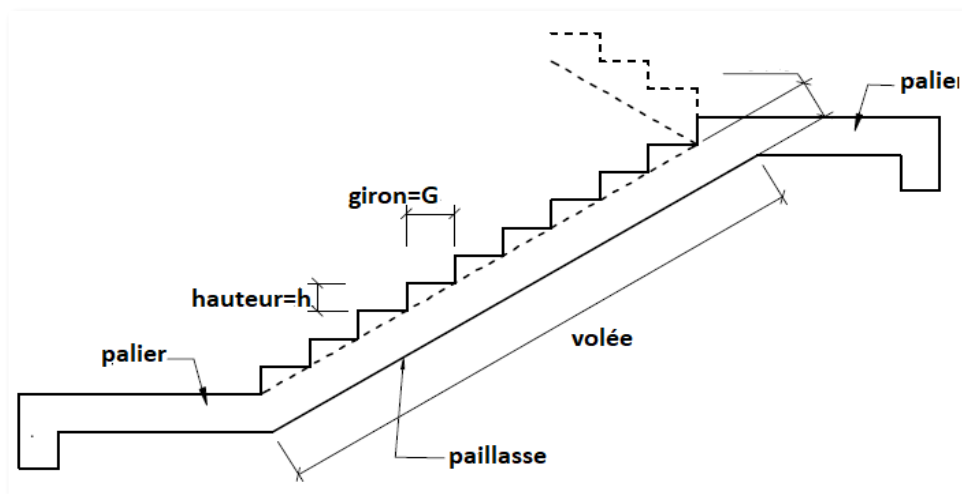


Figure II-3:schéma de l'escalier

Un escalier confortable doit être vérifié par la formule de BLONDEL selon la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :  $0,59\text{m} \leq g+2h \leq 0,66\text{m}$

Généralement on utilise :

$$h=17\text{cm} ; g=30\text{cm}$$

$$g+2h= 64\text{cm}$$

L'embranchement des escaliers est : 1m pour les escaliers courants.

#### ▪ Dimensionnement des marches et contres marches

➤ le nombre des marches

$$N = \frac{H}{2h}$$

H : hauteur libre de l'étage

$$\frac{306}{2 * 17} = 9$$

Donc on a 9 marches par volée



- le nombre des contres marches

$$m = n - 1 = 8$$

Donc on a 8 contres marches par volée

- Inclinaison de la paillasse

$$\text{tang}(\alpha) = \frac{H'}{L'}$$

$$H' = N * h = 9 * 17 = 153 \text{ cm}$$

H' : hauteur de l'escalier

$$L' = m * g = 8 * 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tang}(\alpha) = \frac{153}{240} \rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- La longueur de la volée est

$$\sin(\alpha) = \frac{H'}{L} \Leftrightarrow L = \frac{H'}{\sin(\alpha)} = \frac{153}{\sin(32,52)} = 284,60 \text{ cm}$$

- L'épaisseur de paillasse

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{284,60}{30} \leq e \leq \frac{284,60}{20} \Rightarrow 9,48 \text{ cm} \leq e \leq 14,23 \text{ cm}$$

On adopte  $e=15\text{cm}$

### \* Palier en dalle pleine

Les dalles reposant sur deux côtés :

$$L_x = 1,30\text{m} \quad L_y = 2,70\text{m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{270} = 0,48 > 0,4 \text{ La dalle dans deux sens.}$$

Donc l'épaisseur est conditionnée par :  $\frac{L}{45} \leq h \leq \frac{L}{40}$

$$L = 130 \text{ cm}$$

$$\frac{130}{45} \leq h \leq \frac{130}{40} \rightarrow 2,88\text{cm} \leq h \leq 3,25\text{cm}$$

Pour obtenir une bonne isolation acoustique il faut que  $h \geq 15\text{cm}$ , donc on adopte pour les paliers ( $h=15\text{ cm}$ ).

### \* Poutre palière

Selon les formules de BAEL :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$b = 0,3 \text{ à } 0,4h$$

On a:  $L=300\text{ cm}$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{cm}$$

Donc  $h=35\text{cm}$

$$10,5\text{cm} \leq b \leq 14\text{cm}$$

Donc  $b=30\text{cm}$

Selon les conditions de RPA99 V2003 :

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Dimension de poutre palier (30\*35) cm.

### 3.3. L'acrotère

L'acrotère est un élément de l'ouvrage constitué par un muret situé en bordure de la toiture, considéré comme une console encastrée à sa base, et son rôle est d'assurer la sécurité servant comme garde-corps et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnantes dans la terrasse sur la façade.

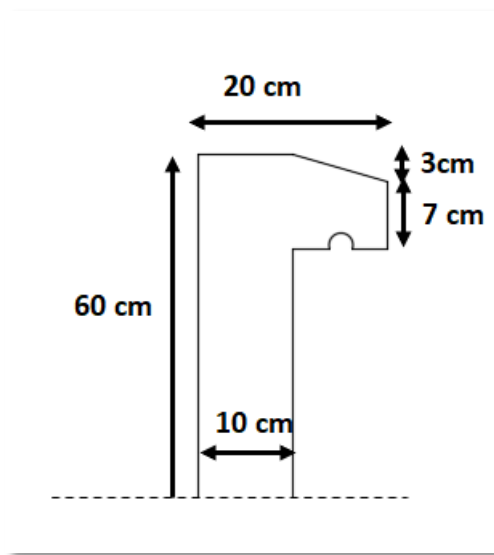


Figure II-4: schéma de l'acrotère

### 4. Evaluation des charges et surcharges

Les charges réglementaires prises en compte sont :

- Les charges permanentes (Le poids propre(G)) : charges appliquées avec une intensité constante pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. (Poids propre de la structure, les charges de superstructure...Etc.)

## Chapitre -II- PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET EVALUATION DES CHARGES

- Les charges d'exploitation ou surcharges(Q) : charges dont l'intensité varie fréquemment ou de façon importante dans le temps, fixées par la norme Document Technique Réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C.2.2).

### 4.1. Les charges permanentes

- *plancher étages courants*

Plancher étages courants			
	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m3)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons	10	10	1
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,6
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle à corps creux	20	/	2,8
Enduit de plâtre	2	10	0,2
			<b>5,54</b>

Tableau II-1:charge permanente d'étage courants

- *Balcons*

Les balcons			
	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m3)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,6
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	15	25	3,75
Enduit de ciment	2	18	0,36
			<b>5,65</b>

Tableau II-2:Charge permanente de balcon

▪ *plancher terrasse inaccessible*

Plancher terrasse inaccessible			
	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m3)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Gravions de protection	5	20	1
Étanchéité multicouche	2	/	0,12
Forme de pente	8	20	1,6
Isolation thermique	4	4	0,16
Dalle à corps creux	20	/	2,8
Enduit de plâtre	2	10	0,2
			<b>5,88</b>

Tableau II-3:charge permanente terrasse inaccessible.

▪ *volée*

Volée			
	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m3)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Marche	8,5	25	2,125
Paillasse	17,78	25	4,45
Enduit de plâtre	2,37	10	0,24
Garde-corps	/	/	0,6
			<b>8,575</b>

Tableau II-4:charge permanente de volée.

▪ *Palier*

<b>Palier</b>			
	<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>Masse volumique (KN/m3)</b>	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Carrelage</b>	2	20	0,4
<b>Mortier de pose</b>	2	20	0,4
<b>Lit de sable</b>	2	18	0,36
<b>Palier</b>	15	25	3,75
<b>Enduit de plâtre</b>	2	10	0,2
			<b>5,11</b>

Tableau II-5:charge permanente de palier.

▪ *murs double parois*

<b>Murs double parois en brique creuses</b>			
	<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>Masse volumique (KN/m3)</b>	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Enduit extérieur (ciment)</b>	2	18	0,36
<b>Briques creuses 15 cm</b>	15	/	1,3
<b>Briques creuses 10 cm</b>	10	/	0,9
<b>Enduit intérieur (plâtre)</b>	2	10	0,2
			<b>2,76</b>

Tableau II-6:charge permanente murs double parois

▪ *dalle pour l'accès principal*

<b>Dalle</b>			
	<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>Masse volumique (KN/m3)</b>	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Dalle pleine</b>	12	25	3
<b>Enduit de ciment</b>	2	18	0,36
			<b>3,36</b>

Tableau II-7:charge permanente de la dalle pour l'accès principal

### ▪ *L'acrotère*

$$S=S_1+S_2$$

$$S_1=0,6*0,1= 0,06 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{0,07 + 0,1}{2} * 0,1$$

$$S_2= 0,0085\text{m}^2$$

$$S=0,06+0,0085= 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G= S*\gamma_b= 0,0685*25=1,712 \text{ KN/m}$$

$$G_t=18*0,02*1+1,712=2,07\text{KN/m}$$

### **4.2.Surcharges d'exploitation**

* Plancher étage courant	1,5KN/m <sup>2</sup>
* Balcon	3,5KN/m <sup>2</sup>
* Plancher terrasse inaccessible	1KN/m <sup>2</sup>
* Escaliers	2,5KN/m <sup>2</sup>
* Dalle pour l'accès principal	1KN/m <sup>2</sup>
* L'acrotère	1KN/ml

### **5. Conclusion**

Le choix du pré-dimensionnement a été le mieux adapté sans tenir compte de la proposition de l'architecture.

# Chapitre III

## ETUDE SISMIQUE

### **1. L'objectif de l'étude sismique**

L'étude parasismique permet de définir les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

### **2. Méthode statique équivalente**

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur qui correspondent en générale aux directions principales du bâtiment.

### **3. Méthode d'analyse modale spectrale**

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

### **Caractéristique de l'ouvrage**

Zone (IIa) : sismicité moyenne

Groupe 02 : ouvrages courants ou d'importance moyenne

Site 03 : site meuble

Coefficient de comportement :  $R=5$

Coefficient d'accélération :  $A=0,15$

Facteur de qualité :  $Q=1,15$

$\eta$  : Facteur correction d'amortissement égale 10%

La période fondamentale de la structure :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

D : c'est la dimension du bâtiment

$h_N$  : Hauteur de l'étage

On trouve

$$T_X = 0,34s, T_Y = 0,47s$$

$$T_1=0,15s \text{ et } T_2=0,5s$$

$T_1$  et  $T_2$  : période caractéristique, associée a la catégorie de site



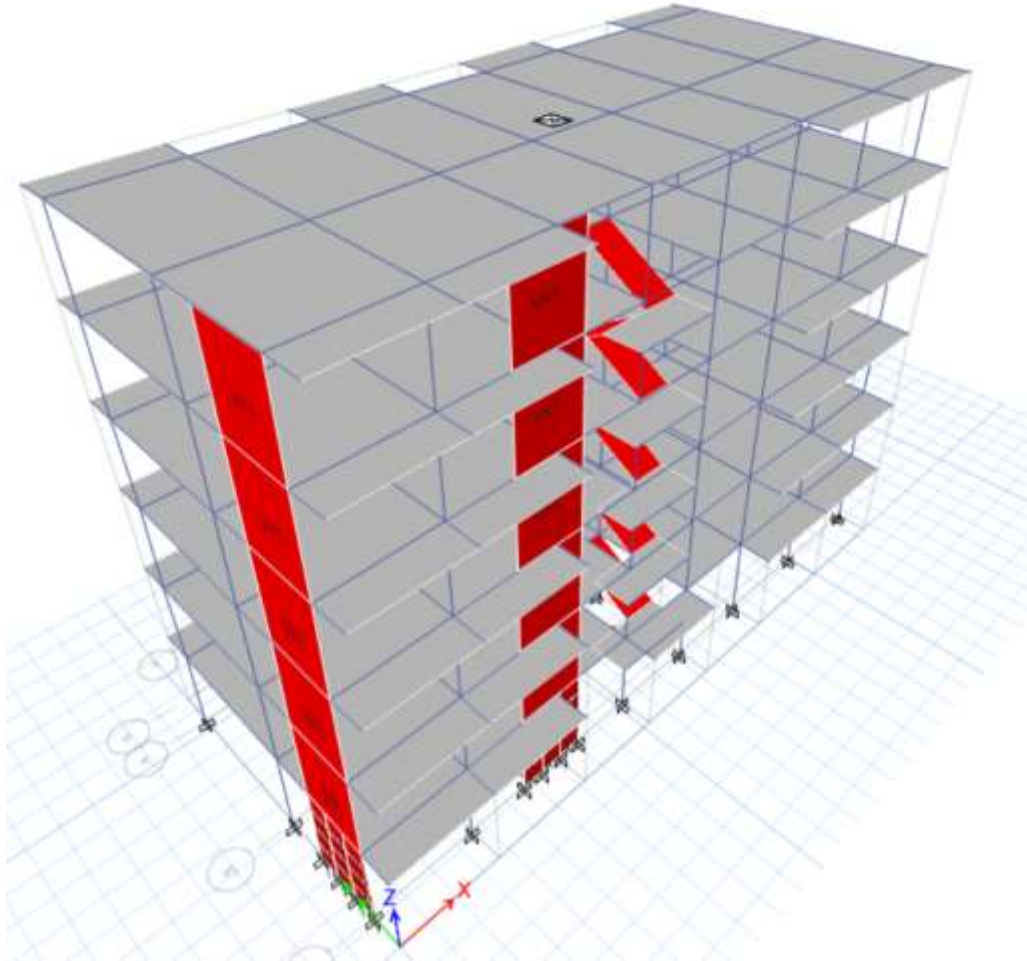


Figure III-1 : figure de la structure en 3D.

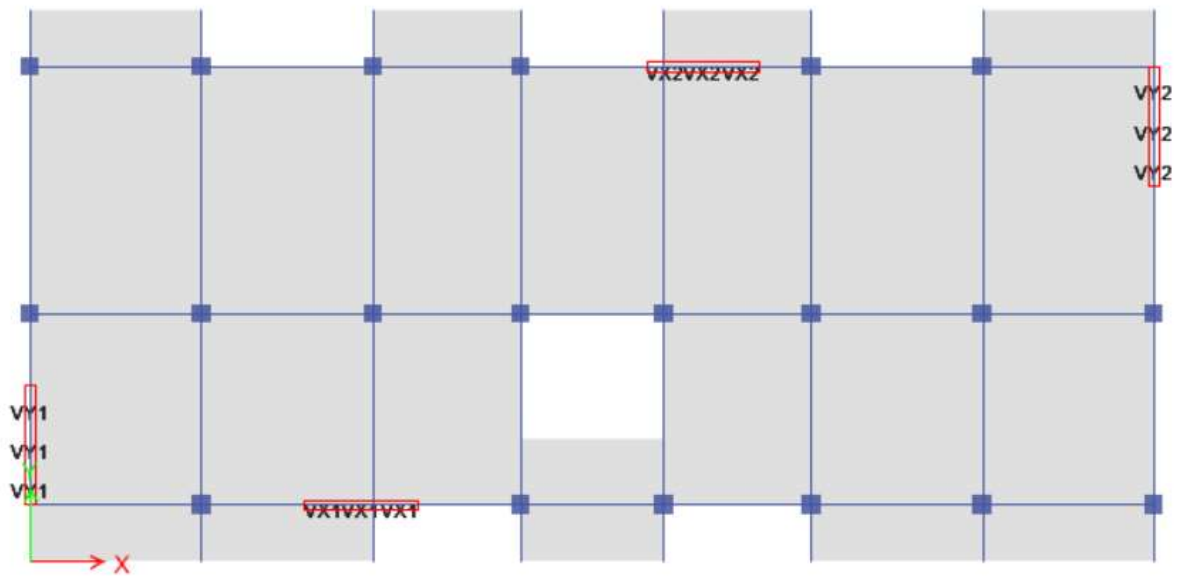


Figure III-2:vue en plan de la structure.

#### 4. Disposition des voiles

La disposition des voiles dans les structures est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structural. Elle permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure. La disposition des voiles doit satisfaire à certaines conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.

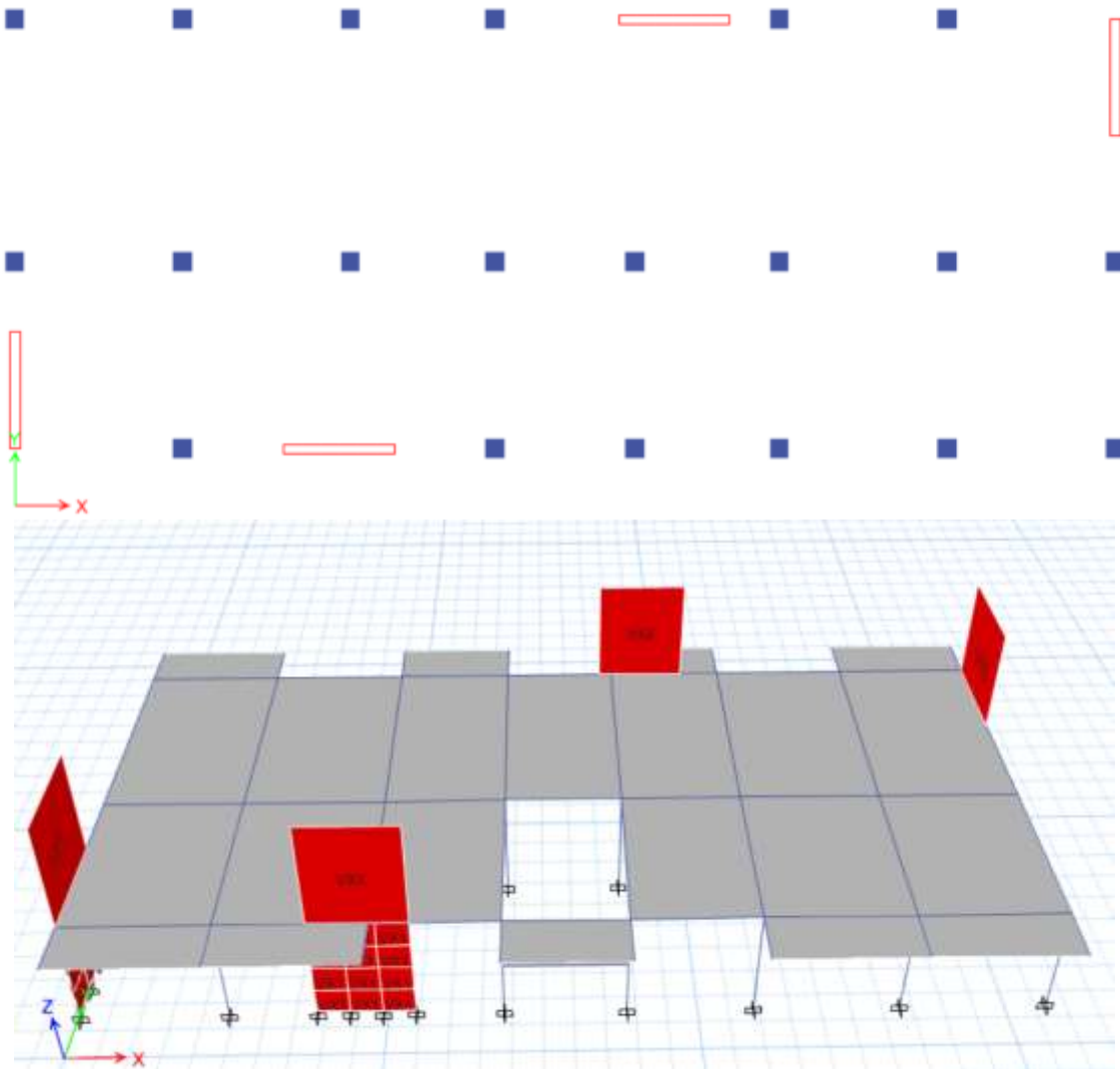


Figure III-3:disposition des voiles

**5. Vérifications réglementaires**

**5.1. Analyse modale**

Mode	Period	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0,74	0,0056	0,7311	0,0018	0,0056	0,7311	0,0018
2	0,702	0,7347	0,0064	0,0123	0,7403	0,7375	0,0142
3	0,585	0,0139	0,001	0,7088	0,7542	0,7385	0,723
4	0,206	0,0248	0,1249	0,0003	0,7789	0,8634	0,7233
5	0,205	0,1148	0,0262	0,0001	0,8938	0,8896	0,7234
6	0,15	0,0001	0,0003	0,1639	0,8938	0,8899	0,8872
7	0,1	0,0584	0	0	0,9523	0,8899	0,8872
8	0,097	0	0,0612	0,0001	0,9523	0,9511	0,8873
9	0,067	6,26E-06	0,0001	0,0631	0,9523	0,9512	0,9505
10	0,063	0,0282	2,01E-06	9,5E-07	0,9805	0,9512	0,9505
11	0,06	1,51E-06	0,0291	0,0001	0,9805	0,9803	0,9505
12	0,046	0,0119	1,62E-05	0	0,9924	0,9803	0,9505
13	0,045	2,27E-05	0,0134	2,73E-05	0,9924	0,9937	0,9506
14	0,039	0,003	0,0001	0,0001	0,9954	0,9938	0,9506
15	0,035	3,57E-05	0,0022	0,0001	0,9954	0,996	0,9507
16	0,024	0,0013	5,31E-06	0,0004	0,9967	0,996	0,9511
17	0,018	3,33E-05	0,0017	0,0003	0,9967	0,9977	0,9514
18	0,01	0,0013	1,33E-05	0,0001	0,998	0,9978	0,9515

Tableau III-1:Analyse modale de la structure.

**Analyse des résultats**

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, la somme des masses modales dépasse les 90% de la masse totale à partir du 8ème mode.
- Les modes fondamentaux 1 et 2 sont de mode de translation.

**5.2. Vérification de l'effort normal réduit**

$$N_d = 1112,97 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

$$\frac{1112,97 \times 10^3}{300 \times 400 \times 25} = 0.37 > 0.3 \text{ n'est pas vérifiée}$$

Donc changer la section de poteau selon R.P. A

$$\frac{1112,97 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.28 \leq 0.3 \text{ vérifiée}$$

Donc la section de poteaux (40\*40) cm

## Chapitre -III- ETUDE SISMIQUE

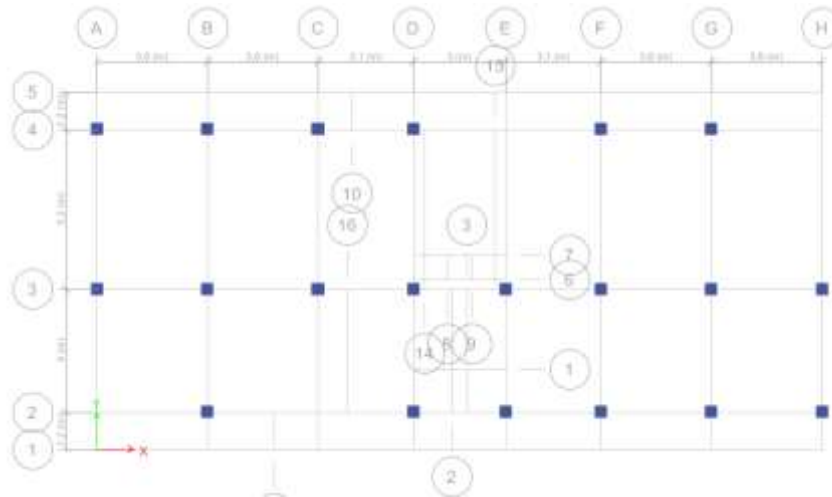


Figure III-4: poteaux 40\*40.

### 5.3. Vérification de l'effort tranchant à la base

$$V(\text{dynamique}) \geq 0,8V(\text{Se})$$

Avec :

$$\text{Calcul de VSE : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

A	D	Q	R	W (KN)	Vse(KN)
0,15	1,9	1,15	5	20252,84	1327,57

Tableau III-2:calcul de VStatique.

\* Calcul de V (dynamique)

	Vdyn	0,8Vse	Obs
Sens X-X	1078,11	1062,056	Vérifiée
Sens Y-Y	1090,86	1062,056	Vérifiée

Tableau III-3:vérification de l'effort tranchant à la base.

### 5.4. Vérification de l'excentricité

La distance entre le centre de gravité 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.

### Chapitre -III- ETUDE SISMIQUE

Centre de masse (m)		Centre de rigidité(m)	
XCCM	YCCM	XCR	YCR
11,8234	5,6549	11,6403	5,5787
11,822	5,6882	11,4869	5,5273
11,8192	5,6909	11,4394	5,4568
11,8168	5,6933	11,4572	5,3786
11,8188	5,7121	11,5023	5,3196
11,8099	5,7577	11,5362	5,3247

Tableau III-4:centre de masse et de rigidité de poteaux (40\*40).

Excentricité		Dimension		ex/ly<15%	ey/lx<15%
ex	ey	Lx	Ly	%	%
0,1831	0,0762	23,6	11,6	1,578448	0,322881
0,3351	0,1609	23,6	11,6	2,888793	0,68178
0,3798	0,2341	23,6	11,6	3,274138	0,991949
0,3596	0,3147	23,6	11,6	3,1	1,333475
0,3165	0,3925	23,6	11,6	2,728448	1,663136
0,2737	0,433	23,6	11,6	2,359483	1,834746

TableauIII-5:l'excentricité de poteaux (40\*40).

#### 5.5. Vérification vis-à-vis des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

a- Vérification du déplacement inter-étages :

#### Sens x-x

Drift	H étage (m)	Ux	1%H étage	
0,00055	3,06	0,008415	0,0306	Vérifiée
0,000636	3,06	0,009731	0,0306	Vérifiée
0,000705	3,06	0,010787	0,0306	Vérifiée
0,000677	3,06	0,010358	0,0306	Vérifiée
0,000591	3,06	0,009042	0,0306	Vérifiée
0,000314	3,06	0,004804	0,0306	Vérifiée

Tableau 0III-6:déplacement inter-étage de poteaux (40\*40) sens X-X

Sens v-v

Drift	H étage (m)	Uy	1%H étage	
0,000658	3,06	0,010067	0,0306	Vérifiée
0,000744	3,06	0,011383	0,0306	Vérifiée
0,000818	3,06	0,012515	0,0306	Vérifiée
0,000812	3,06	0,012424	0,0306	Vérifiée
0,000687	3,06	0,010511	0,0306	Vérifiée
0,000345	3,06	0,005279	0,0306	Vérifiée

Tableau 0III-7:déplacement inter-étage de poteaux (40\*40) sens Y-Y.

b- Vérification du déplacement au sommet :

	UX [m]	UY [m]	H(total) (m)	1% H(total)	/x	/y
EX	0,053137	/	18,36	0,1836	Vérifiée	/
EY	/	0,062179	18,36	0,1836	/	Vérifiée

Tableau III-8:déplacement au sommet de poteaux (40\*40).

**5.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

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

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

h	P (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)	Ux	Uy	θ /X	θ /Y	
3,06	2892,645	309,3594	299,0949	0,008415	0,010067	0,025714	0,031819	Vérifiée
3,06	6323,848	564,2659	535,392	0,009731	0,011383	0,035639	0,043939	Vérifiée
3,06	9755,05	767,4739	723,6936	0,010787	0,012515	0,044805	0,055131	Vérifiée
3,06	13242,73	917,6003	863,6077	0,010358	0,012424	0,048852	0,062257	Vérifiée
3,06	16730,41	1019,214	958,7248	0,009042	0,010511	0,048506	0,059943	Vérifiée
3,06	20252,84	1078,108	1016,859	0,004804	0,005279	0,029493	0,034357	Vérifiée

Tableau III-9:l'effet P-Δde poteaux (40\*40).

**5.7. Vérification vis-à-vis au renversement**

La condition est :  $\frac{M_s}{M_r} > 1,5$

0,8G	EY	0,8G	Ex
Mxs(kN-m)	Mxr(kN-m)	Mys(kN-m)	Myr(kN-m)
90304,59	12850,96	186174,2	13683,58

Mxs/Mxr	7,02707	Vérifiée
Mys/Myr	13,60567	Vérifiée

Tableau III-10 : vérification au renversement de poteaux (40\*40).

### **6. Conclusion**

D'après les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre structure est correctement dimensionnée et peut résister aux différents chocs extérieurs. et ainsi que la position au mieux des voiles de contreventement.

Chapitre IV  
CALCUL DES ELEMENTS  
SECONDAIRES



1. Etude de plancher corps creux

1.1. Etude de poutrelles

▪ Les armatures longitudinales

	Mu (KN)	As clc (cm <sup>2</sup> )	As Rpa (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	St courante (cm)	St nodale (cm)	Choix des barres
<b>appui</b>	3,7713	0,8	1,41	2,26	15	10	2HA12
<b>travée</b>	3,08555	0,5					

Tableau IV-1:les armatures longitudinales de poutrelles.

▪ Les armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est :

$$As = 0,003.S.b_0 = 0,003 * 15 * 10 = 0,45 \text{ cm}^2$$

Le diamètre :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi l; \frac{b}{10}\right) = (0,57; 12; 1) = 0,57 \text{ mm}$$

On prend  $\phi = 6 \text{ mm}$

On adopte  $As = 0,56 \text{ cm}^2$  (2HA6)

▪ Vérification à l'ELS

➤ Vérification de la contrainte de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}.Y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj}$$

	Ms (KN.m)	As(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
<b>appui</b>	1,91685	2,26	1,45	15
<b>travée</b>	2,56425			

Tableau IV-2:vérification de la contrainte de béton.

➤ Vérification de la contrainte de l'acier

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\left(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}$$

## Chapitre -IV- CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Pour les armatures haute adhérence «  $\eta = 1,6$  ».

	<b>Ms (KN.m)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\sigma_s</math> (MPa)</b>	<b><math>\bar{\sigma}_s</math> (Mpa)</b>
<b>appui</b>	1,91685	2,26	66,6	202
<b>travée</b>	2,56425			

Tableau IV-3 : vérification de la contrainte de l'acier.

### ▪ Vérification de l'effort tranchant

**Fissuration préjudiciable** :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_{od}} \leq \min\{0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\}$

	<b>Vu (KN)</b>	<b><math>\tau</math>(Mpa)</b>	<b><math>\bar{\tau}</math> (Mpa)</b>
<b>appui</b>	7,2696	0,40386667	2,5
<b>travée</b>	5,36575	0,29809722	

Tableau IV-4: vérification de l'effort tranchant.

### 1.2. Armatures de la table compression

#### ➤ Armatures perpendiculaires aux nervures

$$50\text{cm} \leq b \leq 80\text{cm}$$

$$A \geq \frac{4b}{f_e} = \frac{4 * 65}{400} = 0.65\text{cm}^2$$

On adopte  $A=1,41\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\emptyset 6/\text{ml}$

#### ➤ Armatures parallèles aux nervures

$$A' = \frac{A}{2} = 0.33\text{cm}^2$$

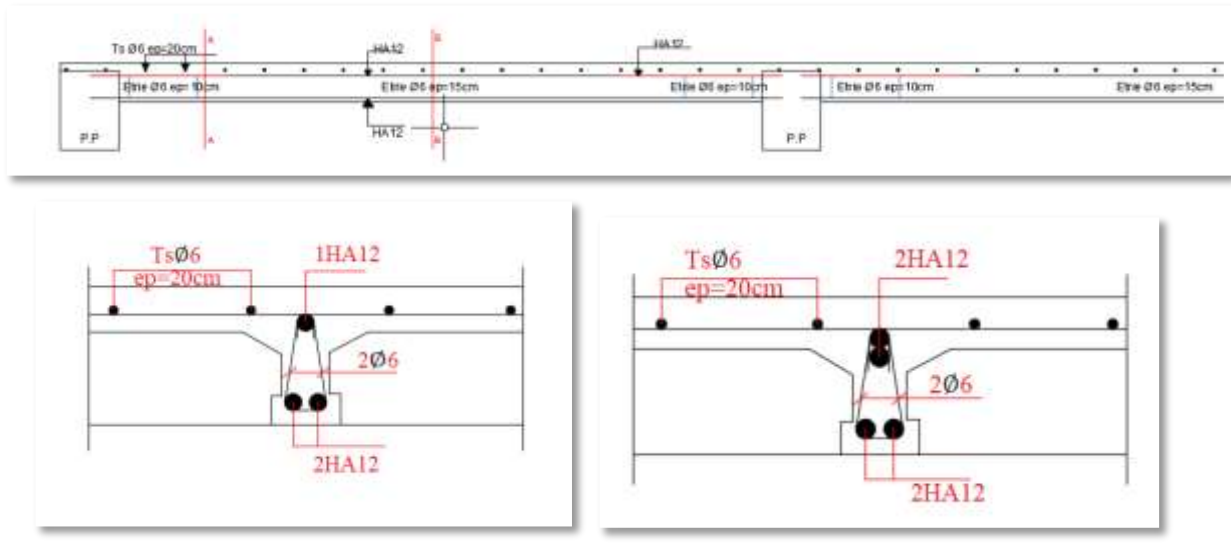
On adopte  $A=1,41\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4\emptyset 6/\text{ml}$

#### ➤ Espacement entre les armatures

$$s_t = 20\text{cm}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé de diamètre  $\emptyset 6$  dont la dimension des mailles est égale à  $20\text{cm}$  suivant les deux sens (TS6 esp= $20\text{cm}$ )

▪ Schéma de ferrailage



Coupe B-B

Coupe A-A

Figure IV-1:schéma de ferrailage plancher corps creux

2. Etude de dalle pleine

2.1. Etude de balcon

Constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres pour une épaisseur  $e=15\text{cm}$ , calculé en flexion simple sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire.

▪ Calcul de ferrailage

	Mu (KN.m)	St(cm)	As clc (cm <sup>2</sup> )	As min(cm <sup>2</sup> )	As adopté(cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
appui	1,418	15	1,8	1,57	3,39	3HA12
travée	0,308					

Tableau IV-5:ferrailage balcon de la cuisine.

	Mu (KN.m)	St(cm)	As clc (cm <sup>2</sup> )	As min(cm <sup>2</sup> )	As adopté(cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
appui	2,295	15	1,8	1,57	3,39	3HA12
travée	0,351					

Tableau IV-6:ferrailage balcon de séjour.

Condition non fragilité

$$A_{min} \geq 0,23 \frac{f_t}{f_e} bd$$

$$A_{min} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} (100 * 13) = 1,57 \text{ cm}^2$$

**Espacement**

$$s_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow s_t \leq \min(30; 25\text{cm})$$

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

▪ **Vérification à l'ELS**

➤ **Vérification de la contrainte de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

		Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b(cm)	h(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
<b>Balcon de la cuisine</b>	appui	2,247	3,39	100	15	0,6	15
	travée	0,366					
<b>Balcon de séjour</b>	appui	2,08	3,39			0,5	
	travée	0,086					

Tableau IV-7 : vérification de la contrainte de béton.

➤ **Vérification de la contrainte de l'acier**

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max\left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}$$

Pour les armatures haute adhérence «  $\eta = 1,6$  ».

		Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b(cm)	h(cm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
<b>Balcon de la cuisine</b>	appui	2,247	3,39	100	15	5	202
	travée	0,366					
<b>Balcon de séjour</b>	appui	2,08	3,39			4,7	
	travée	0,086					

Tableau IV-8: vérification de la contrainte de l'acier.

## Chapitre -IV- CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

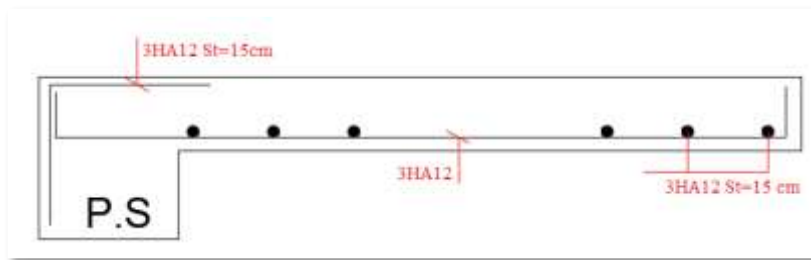
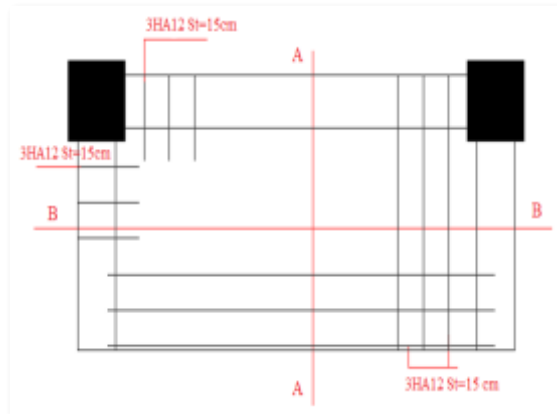
### ▪ Vérification de la flèche

La flèche admissible :  $\Delta_{fadm} = \frac{L}{500}$

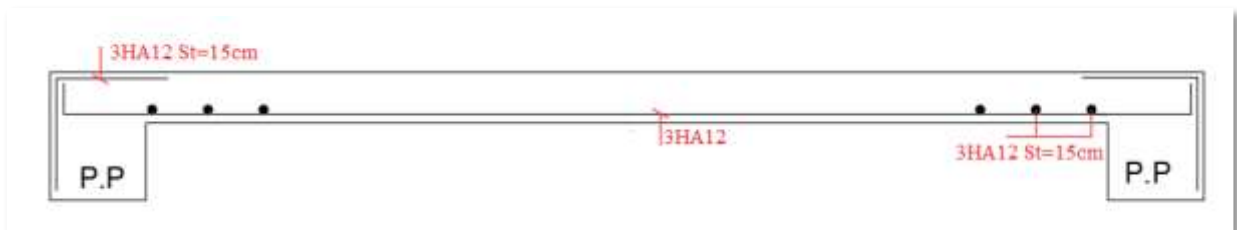
MG(KN-m)	MELS(KN-m)	L(m)	f(mm)	fadm(mm)	
0,241	0,366	3,3	0.1	6,6	Vérifiée

Tableau IV-9:vérification de la flèche

### ▪ Schéma de ferrailage



Coupe A-A



Coupe B-B

FigureIV-2:schéma de ferrailage balcon de la cuisine et séjour

**2.2. Etude de la dalle d'accès principal**

Constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres pour une épaisseur  $e=12\text{cm}$ , calculée en flexion simple sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire.

▪ **Calcul de ferrailage**

	Mu (KN.m)	St(cm)	As clc (cm <sup>2</sup> )	As min(cm <sup>2</sup> )	As adopté(cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
appui	1,631	20	1,6	1,08	2,01	4HA8
travée	0,208					

Tableau IV-10:ferrailage de la dalle d'accès principal.

Condition non fragilité

$$A_{min} \geq 0,23 \frac{f_t}{f_e} bd$$

$$A_{min} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} (100 * 9) = 1,08 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$s_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow s_t \leq \min(24; 25\text{cm})$$

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

▪ **Vérification à l'ELS**

➤ **Vérification de la contrainte de béton**

	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
appui	1,183	2,01	100	12	0,5	15
travée	0,167					

Tableau IV-11:vérification de la contrainte de béton.

➤ Vérification de la contrainte de l'acier

	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
appui	1,183	2,01	100	2	3,6	202
travée	0,167					

Tableau IV-12:vérification de la contrainte de l'acier.

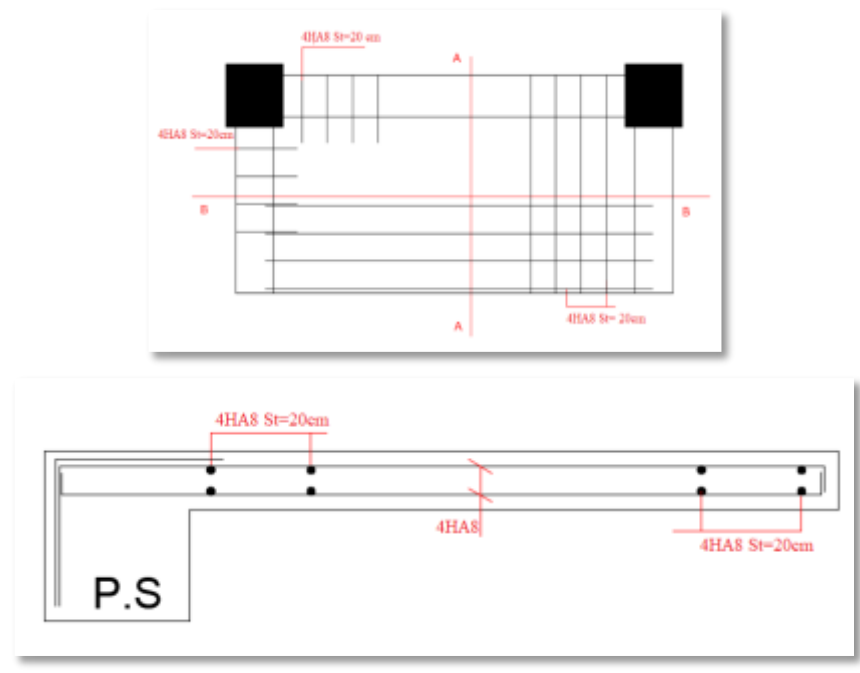
▪ Vérification de la flèche

La flèche admissible :  $\Delta_{fadm} = \frac{L}{500}$

MG(KN-m)	MELS(KN-m)	L(m)	f(mm)	fadm(mm)	
0,159	0,167	2,7	0,1	5,4	Vérifiée

Tableau 0IV-13:vérification de la flèche.

▪ Schéma de ferrailage



Coupe A-A



Coupe B-B

Figure 0IV-3:schéma de ferrailage de la dalle d'accès principal

### 3. Etude de l'escalier

Il existe plusieurs types d'escaliers, celui de notre projet : Escalier droit à deux volées pour tous les étages.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

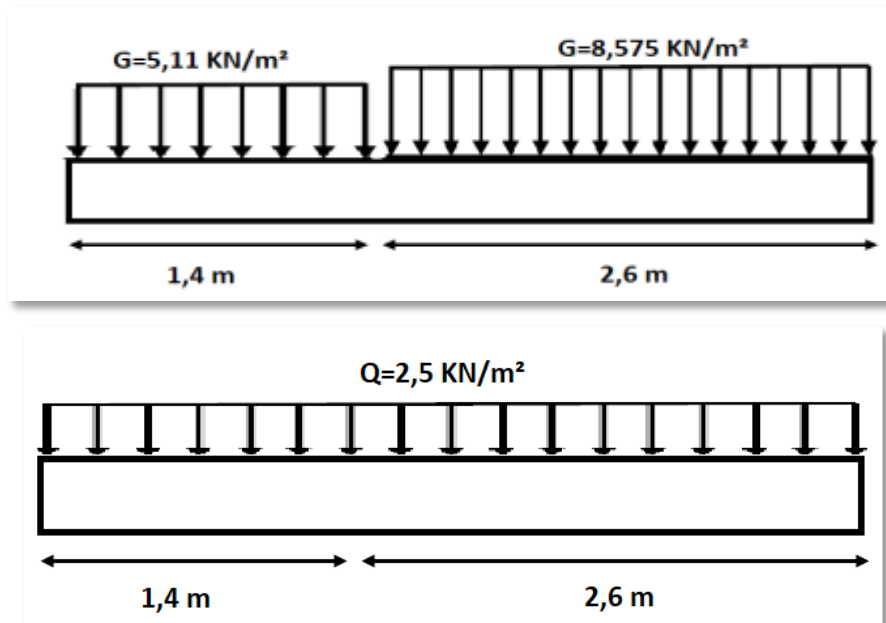
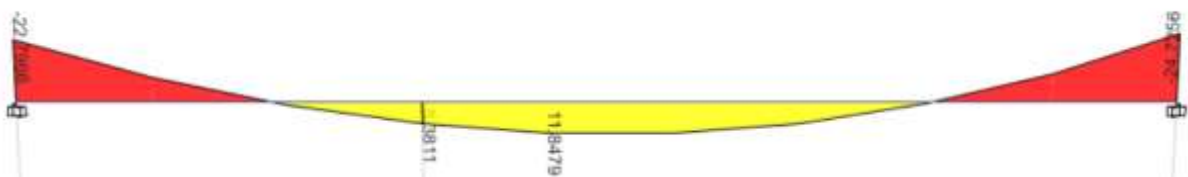


Figure IV-4: charges G et surcharges Q de l'escalier

#### ▪ Les sollicitations

Calculées d'après l'ETABS présentées dans les figures ci-dessous :

#### AL'ELU





**A L'ELS**

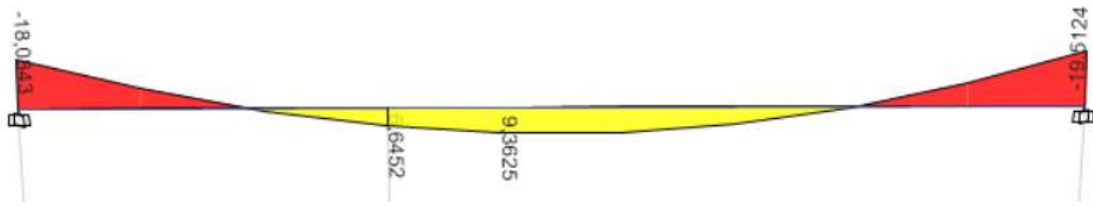


Figure IV-5: Diagramme des moments

▪ **Calcul de ferrailage**

➤ **Armature longitudinale**

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_{tu}$  pour une section  $(b \times h) = (1ml \times 15)$  ; et aussi pour le ferrailage aux appuis avec  $M_{au}$ .

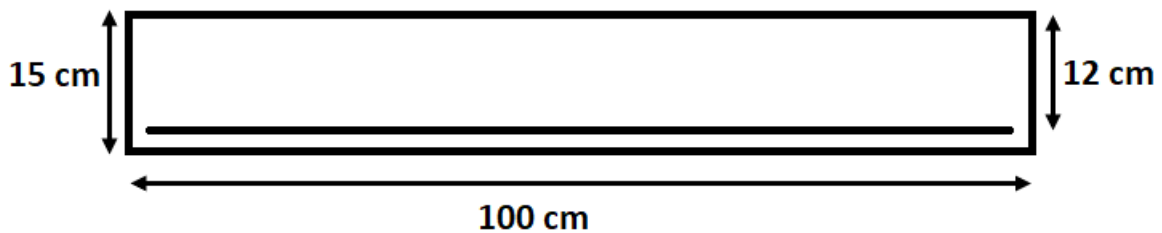


Figure IV-6: section du palier et paillasse.

**Vérification à L'ELU**

	Mu (KN.m)	St(cm)	As clc (cm <sup>2</sup> )	As min(cm <sup>2</sup> )	As adopté(cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
appui	24,7966	15	5,6	1,50	5,65	5HA12
travée	11,8479		2,9			

Tableau IV-14: ferrailage d'escalier.

**Espacement**

$$s_t \leq \min(2e; 25cm) \Rightarrow s_t \leq \min(30; 25cm)$$

On prend  $St=15$  cm

➤ **Armature répartition**

En appui et en travée

$$A_{tr} = \frac{A_{cl}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41cm^2$$

On choisit : 4HA10 = 3,14cm<sup>2</sup>/ml

## Chapitre -IV- CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

### ▪ Vérification de l'effort tranchant

	Vmax (KN)	d (cm)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Obs
appui	37,6137	12	1,044825	2,5	Vérifiée
travée	12,15	12	0,3375	3,5	Vérifiée

Tableau IV-15:vérification de l'effort tranchant.

Donc  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ .....Pas d'armatures transversales.

### ▪ Vérification à l'ELS

#### ➤ Vérification de la contrainte de béton

	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	c (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
appui	19,1794	4,52	100	15	3	9,2	15
travée	9,993						

Tableau IV-16:vérification de la contrainte de béton.

#### ➤ Vérification de la contrainte de l'acier

	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	c (cm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
appui	19,1794	4,52	100	15	3	24	202
travée	9,993						

Tableau IV-17:vérification de la contrainte de l'acier.

### ▪ Vérification de la flèche

MG(KN-m)	MELS(KN-m)	L(m)	f(mm)	fadm(mm)	
5,676	9,993	4	5,1	8	Vérifiée

Tableau IV-18:vérification de la flèche.

▪ Schéma de ferrailage

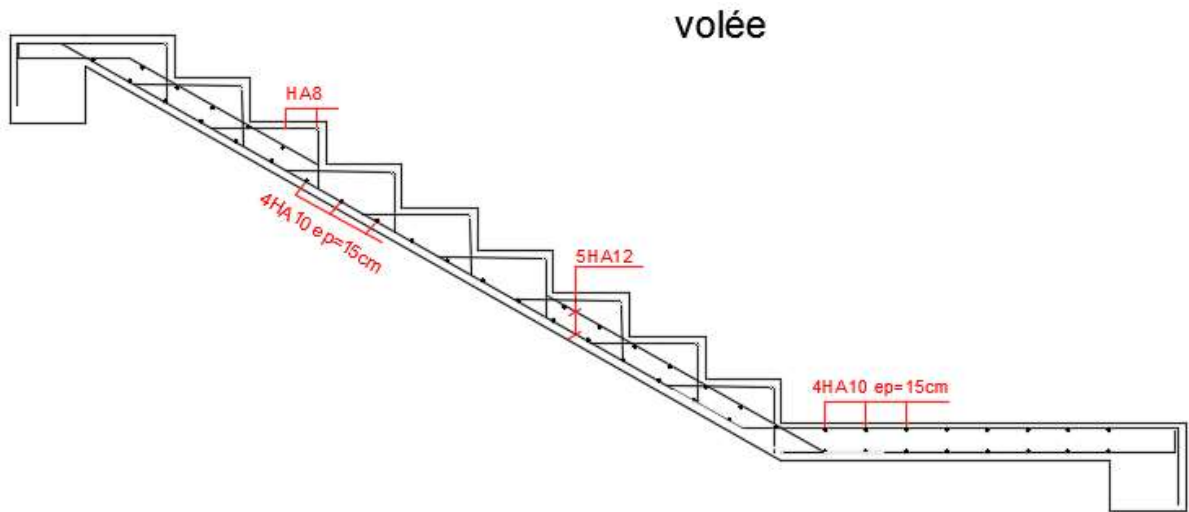


Figure IV-7:ferrailage de l'escalier.

4. Etude de la poutre palière

▪ Calcul de ferrailage

➤ Armature longitudinale

	Mu (KN.m)	As clc (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
appui	7,7706	1,1	1,16	3,39	3HA12
travée	4,9708				

Tableau IV-19:les armatures longitudinales de la poutre palière.

➤ Armature transversale

B	BAEL91	RPA99			Choix des barres
	Φ (mm)	As	St min (nodale)	St min (courante)	
PPalière (30*35)	8	2,01	10	15	4HA8

Tableau IV-20 : les armatures transversales de la poutre palière.

▪ Vérification de l'effort tranchant

Poutre	Vmax (KN)	d (cm)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Obs
P.P (30*35)	12,6644	32	0,13192083	2,5	Vérifiée

Tableau IV-21:vérification de l'effort tranchant.

## Chapitre -IV- CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

### ▪ Vérification à l'ELS

#### ➤ Vérification de la contrainte de béton

	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	c (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
appui	5,6586	5,65	30	35	3	0,8	15
travée	3,6133						

Tableau IV-22:vérification de la contrainte de béton.

#### ➤ Vérification de la contrainte de l'acier

	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	c (cm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
appui	5,6586	5,65	30	35	3	9,6	202
travée	3,6133						

Tableau IV-23:vérification de la contrainte de l'acier.

### ▪ Vérification de la flèche

M <sub>G</sub> (KN-m)	M <sub>ELS</sub> (KN-m)	L(m)	f(mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	
5,28	3,6133	3	0,4	6	Vérifiée

Tableau IV-24:vérification de la flèche.

### ▪ Schéma de ferrailage

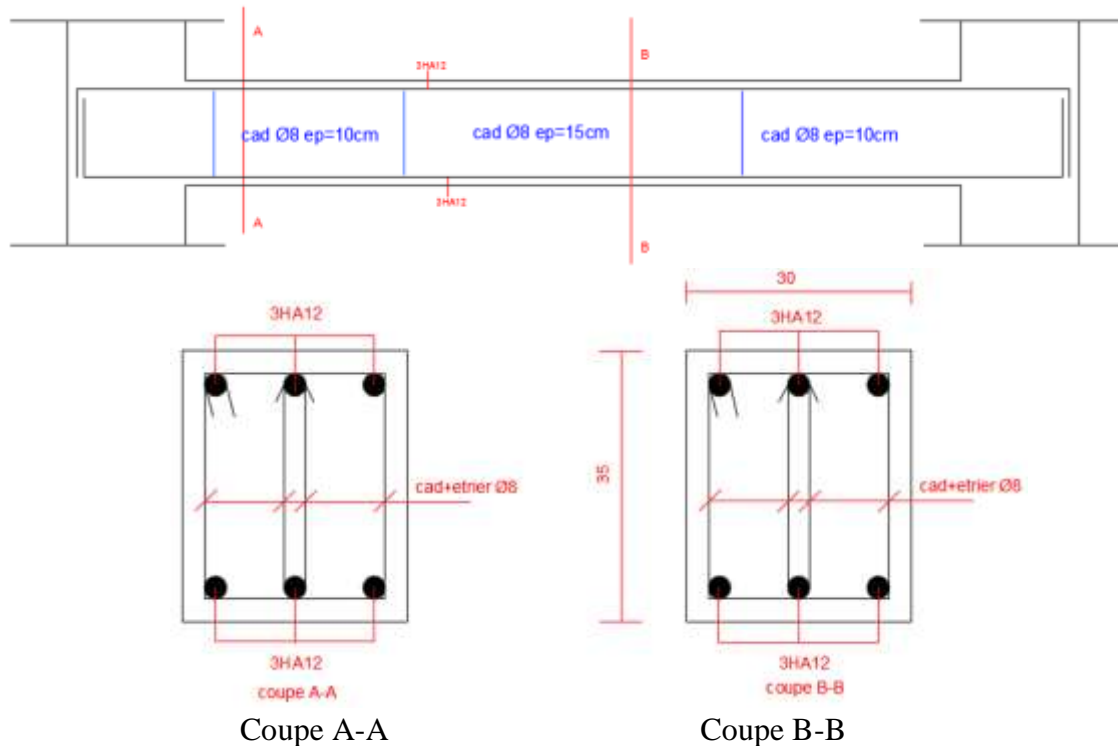


Figure IV-8:ferrailage de la poutre palière.

**5. Etude de l'acrotère**

▪ **Calcul des sollicitations**

L'effort normal sous G :

$$N_G = G = 2,07 \text{ KN}$$

$$M_G = 0$$

Le moment sous Q :

$$N_Q = 0$$

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 60 \times 10^{-2}$$

$$M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

Calcul Charge sismique horizontale  $F_p$  est donné par la formule suivante :

$$F_p = 4c_p w_p \text{ RPA99 version 2003 (article 6.2.3)}$$

$$A = 0,15$$

$$w_p = 2,07 \times 1 = 2,07 \text{ KN (tableau 6-1 de RPA99 version 2003)}$$

$$c_p = 0,8$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 2,07 \times 0,8 = 0,99 \text{ KN}$$

L'effort normal sous G :

$$N_E = 0$$

Le moment sous E et Q :

$$M_E = F_p \times H = 0,99 \times 60 \times 10^{-2}$$

$$M_E = 0,59 \text{ KN.m}$$

▪ **Combinaisons des charges**

	<b>N(KN)</b>	<b>M(KN.m)</b>
<b>ELU</b>	2.79	0.9
<b>ELS</b>	2.07	0.6
<b>ELA</b>	1.66	1.19

Tableau IV-25: les combinaisons des charges de l'acrotère

▪ **Calcul de ferrailage**

La section est rectangulaire de  $b=100\text{cm}$  et  $h=10\text{cm}$ , donc l'acrotère est sollicité en flexion composée.

**L'espacement**

$$\text{Armatures principales : } s_t \leq \frac{b}{3}$$

$$\text{Armatures de répartition : } s_t \leq \frac{h}{3}$$

➤ **Armatures principales**

N(KN)	Mu (KN.m)	As clc (cm <sup>2</sup> ) /ml	As BAEL (cm <sup>2</sup> ) /ml	As adopté (cm <sup>2</sup> ) /ml	St (cm)	Choix des barres
1,66	1,19	1,2	0,97	2,01	15	4HA8

Tableau IV-26: armatures principales de l'acrotère.

➤ **Armatures de répartition**

As clc (cm <sup>2</sup> ) /ml	As adopté (cm <sup>2</sup> ) /ml	St (cm)	Choix des barres
0,52	2,01	15	4HA8

Tableau IV-27: armatures répartition de l'acrotère.

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

Vmax (KN)	b(cm)	d (cm)	$\tau$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Obs
1,99	100	8	0,024875	2,5	Vérifiée

Tableau IV-28: Vérification de l'effort tranchant de l'acrotère.

▪ **Schéma de ferrailage**

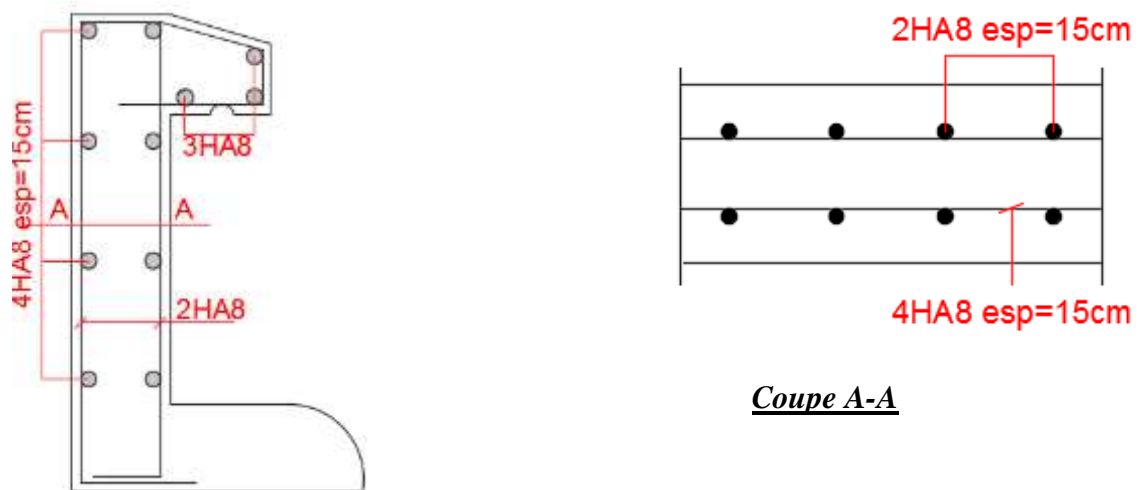


Figure IV-9 :schéma de ferrailage de l'acrotère

**6. Conclusion**

Les éléments secondaires sont correctement ferrailés afin d'assurer la sécurité et la stabilité de la structure.

Chapitre V  
FERRAILLAGE DES ELEMENTS  
PORTEURS

## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

### 1. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal, donc le calcul se fera en flexion déviée composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et l'effort normal correspondant.

#### ▪ **Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, les différentes combinaisons :

Selon RPA :

$$-0,8G \pm E(x,y)$$

$$-G + Q \pm E(x,y)$$

Selon BAEL :

$$-ELU$$

$$-ELS$$

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}(\text{MPa})$	$\theta$	$F_{bu}(\text{MPa})$	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	1	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	0.85	18.48	1	400	400

Tableau V-1 : contraintes caractéristiques et coefficient de sécurité.



## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

### ▪ Calcul des armatures longitudinales

La structure comporte deux sections différentes de poteaux :

		POT (40*40)	POT (30*40)
<b>ELU</b> <b>1,35G+1,5Q</b>	<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	-438,12	-81,4
	<b>M<sub>y</sub>corr(KN-m)</b>	31,16	32,89
	<b>N<sub>max</sub>(KN)</b>	-438,12	-81,4
	<b>M<sub>Z</sub>corr(KN-m)</b>	21,78	7,17
<b>ACC</b> <b>0,8G±E(x,y)</b> <b>G+Q±E(x,y)</b>	<b>M<sub>Y</sub>max(KN-m)</b>	64,96	53,63
	<b>N<sub>corr</sub>(KN)</b>	-268,58	-200,66
	<b>M<sub>Z</sub> max (KN-m)</b>	58,81	37,92
	<b>N<sub>corr</sub>(KN)</b>	-481,42	-223,56
<b>ACC</b> <b>0,8G±E(x,y)</b> <b>G+Q±E(x,y)</b>	<b>N MIN(KN)</b>	-712,96	-509,84
	<b>M<sub>Y</sub> corr(KN-m)</b>	1,27	21,26
	<b>N MIN(KN)</b>	-712,96	-509,84
	<b>M<sub>Z</sub> corr(KN-m)</b>	27,21	3,1

Tableau V-2 : L'effort (N) et moment(M) des poteaux.

La section des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- Recommandations du BAEL 91

$A_{min} = \max (4\text{cm}^2/\text{ml} ; 2B/1000)$

$A_{max} = 5\% B$

- Recommandations du RPA99/V2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet :

- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0.8%.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- \* 4% en zone courante.
- \* 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi_{max}$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

B	BAEL91		RPA99		
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ zone courante (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ zone de recouvrement (cm <sup>2</sup> )
40*40	3,2	80	12,8	64	96
30*40	2,4	60	9,6	48	72

**Tableau V-3 : Le pourcentage des armatures longitudinales des poteaux.**

### ▪ Calcul du ferrailage

B	Acalculée	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adoptée	Choix des barres	Lr(cm)
40*40	8,9	12,8	14,19	4HA16+4HA14	70
	10,2				
	10,9				
30*40	3,8	9,6	10,67	4HA14+4HA12	60
	6,3				
	7,9				

**Tableau V-4 : ferrailage longitudinal des poteaux.**

#### ➤ Armatures transversales

- Recommandations du BAEL 91 :

$$\phi t \geq \frac{1}{3} \phi_{max} = 5,33mm$$

Donc :  $\phi t = 8mm$

- Recommandations du RPA99/V2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V u}{h_1 Fe}$$

## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Avec

At : Section d'armatures transversales.

t : Espacement des armatures transversales.

Vu : Effort tranchant.

fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h<sub>1</sub> : Hauteur totale de la section brute.

ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ<sub>g</sub> : L'élancement géométrique du poteau :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$

a et b: Dimension de la section droite du poteau.

l<sub>f</sub> : Longueur de flambement du poteau :  $l_f = 0.7l_0$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé come suite :

$$t \leq \min(10\phi_{min}, 15cm) \text{ La zone nodale}$$

$$t' \leq 15\phi_{min} \text{ La zone courante}$$

Les cadres et les étiers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ<sub>t</sub> minimum.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{b.t} \geq \begin{cases} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

### ➤ Armatures transversales

B	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	V(KN)	Zone	t(cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
40X40	2,142	5,36	2,5	42,85	N	10	1,004296875	4HA8
					C	15		
30X40	2,142	7,14	2,5	35,99	N	10	0,843515625	4HA8
					C	15		

**Tableau V-5 : ferrailage transversal de poteaux.**

▪ **Vérification à ELS**

➤ **Vérification de la contrainte de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns}{B_{nom}} + \frac{Ms * v}{I}$$

	Ns (KN)	Ms(KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h(cm)	c (cm)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	Obs
POT (40*40)	-321,04	18,5	14,2	40	40	3	3,1	15	OK
POT (30*40)	-59,41	18,33	10,67	30	40		4,8		OK

Tableau V-6 : Vérification de la contrainte de béton.

➤ **Vérification de la contrainte de l'acier**

	Ns (KN)	Ms(KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h(cm)	c (cm)	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> (Mpa)	Obs
POT (40*40)	-321,04	18,5	14,2	40	40	3	201,6	202	OK
POT (30*40)	-59,41	18,33	10,67	30	40		152		OK

Tableau V-7 : Vérification de la contrainte de l'acier.

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$v_u = 42,85KN$$

$$\tau = \frac{v_u}{bd} = \frac{42,85 * 10^3}{300 * 370} = 0,38MPa < \bar{\tau} = 2,5MPa$$

▪ Schéma de ferrailage

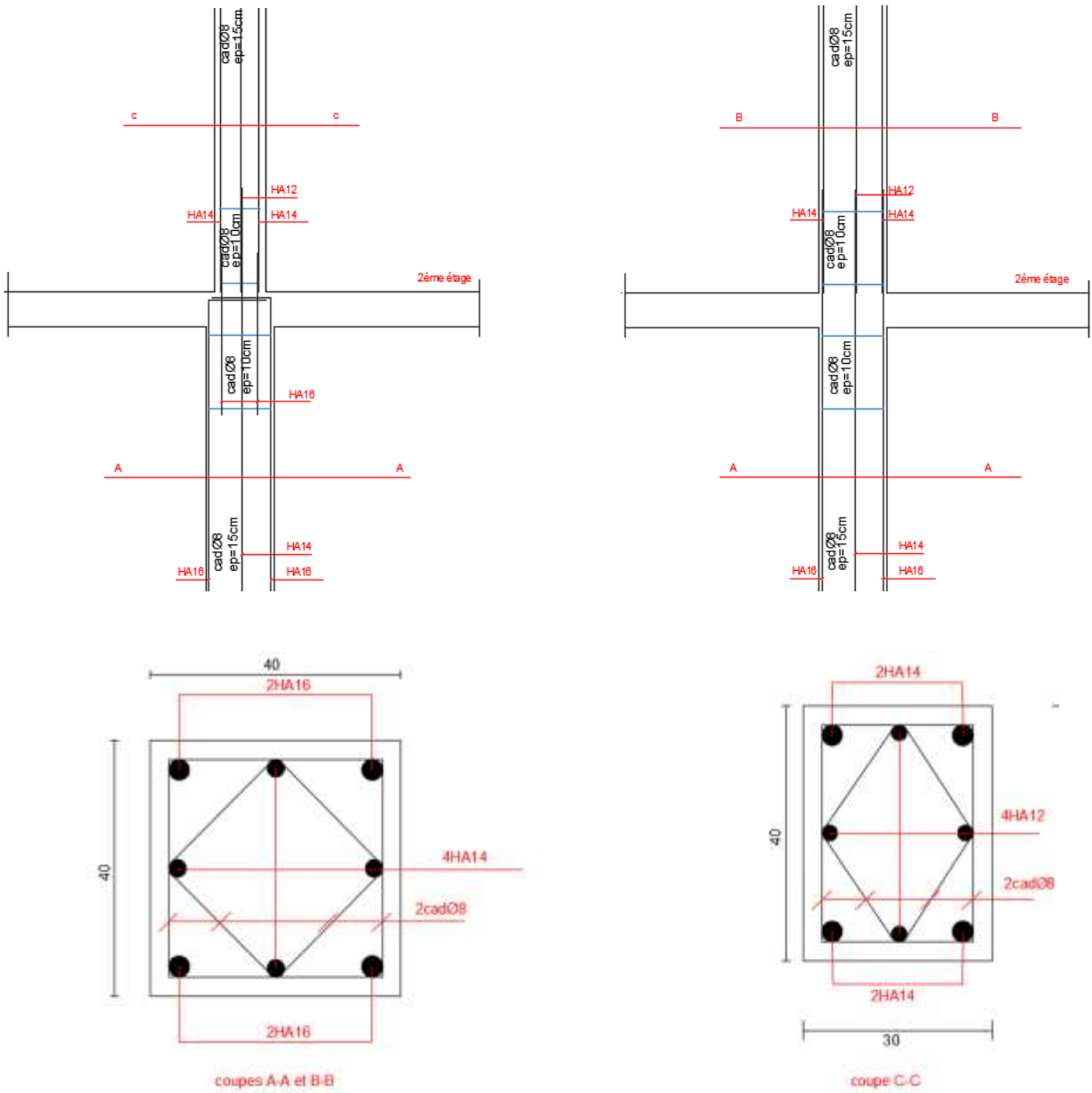


Figure V-1 : Schéma de ferrailage des poteaux.

**2. Ferrailage des poutres**

Les poutres sont des éléments structuraux transmettant les efforts du plancher vers les poteaux ; sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'ELU sous l'effet du moment le plus défavorable et puis vérifié suivant les recommandations du RPA99/version 2003 et BAEL91.

▪ **Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, les différentes combinaisons selon BAEL91 :

-1,35 G + 1,5 Q

-G+Q

Calcul des armatures longitudinales :

La structure comporte des poutres principales et secondaires :

Poutre principale			Poutre secondaire		
ELU		M(KN-m)	ELU		M(KN-m)
RDC	Appui	83,88	RDC	Appui	19,52
	Travée	62,39		Travée	17,79
Etage01	Appui	86,53	Etage01	Appui	21,79
	Travée	60,95		Travée	17,85
Etage02	Appui	89,25	Etage02	Appui	22,75
	Travée	61,78		Travée	18,56
Etage03	Appui	92,33	Etage03	Appui	27,35
	Travée	62,92		Travée	19,44
Etage04	Appui	97,35	Etage04	Appui	30,65
	Travée	61,32		Travée	19,79
Etage05	Appui	76,72	Etage05	Appui	28,21
	Travée	66,98		Travée	18,55

**Tableau V-8 : les moments de poutres principale et secondaire.**

La section des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

• Recommandation par BAEL91

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :  $A_{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$

• Prescriptions données par le RPA99/version 2003

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximal est :
  - \* 4% en zone courante
  - \* 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi_{max}$  (zone IIa).

$L_{recouvrement} \geq 40 \phi_{ma}$

## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

### ▪ Calcul de ferrailage

		Poutre principale					Lr(cm)
		Acalculée	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	As min	As Adopté	Choix des barres	
<b>RDC</b>	Appui	7,1	6	1,34	8,01	3HA14+3HA12	60
	Travée	5,1			6,88	3HA14+2HA12	
<b>Etage01</b>	Appui	7,3			8,01	3HA14+3HA12	
	Travée	5			6,88	3HA14+2HA12	
<b>Etage02</b>	Appui	7,6			8,01	3HA14+3HA12	
	Travée	5,1			6,88	3HA14+2HA12	
<b>Etage03</b>	Appui	7,9			8,01	3HA14+3HA12	
	Travée	5,2			6,88	3HA14+2HA12	
<b>Etage04</b>	Appui	8,3			9,11	3HA16+2HA12	65
	Travée	5			6,88	3HA14+2HA12	
<b>Etage05</b>	Appui	6,4	8,01	3HA14+3HA12	60		
	Travée	5,5	6,88	3HA14+2HA12			

## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

		Poutre secondaire					
		Acalculée	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	As min	As adopté	Choix des barres	Lr(cm)
<b>RDC</b>	Appui	1,8	5,25	1,16	5,65	5HA12	50
	Travée	1,6					
<b>Etage01</b>	Appui	2					
	Travée	1,6					
<b>Etage02</b>	Appui	2,1					
	Travée	1,7					
<b>Etage03</b>	Appui	2,5					
	Travée	1,8					
<b>Etage04</b>	Appui	2,6					
	Travée	1,8					
<b>Etage05</b>	Appui	3,6					
	Travée	1,7					

**Tableau V-9 : ferrailage longitudinal de poutres principale et secondaire.**

### ➤ Armatures transversales

#### • Recommandations du BAEL 91 :

- Diamètre des armatures d'âme :  $\emptyset_t \leq \min (h/35 ; \emptyset_{lmin} ; b/10)$
- Espacement maximal :  $St = \min (0.9d ; 40cm)$

#### • Prescriptions données par le RPA99/version 2003 :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t \geq 0,003 \times St \times b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé par :

$$* \quad st \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\emptyset_{min} \right) \quad \text{La zone nodale}$$

$$* \quad st \leq \frac{h}{2} \quad \text{La zone courante}$$

- Les armatures transversales  $A_t(\min) \geq 0,003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t \geq 1,35cm^2$



## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

B	BAEL91	RPA99		
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ zone courante (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ zone de recouvrement (cm <sup>2</sup> )
PP (30*40)	1,34	6	48	72
PS (30*35)	1,16	5,25	42	63

Tableau V-10 : ferrailage transversal de poutres principale et secondaire.

### ■ Vérification à L'ELS

#### ➤ Vérification de la contrainte de béton

	$M_{ELS}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	b(cm)	h(cm)	c(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs
RDC	-61,08	8,01	30	40	3	9,2	15	Vérifiée
	45,42	6,88						
etage1	-63,11	8,01				9,5		
	44,37	6,88						
Etage2	-65,09	8,01				9,8		
	44,97	6,88						
Etage3	-67,34	8,01				10,1		
	45,8	6,88						
Etage4	-71,01	9,11				10,2		
	44,62	6,88						
Etage5	-56,2	8,01				8,5		
	49,03	6,88						

Tableau V-11 : vérification de la contrainte de béton poutre principale.

	$M_{ELS}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	b(cm)	h(cm)	c(cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs
RDC	-14,22	5,65	30	35	3	3,1	15	Vérifiée
	11,98							
etage1	-15,88					3,4		
	12,97							
Etage2	-16,6					3,6		
	13,47							
Etage3	-19,96					4,3		
	14,11							
Etage4	-22,37					4,8		
	14,36							
Etage5	-20,61					4,4		
	13,53							

Tableau V-12 : vérification de la contrainte de béton poutre secondaire.

➤ Vérification de la contrainte de l'acier

	M <sub>ELS</sub> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b(cm)	h(cm)	c(cm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Obs
RDC	-61,08	8,01	30	40	3	201,6	202	Vérifiée
	45,42	6,88						
etage1	-63,11	8,01				196,6		
	44,37	6,88						
Etage2	-65,09	8,01				201,6		
	44,97	6,88						
Etage3	-67,34	8,01				201,6		
	45,8	6,88						
Etage4	-71,01	9,11				197,7		
	44,62	6,88						
Etage5	-56,2	8,01				201,6		
	49,03	6,88						

Tableau V-13 : vérification de la contrainte de l'acier poutre principale.

	M <sub>ELS</sub> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b(cm)	h(cm)	c(cm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Obs
RDC	-14,22	5,65	30	40	3	88,7	202	Vérifiée
	11,98							
etage1	-15,88					98,3		
	12,97							
Etage2	-16,6					102,7		
	13,47							
Etage3	-19,96					123,5		
	14,11							
Etage4	-22,37					193,2		
	14,36							
Etage5	-20,61					127,5		
	13,53							

Tableau V-14 : vérification de la contrainte de l'acier poutre secondaire.

▪ Vérification de l'effort tranchant

Poutre	V <sub>max</sub> (KN)	d (cm)	τ(Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Obs
P.P (30*40)	104,71	37	0,9433	2,5	Vérifiée
P.S (30*35)	55,94	32	0,5827	2,5	Vérifiée

Tableau V-15 : vérification de l'effort tranchant.

▪ Vérification de la flèche

	M <sub>G</sub> (KN-m)	M <sub>ELS</sub> (KN-m)	L(m)	f(mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	Obs
RDC	38,22	45,42	5,2	8,7	11,2	Vérifiée
Etage1	37,332	44,37		8,8		
Etage2	37,33	44,97		8,4		
Etage3	38,55	45,8		8,5		
Etage4	37,48	44,62		8,5		
Etage5	43,76	49,03		9,7		

Tableau V-16 : vérification de la flèche poutre principale.

## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

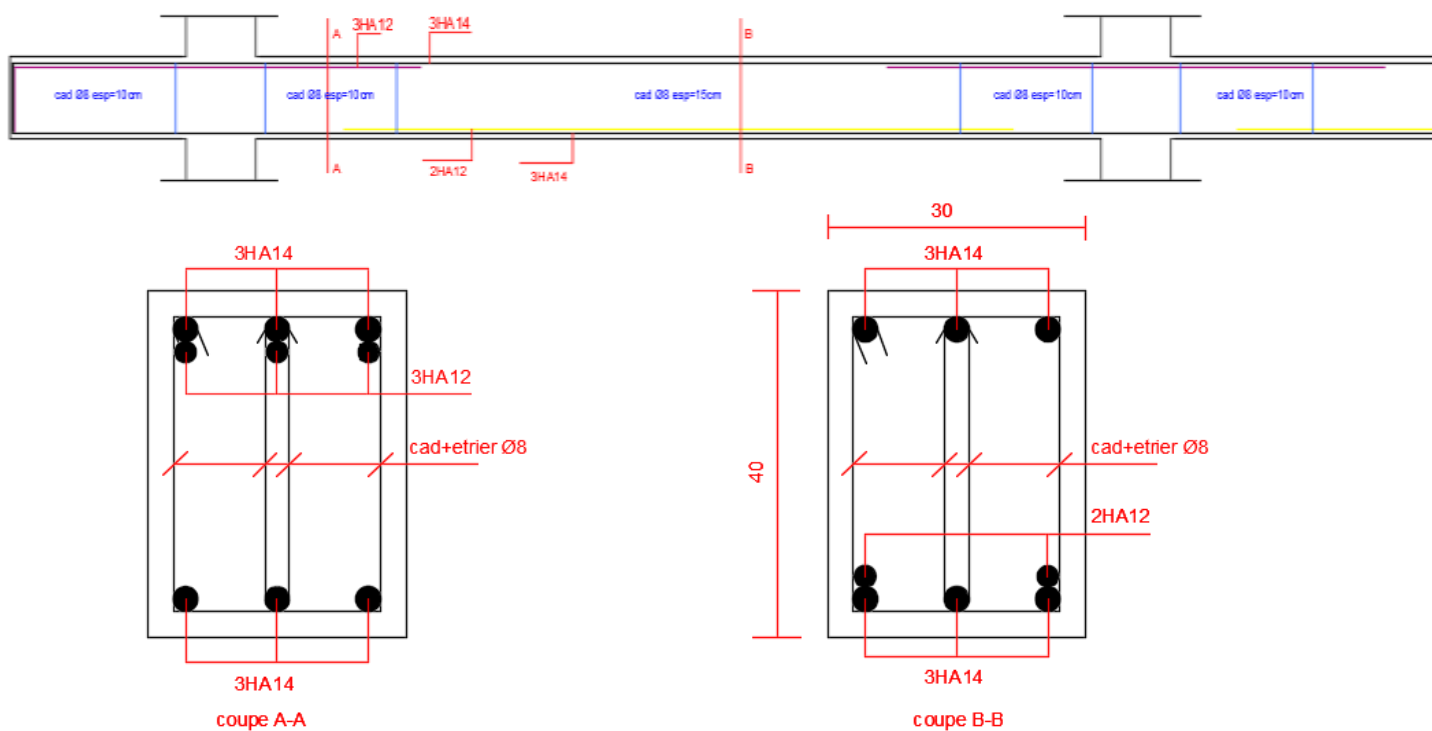
	M <sub>G</sub> (KN-m)	M <sub>ELS</sub> (KN-m)	L(m)	f(mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	Obs
<b>RDC</b>	10,89	11,98	3,6	1	7,2	Vérifiée
<b>Etage1</b>	10,96	12,97		1,2		
<b>Etage2</b>	11,52	13,47		1,3		
<b>Etage3</b>	12,36	14,11		1,4		
<b>Etage4</b>	12,32	14,36		1,4		
<b>Etage5</b>	11,68	13,53		1,3		

**Tableau V-17 : vérification de la flèche poutre secondaire.**

### ▪ Schéma de ferrailage

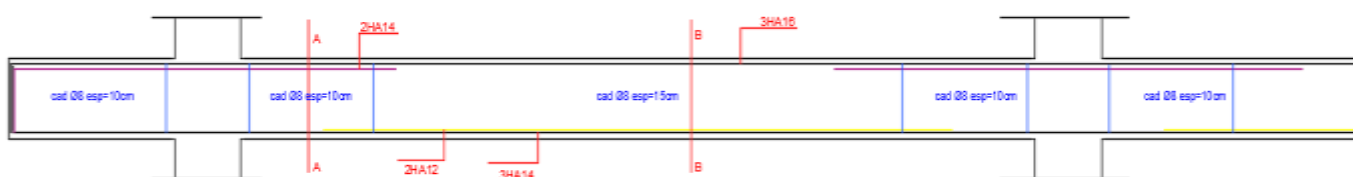
#### ➤ Poutre principale

#### Les étages (RDC-1-2-3-5)



**Figure V-2 : schéma de ferrailage de poutre principale pour les étages (RDC-1-2-3-5)**

#### Etage 4



## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

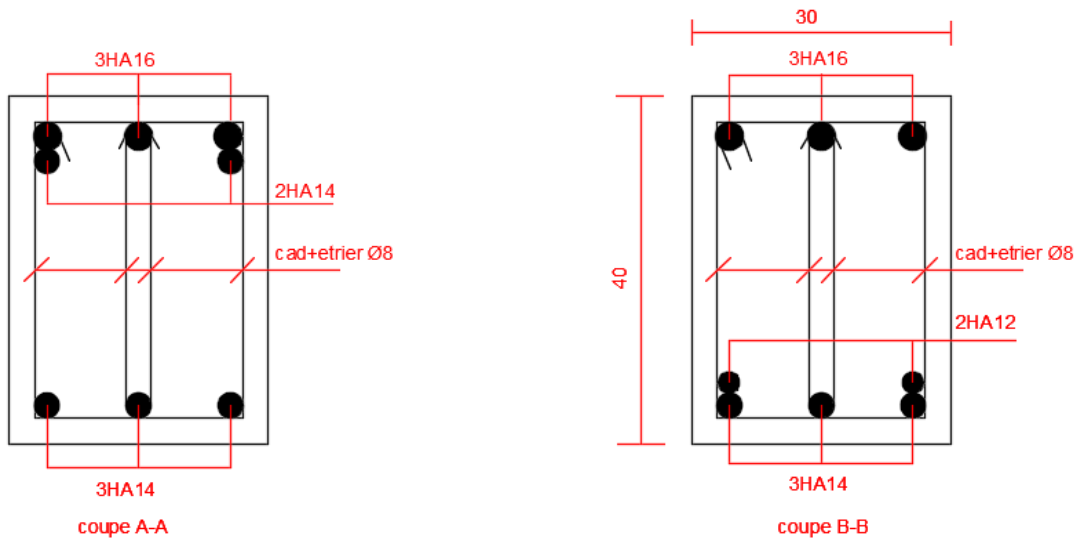


Figure V-3 : schéma de ferrailage de poutre principale étage 4

### ➤ Poutre secondaire

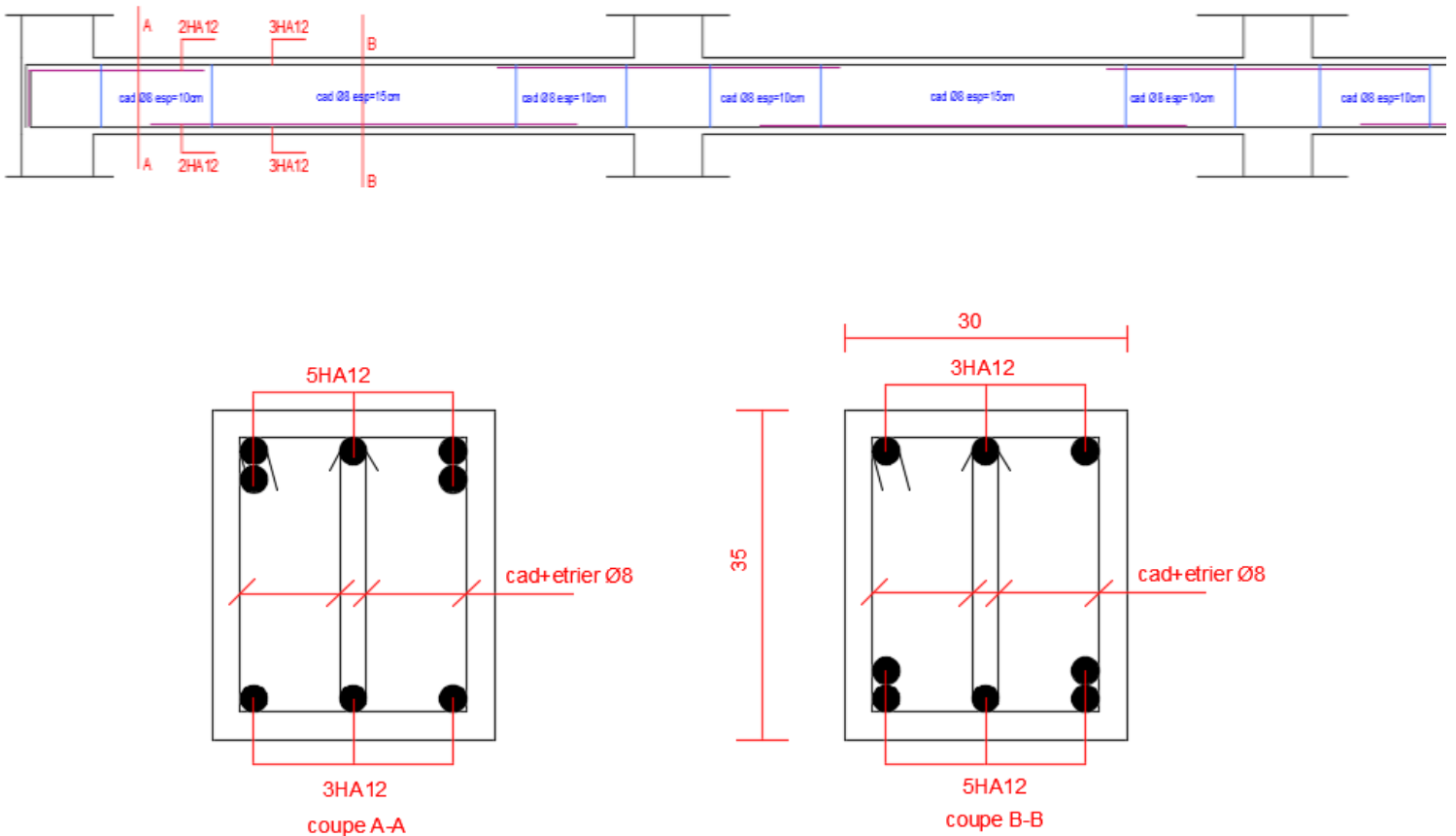


Figure V-4 : schéma de ferrailage de poutre secondaire

### 3. Ferraillage des voiles

Le voile ou mur de contreventement est un élément structural soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; peut être plein ou comportant des ouvertures liées entre elles par des planchers.

Les voiles seront calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

#### ▪ **Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, les différentes combinaisons :

Selon RPA :

$$-0,8G \pm E(x,y)$$

$$-G + Q \pm E(x,y)$$

Selon BAEL :

$$-ELU$$

$$-ELS$$

Recommandation du RPA99 version 2003

#### Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu. ( $A_{min} \leq 0.20\% * h * e$ )
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement) à chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

#### Armatures Horizontales

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - \* Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - \* En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être :  $s \leq \min(1,5a ; 30cm)$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser l/10 de l'épaisseur du voile.

## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - \*  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - \*  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### Disposition des voiles

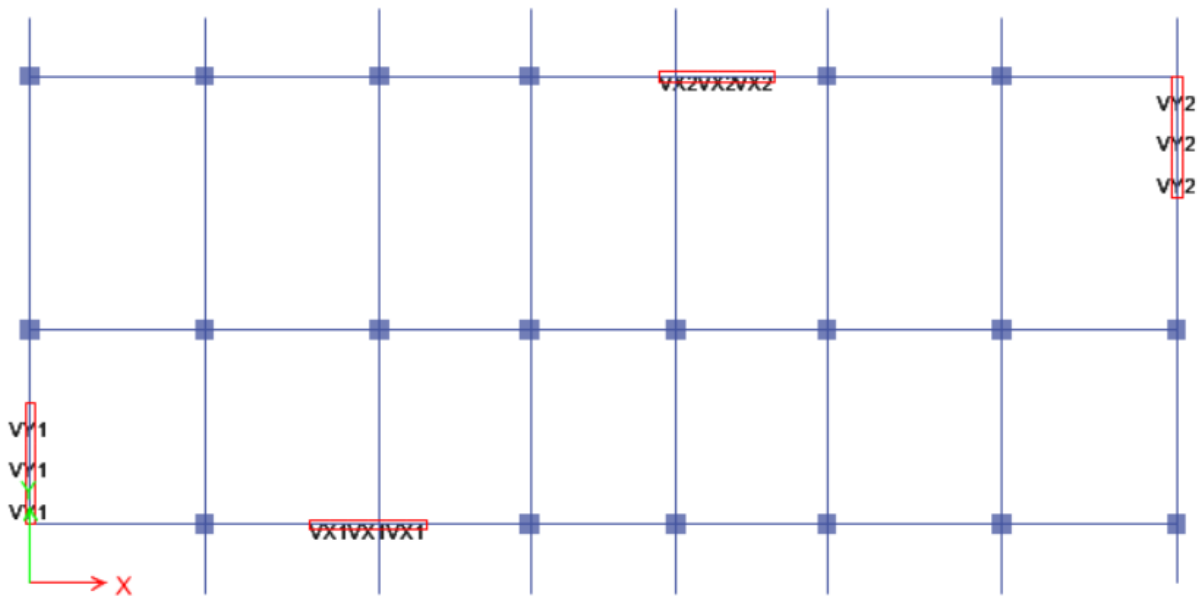


Figure V-5 : Disposition des voiles.

- **Calcul du ferrailage**
  - **Armatures verticales :**

## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

### Le sens X-X

	Étages	F(KN/m)	Bande (m)	As(cm <sup>2</sup> ) /ml	Asmin cm <sup>2</sup> /ml	As adopté	Choix des barres/ml
<b>Vx1 (2,40m)</b>	RDC et 1 <sup>er</sup> étages	999,32	0,24	2,99796	0,96	3,08	2HA14
		447,64	0,96	5,37168	3,84	7,7	5HA14
	2 <sup>ème</sup> ;3 <sup>ème</sup> ;4 <sup>ème</sup> ;5 <sup>ème</sup> étages	386,6	0,24	1,1598	0,96	2,26	2HA12
		296,54	0,96	3,55848	3,84	5,65	5HA12
<b>Vx2 (2,36m)</b>	RDC et 1 <sup>er</sup> étages	979,54	0,236	2,889643	0,944	3,08	2HA14
		592,29	0,944	6,989022	3,776	7,7	5HA14
	2 <sup>ème</sup> ;3 <sup>ème</sup> ;4 <sup>ème</sup> ;5 <sup>ème</sup> étages	433,15	0,236	1,2777925	0,944	2,26	2HA12
		396,43	0,944	1,1694685	3,776	5,65	5HA12

**Tableau V-18 : Armatures verticales des voiles sens Vx1 et Vx2.**

### Le sens Y-Y

	Étages	F(KN/m)	Bande (m)	As(cm <sup>2</sup> ) /ml	Asmin cm <sup>2</sup> /ml	As adopté	Choix des barres/ml	Raidisseur
<b>Vy1 (2,5m)</b>	RDC et 1 <sup>er</sup> étages	864,28	0,25	2,700875	1	3,08	2HA14	
		519,04	1	6,488	4	7,7	5HA14	
		864,28	0,25	2,700875	1	3,39	3HA12	(30*30)cm
		519,04	1	6,488	4	7,7	5HA14	
	2 <sup>ème</sup> ;3 <sup>ème</sup> ;4 <sup>ème</sup> ;5 <sup>ème</sup> étages	324,9	0,25	1,0153125	1	2,26	2HA12	
		353,38	1	4,41725	4	5,65	5HA12	
		324,9	0,25	1,0153125	1	3,39	3HA12	(30*30)cm
		353,38	1	4,41725	4	5,65	5HA12	
<b>Vy2 (2,5m)</b>	RDC et 1 <sup>er</sup> étages	937,9	0,25	2,9309375	1	3,08	2HA14	
		570,7	1	7,13375	4	7,7	5HA14	
		937,9	0,25	2,9309375	1	3,39	3HA12	(30*30)cm
		570,7	1	7,13375	4	7,7	5HA14	
	2 <sup>ème</sup> ;3 <sup>ème</sup> ;4 <sup>ème</sup> ;5 <sup>ème</sup> étages	316,39	0,25	0,98871875	1	2,26	2HA12	
		288,88	1	3,611	4	5,65	5HA12	
		316,39	0,25	0,98871875	1	3,39	3HA12	(30*30)cm
		288,88	1	3,611	4	5,65	5HA12	

**Tableau V-19 : Armatures verticales des voiles sens Vy1 et Vy2**

**L'espacement des barres verticales**

$$s_t \leq \min(1,5a ; 30cm) \rightarrow s_t \leq \min(30cm ; 30cm)$$

Dans la zone courante :  $St=20$  cm

$$\text{A l'extrémité : } S'_t = \frac{s}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

**Les longueurs de recouvrement**

$$\emptyset 14 \rightarrow L_{recou} = 40 * \emptyset 14 = 40 * 1,4 \rightarrow L_{recou} = 60cm$$

$$\emptyset 12 \rightarrow L_{recou} = 40 * \emptyset 12 = 40 * 1,2 \rightarrow L_{recou} = 50cm$$

➤ **Armatures horizontales**

$$\tau_u = \frac{1,4 * v}{b * d}$$

$$A_h = \frac{\tau_u * e * s_t}{0,8 * f_e}$$

$$A_{min}^h = 0,15\% * e * s_t$$

**L'espacement des barres horizontales**

$$s_t \leq \min(1,5a ; 30cm) \rightarrow s_t \leq \min(30cm ; 30cm)$$

On prend  $St=20$ cm

	V max (KN)	b(mm)	d(mm)	$\tau$ (Mpa)	e (cm)	St (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As adopté(cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
VX1	347,13	2400	170	1,1911324	20	20	1,48891544	0,6	1,57	2HA10
VX2	358,55	2360		1,2511715			1,56396436			
VY1	329,24	2500		1,0845553			1,35569412			
VY2	334,11	2500		1,1005976			1,37574706			

Tableau V-20 : Armatures horizontales des voiles.

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

Pour une fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15 \frac{fcj}{\gamma b} ; 4MPa\}$$

	Vmax (KN)	b(mm)	d(mm)	$\tau$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)
VX1	347,13	2400	170	0,85080882	2,5
VX2	358,55	2360		0,89369392	
VY1	329,24	2500		0,77468235	
VY2	334,11	2500		0,78614118	

Tableau V-21 : Vérification de l'effort tranchant des voiles.



## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

### ▪ Schéma de ferrailage

#### Voiles sens vx1 et vx2

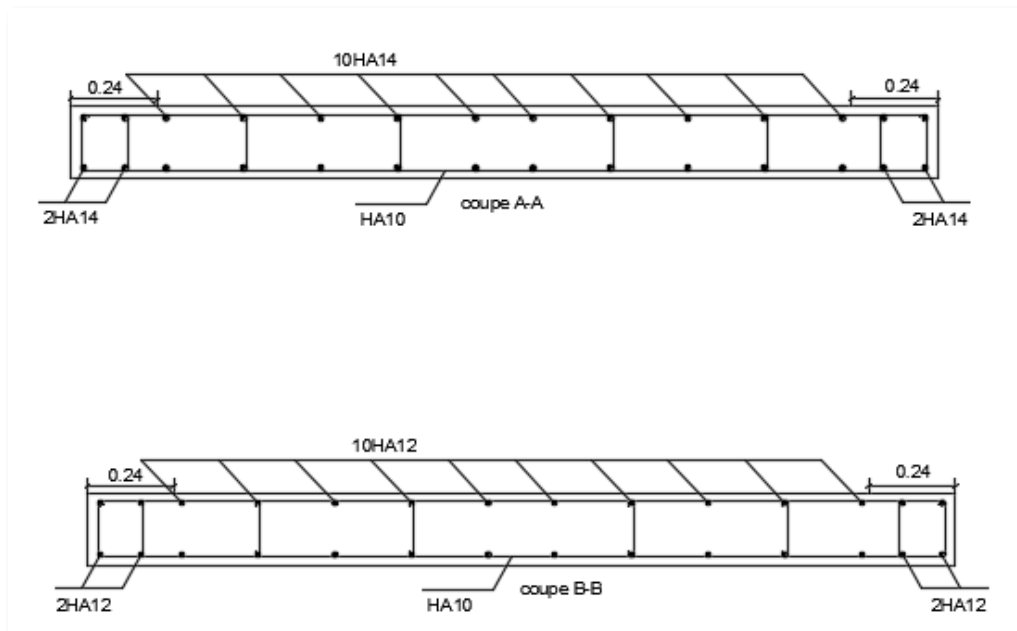
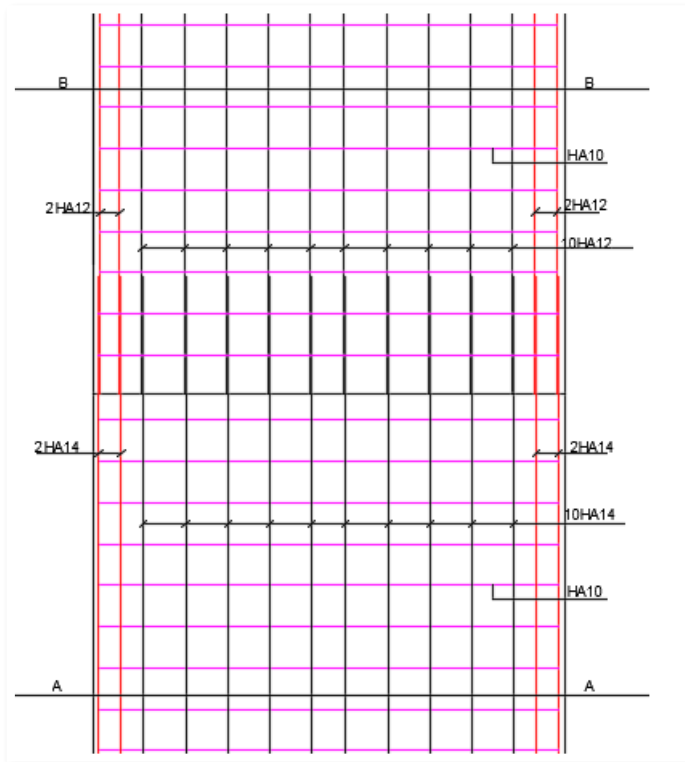


Figure V-6 : schéma de ferrailage des voiles sens vx1 et vx2.

## Chapitre -V- FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

### Voile sens $v_{y1}$ et $v_{y2}$

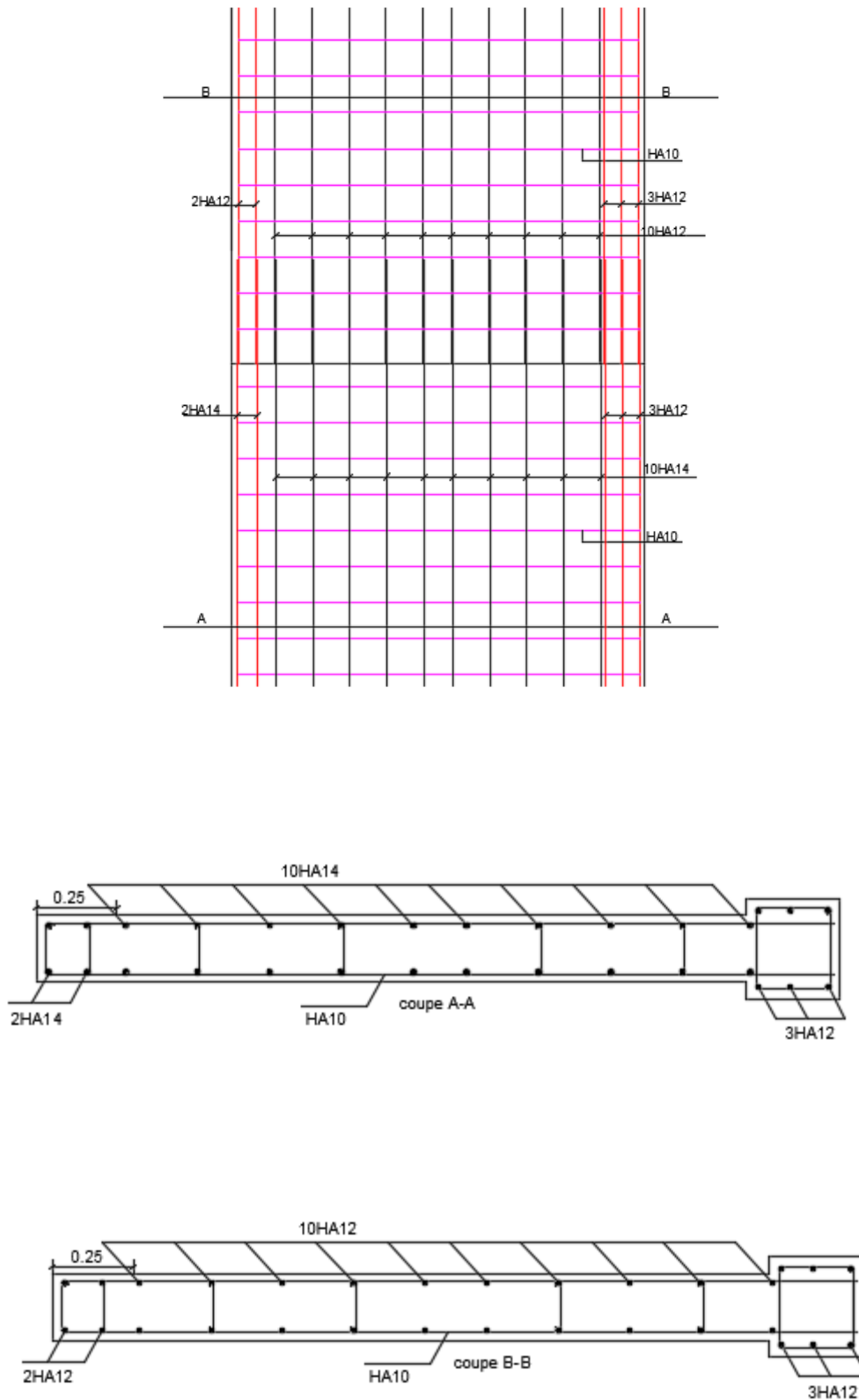


Figure V-7 : schéma de ferrailage des voiles sens  $v_{y1}$  et  $v_{y2}$ .

### **4. Conclusion**

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique, et aussi il faut vérifier de manière prudente les éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres, voiles). Tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles) respectent le minimum exigé par le RPA99v2003.

# CHAPITRE -VI- ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### 1. Introduction

Les fondations sont les éléments de l'infrastructure destinées à transmettre les charges de la superstructure au sol, soit par les semelles, radier, les pieux ou les puits ; la partie importante de l'ouvrage puisque de la conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous les actions dues au sol (remblai...) et de la superstructure.

#### Le choix de type de fondation dépend essentiellement de

- La capacité portante du sol.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.
- La portance de l'ouvrage.

#### Les différents types de fondation

Les fondations superficielles : sont des fondations situées immédiatement sous la base de l'ouvrage (isolée, filante, radier).

Les fondations profondes : lorsque le bon sol se trouve à une profondeur importante, on reporte les charges de la construction sur ce sol par l'intermédiaire (pieux, puits, caissons...etc.).

#### ▪ **Combinaison des charges**

Selon RPA :

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

Selon BAEL :

ELU

ELS

On a une capacité portante du sol égale à 1,5 bar.

#### Vérification des fondations

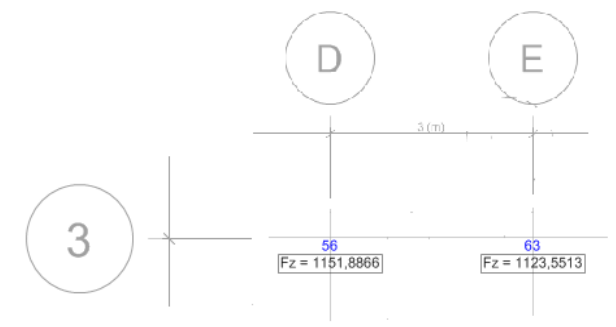


Figure VI-1:schéma du cas défavorable

$$S = \frac{Fz}{\sigma_{sol}}$$

$$Fz(56) = 1151,88\text{KN} \Rightarrow S_1 = \frac{1151,88 \times 10^{-3}}{0.15} = 7,68\text{m}^2$$

$$S_1 = A \times A \Rightarrow A = \sqrt{7,68} \text{ on prend } A = 2,8\text{m}$$

$$Fz(63) = 1123,55\text{KN} \Rightarrow S_1 = \frac{1123,55 \times 10^{-3}}{0.15} = 7,49\text{m}^2$$

$$S_2 = B \times B \Rightarrow B = \sqrt{7,49} \text{ on prend } B = 2,8\text{m}$$

$\frac{A}{2} (m)$	$\frac{B}{2} (m)$	$\sum \frac{A}{2} + \frac{B}{2}$ (m)	entre axe F(63) et F(56) (m)
1,4	1,4	2,8	3,0

Observation : le tableau montre un chevauchement des semelles.

Et aussi contenu que la distance entre deux semelles voisines doit être supérieure à 80 cm ; ceci amène à proposer un radier nervuré.

## 2. Radier nervuré

### ▪ Pré dimensionnement du radier nervuré

– épaisseur des éléments constitutifs du radier déterminer par les relations suivantes :

$$\text{Nervure : } h1 \geq \frac{L'max}{10} \geq \frac{520}{10} = 52\text{cm}$$

$L'max$ : entre axes des poteaux parallèlement aux nervures.

– Condition de forfaitaire:

$$\frac{L'max}{8} \leq h1 \leq \frac{L'max}{5}$$

$$65\text{cm} \leq h1 \leq 104\text{cm}$$

On retient

Pour les nervures principales :  $h1 = 75\text{cm}$  et largeur est celle de poteaux «40cm ».

Pour les nervures secondaires :  $h1 = 60\text{cm}$  et largeur est celle de poteaux «40cm ».

$$\text{Dalle de radier : } h2 \geq \frac{L'max}{20} \geq \frac{360}{20} = 18\text{cm}$$

$L'max$  : entre axes des poteaux perpendiculaires aux nervures.

On retient pour la dalle de radier une épaisseur  $h2 = 30\text{ cm}$

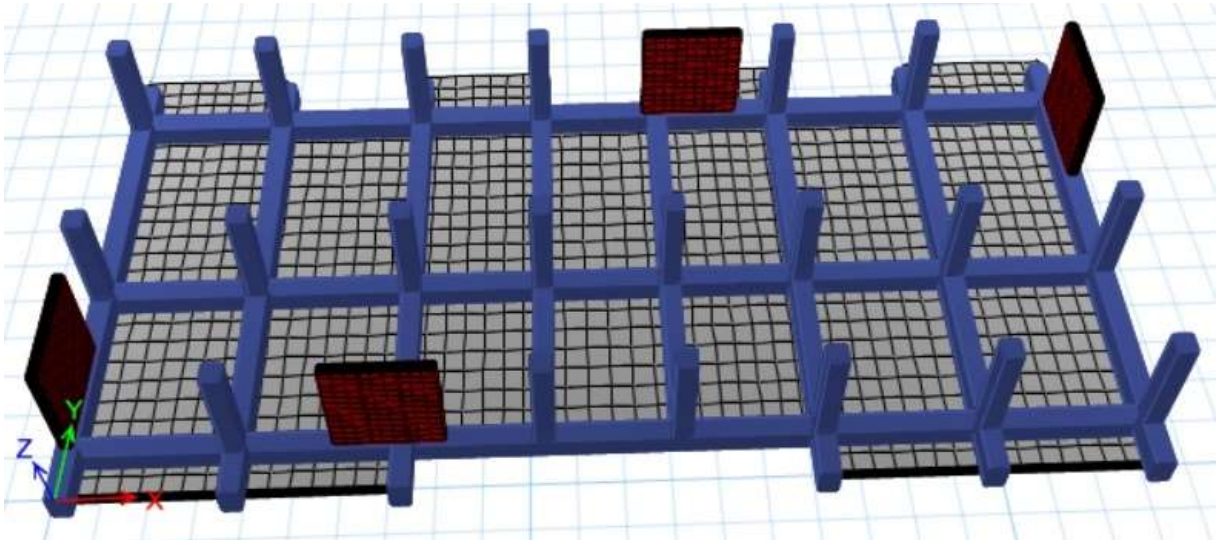


Figure VI-2:schéma de radier nervuré

▪ Vérification de la contrainte du sol

La contrainte de radier à ELS doit être inférieure à la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{\text{radier}} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$126,92\text{KN/m}^2 < 150\text{KN/m}^2$$

$\sigma_{\text{Radier}}$  : la contrainte de radier à l'ELS obtenu par ETABS.

$\sigma_{\text{Adm}}$  : la contrainte admissible du sol (0,15MPa).

Donc le radier nervuré est vérifié.

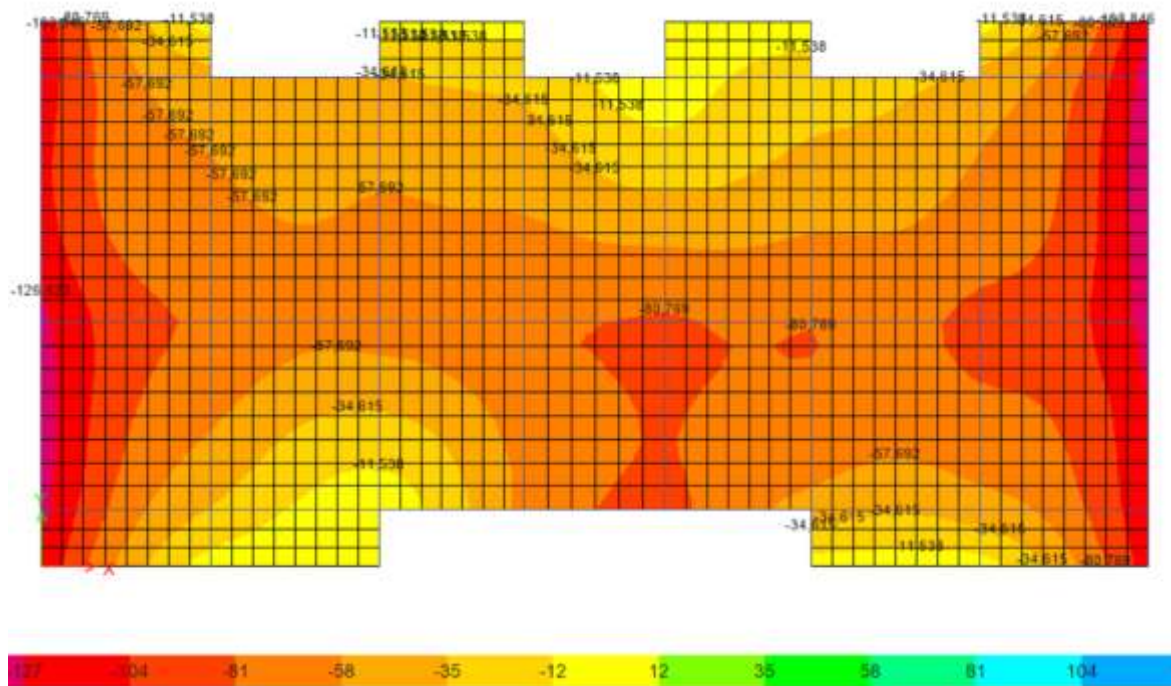
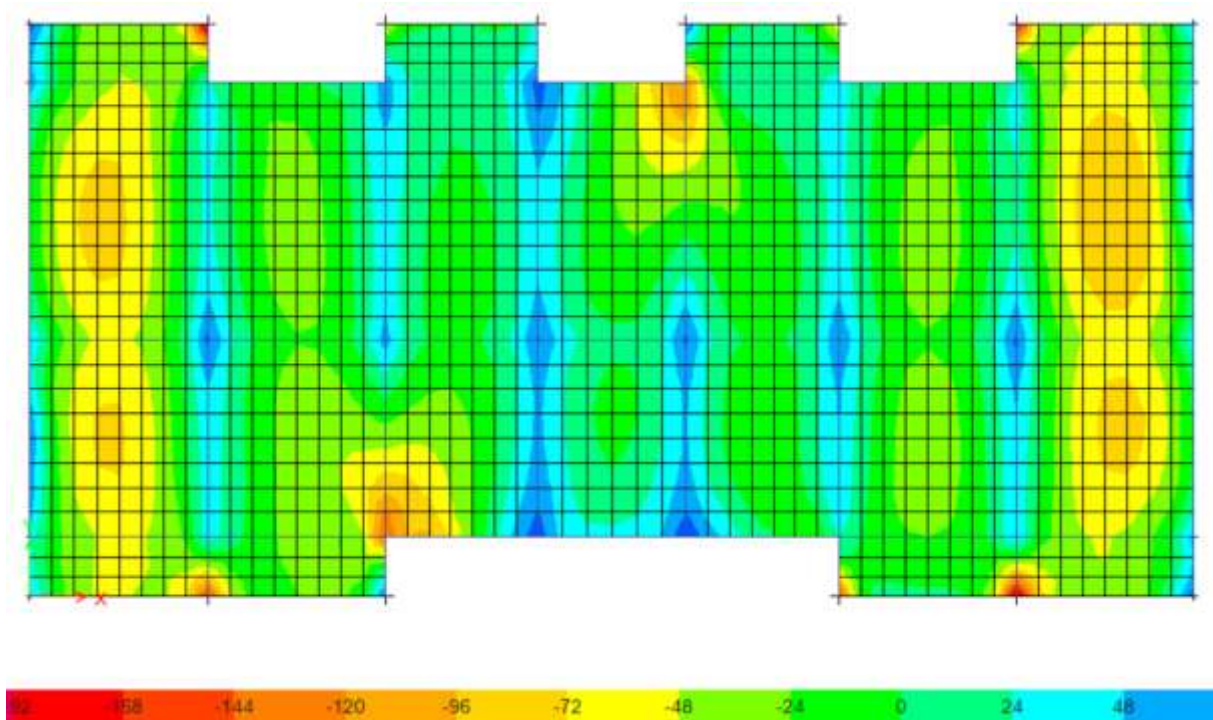


Figure VI-3:contrainte de radier à l'ELS.

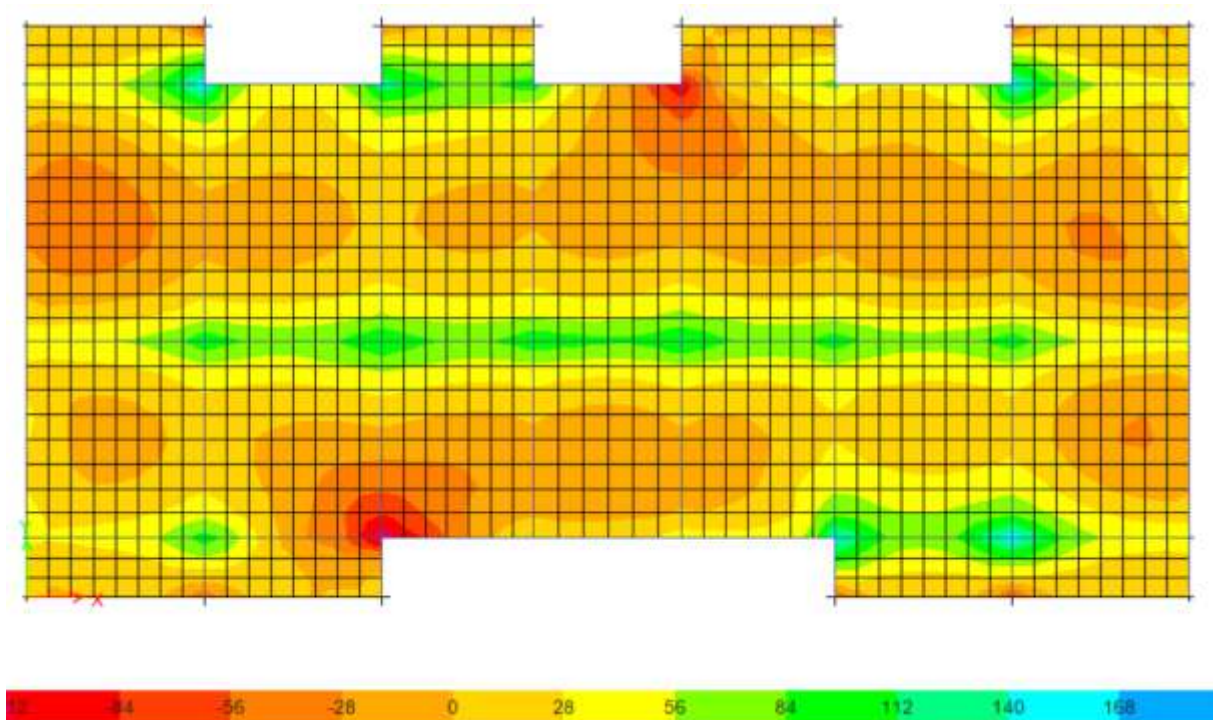


▪ **Les différentes sollicitations**

Après une modélisation du radier avec le logiciel « ETABS », les résultats obtenus :



**Figure VI-4: Moment M11 à l'ELS.**



**Figure VI-5 : Moment 22 à l'ELS.**



**3. Calcul de ferrailage du radier nervuré**

Le calcul du radier est considéré comme plancher nervuré renversé ou en plancher dalle renversé ; sollicité à la flexion simple et en considérant la fissuration préjudiciable.

▪ **Ferrailage de la dalle**

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec une section  $(b \times h) = (1\text{ml} \times 30\text{cm})$ .

	Mu (KN)	b(cm)	h(cm)	c (cm)	As clc (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
appui	56,49	100	30	5	6,7	3,02	7,7	5HA14
travée	46,57				5,5		5,65	5HA12

Tableau VI-1:ferrailage de la dalle sens X-X.

	Mu (KN)	b(cm)	h(cm)	c (cm)	As clc (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
appui	54,56	100	30	5	6,5	3,02	7,7	5HA14
travée	45,089				5,3		5,65	5HA12

Tableau VI-2:ferrailage de la dalle sens Y-Y.

L'espacement

Selon x-x :  $St \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

Selon y-y :  $St \leq \min(4h; 45\text{cm}) \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

Fissuration préjudiciable :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \min\{0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\}$

	Vmax (KN)	d (cm)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Obs
X-X	200	25	0,8	2,5	Vérifiée
Y-Y	299,48	25	1,19	2,5	Vérifiée

Tableau VI-3:vérification de l'effort tranchant selon axes X-X et Y-Y.

▪ **Vérification à l'ELS**

➤ **Vérification de la contrainte de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj}$$

		Mser (KN.m)	b (cm)	h(cm)	c(cm)	As (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	Obs
X-X	appui	56,38	100	30	5	7,7	7,4	15	Vérifiée
	travée	30,75				5,65			
Y-Y	appui	41,25				5,4	15	Vérifiée	
	travée	38,57							5,65

Tableau VI-4: Vérification de la contrainte de béton dans lessens X-X et Y-Y.

➤ **Vérification de la contrainte de l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}(d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\left(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}$$

Pour les armatures haute adhérence « η = 1,6 ».

		Mser (KN.m)	b (cm)	h(cm)	c(cm)	As (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> (Mpa)	Obs
X-X	appui	30,75	100	30	5	7,7	23,9	201,63	Vérifiée
	travée	16,957				5,65			
Y-Y	appui	41,25				17,4	201,63	Vérifiée	
	travée	38,57							5,65

Tableau VI-5: Vérification de la contrainte de l'acier dans les sens X-X et Y-Y.

▪ Schéma de ferrailage

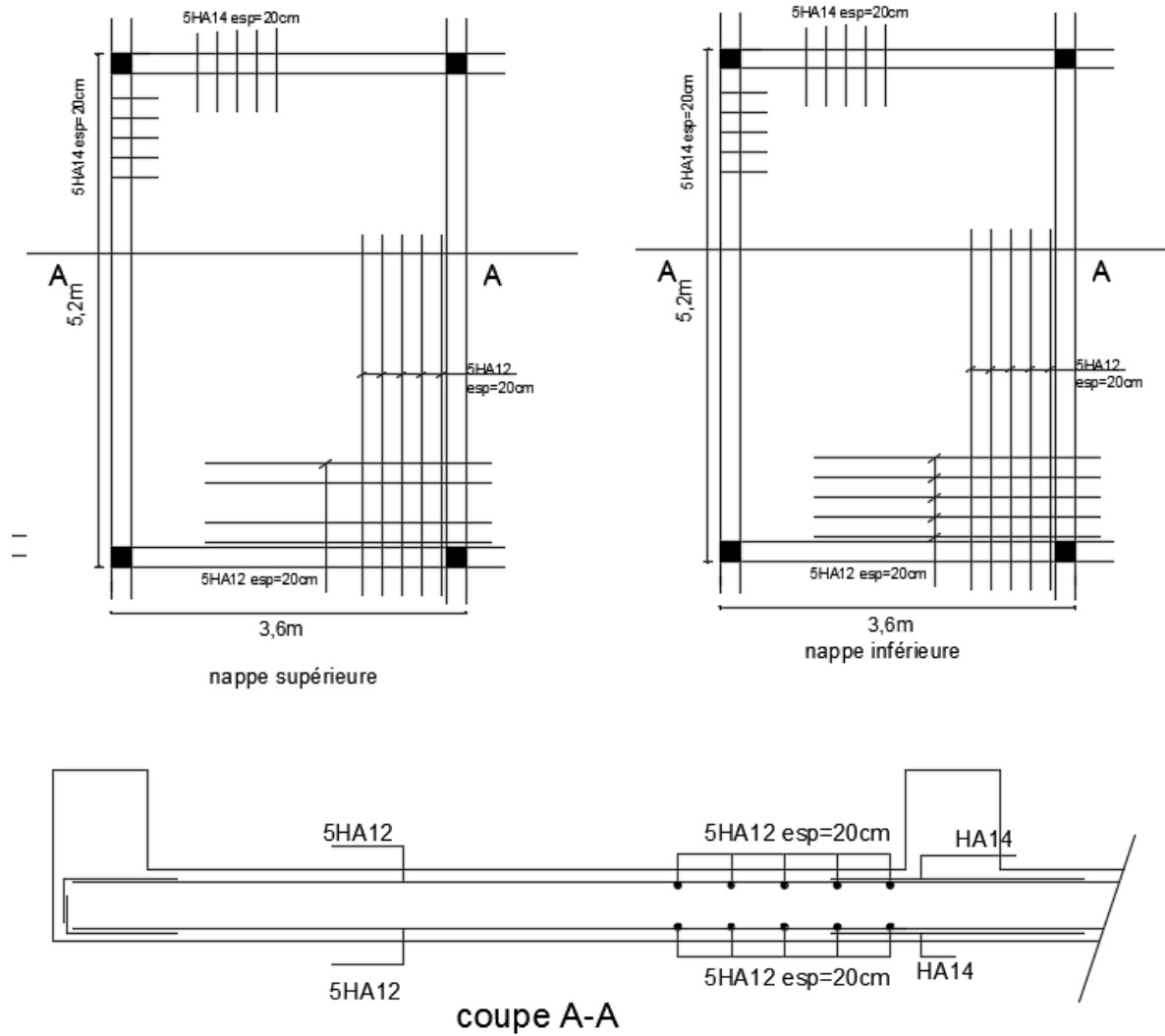


Figure VI-6:schéma de ferrailage du radier.

▪ Ferrailage des nervures

Calculées comme poutre renversée, Le ferrailage se fait à la flexion simple.

		Mu (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As adopte(cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
40*75	Appui	359,76	15,9	3,38	16,68	6HA16+3HA14
	Travée	235,518	10,1		12,06	6HA16
40*60	Appui	234,88	13,3	2,65	15,45	6HA16+3HA12
	Travée	190,18	10,6		12,06	6HA16

Tableau VI-6:ferrailage des nervures.

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

	Vmax (KN)	d (cm)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Obs
<b>40*75</b>	469,301	70	1,6	2,5	Vérifiée
<b>40*60</b>	223,97	55	1,02	2,5	Vérifiée

Tableau VI-7:vérification de l'effort tranchant selon axes X-X et Y-Y.

▪ **Calcul des armatures transversales**

➤ **L'espace**

Selon RPA

– Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$

\* Pour nervure principale (40\*75) :  $S_t \leq \min(18,75; 19,2) \Rightarrow St = 15cm$

\* Pour nervure secondaire (40\*60) :  $S_t \leq \min(15; 19,2) \Rightarrow St = 15cm$

– Dans la zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

\* Pour nervure principale (40\*75) :  $S_t \leq \frac{75}{2} \Rightarrow St = 20 cm$

\* Pour nervure secondaire (40\*60) :  $S_t \leq \frac{60}{2} \Rightarrow St = 20 cm$

➤ **Calcul les armatures transversales**

$$A_t = 0,003 * St * b$$

$$A_t = 0,003 * 20 * 40 = 2,4 cm^2$$

On prend 4HA10  $\Rightarrow A_t = 3,14 cm^2$ .

▪ **Vérification à l'ELS**

➤ **Vérification de la contrainte de béton**

		Mser (KN.m)	b (cm)	h(cm)	c(cm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
<b>40*75</b>	<b>appui</b>	382,95	40	75	5	16,9	10,6	15	Vérifiée
	<b>travée</b>	336,99				12,06			
<b>40*60</b>	<b>appui</b>	129,138	40	60	5	16,9	5,2	15	Vérifiée
	<b>travée</b>	287,22				12,06			

Tableau VI-8:Vérification de la contrainte de béton des nervures.

➤ Vérification de la contrainte de l'acier

		Mser (KN.m)	b (cm)	h(cm)	c(cm)	As (cm <sup>2</sup> )	σs (Mpa)	σs (Mpa)	Obs	
40*75	appui	382,95	40	75	5	16,09	122,1	201,63	Vérifiée	
	travée	336,99				12,06				
40*60	appui	129,138		60		60	16,09	155,5		201,63
	travée	287,22					12,06			

Tableau VI-9 : Vérification de la contrainte de l'acier des nervures.

▪ Schéma de ferrailage

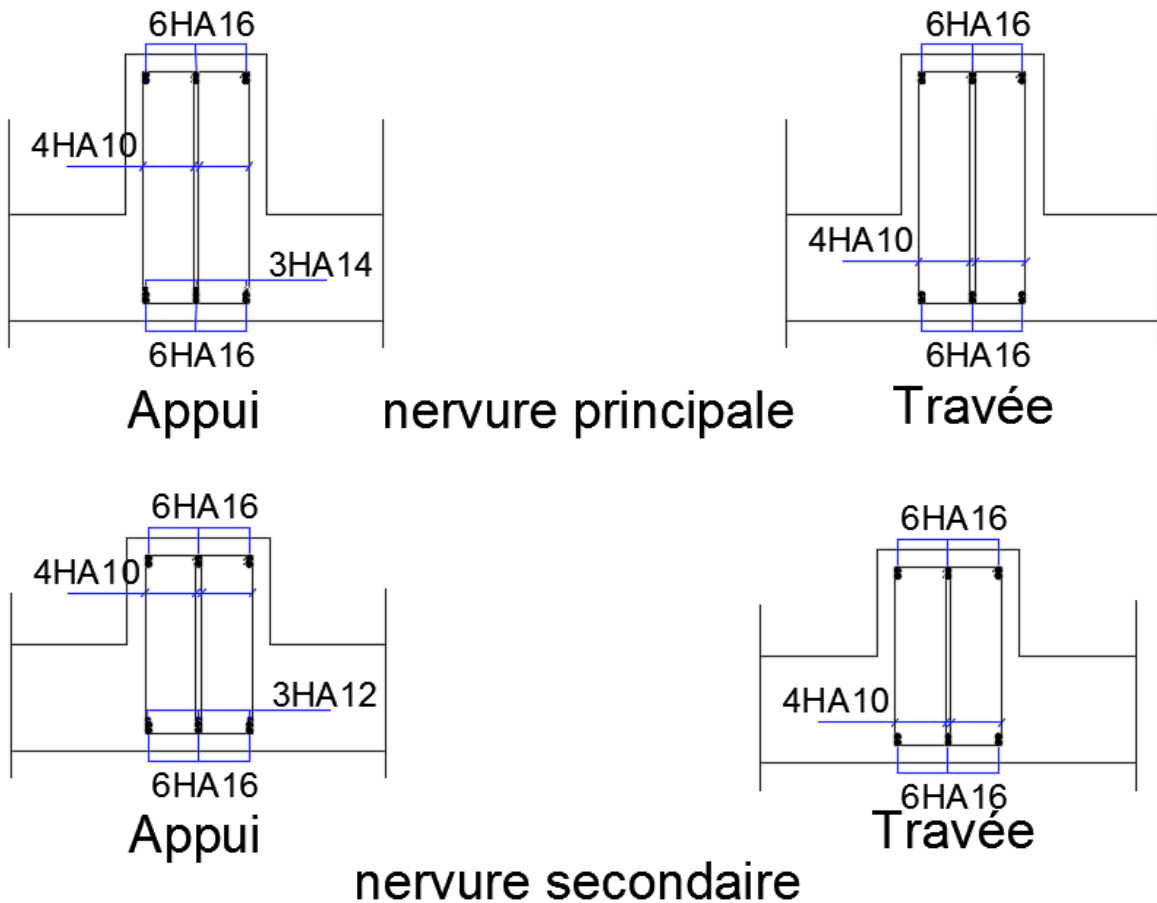


Figure VI-7 : schéma de ferrailage des nervures.

**4. Conclusion**

Le radier a permis la répartition des charges transmises sur un terrain peu stable ; nécessitant des nervures complémentaires pour rigidifier le radier.

## **CONCLUSION GENERALE**

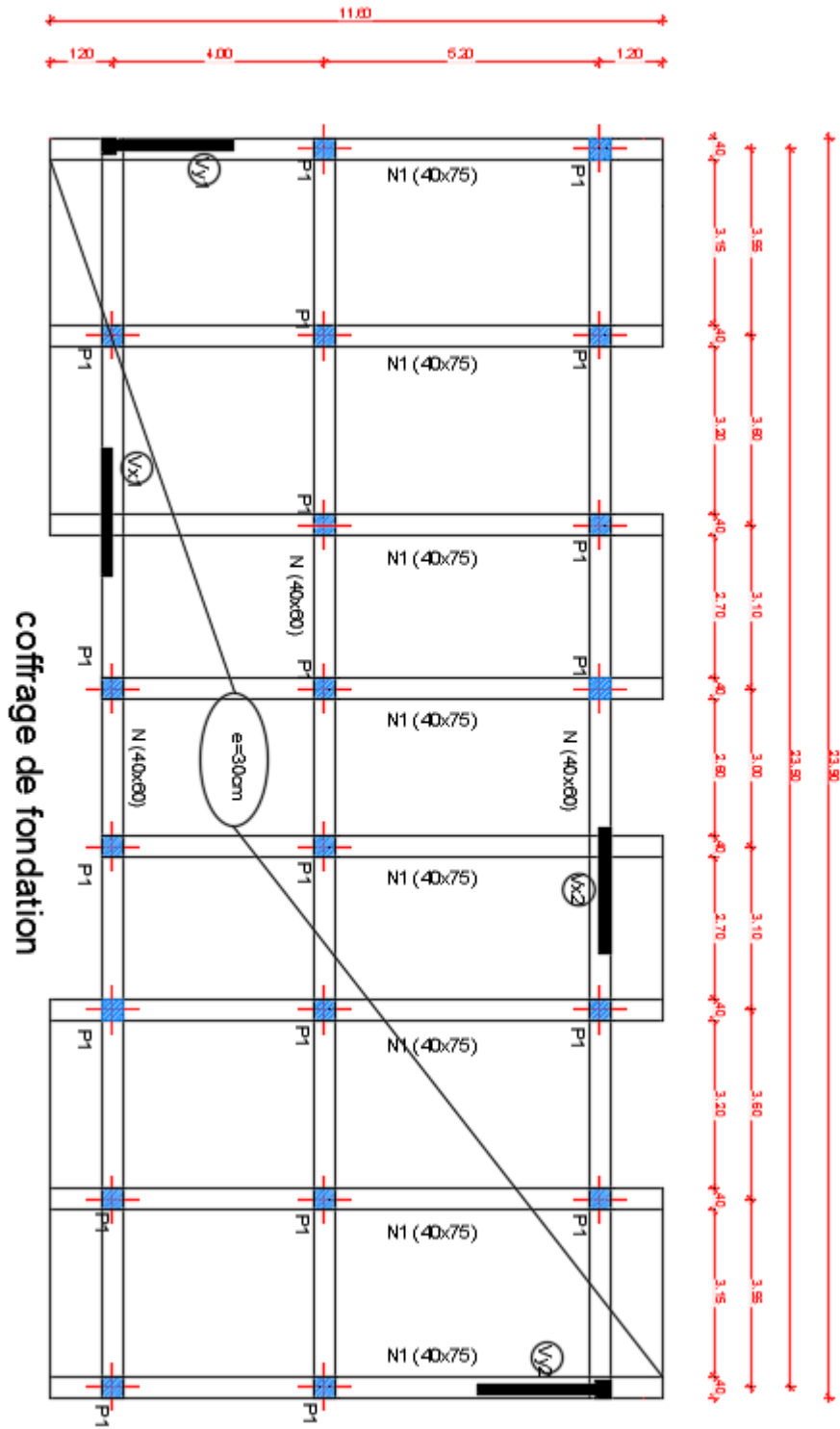
Ce projet a permis d'un côté d'assimiler les différents documents techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment, afin d'éviter toutes les conceptions insuffisantes et arriver à une sécurité parasismique sans surcoût important.

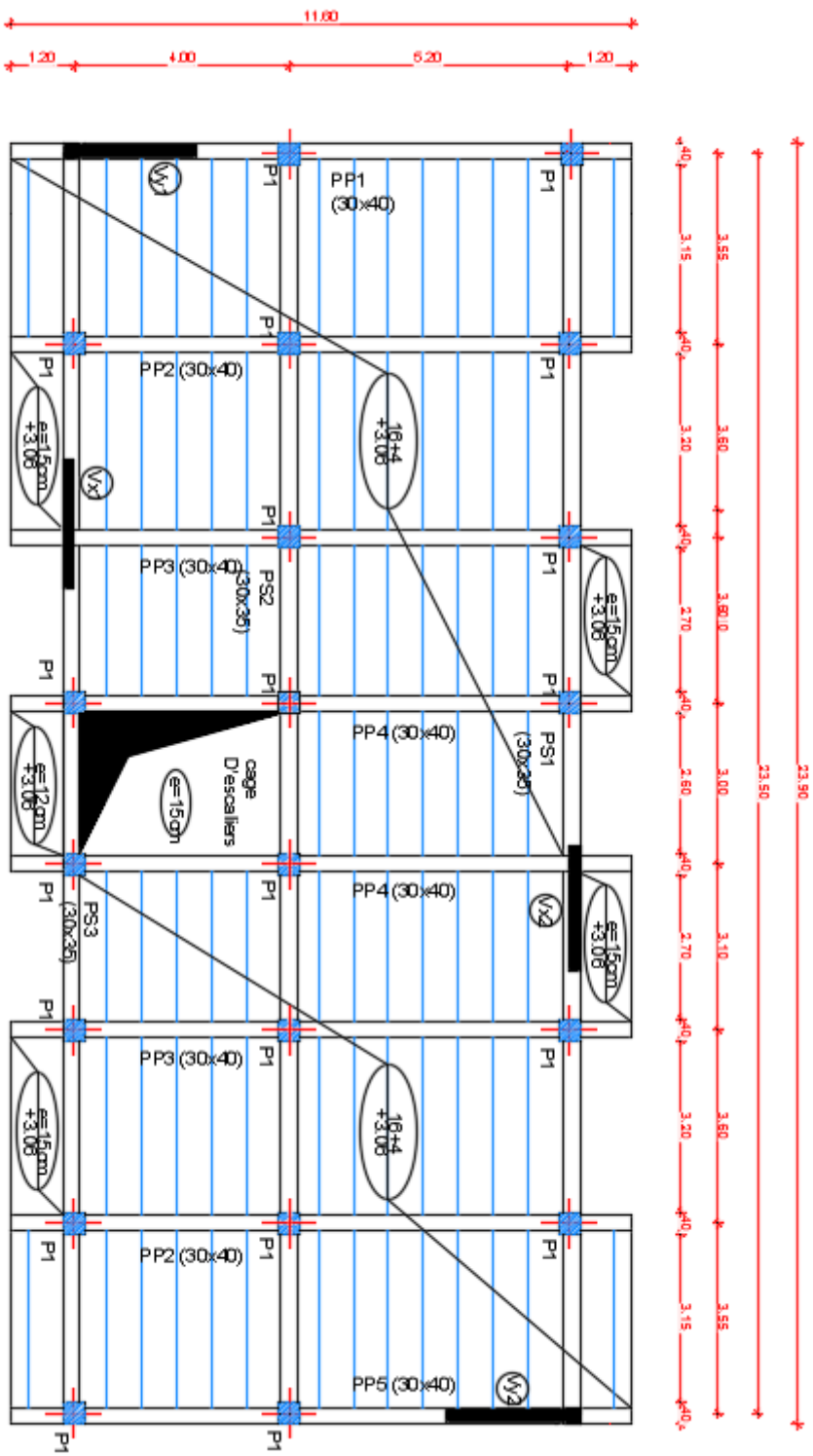
Sortent dans ce projet la modélisation de la structure et le choix de la disposition des voiles, mais aussi les solutions adoptées nécessaires ont donné de meilleurs résultats.

le logiciel ETABS utilisé pour le calcul et l'interprétation les résultats ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier nervuré du fait de la faible portance du sol support et contenu de l'importance de la structure afin de bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

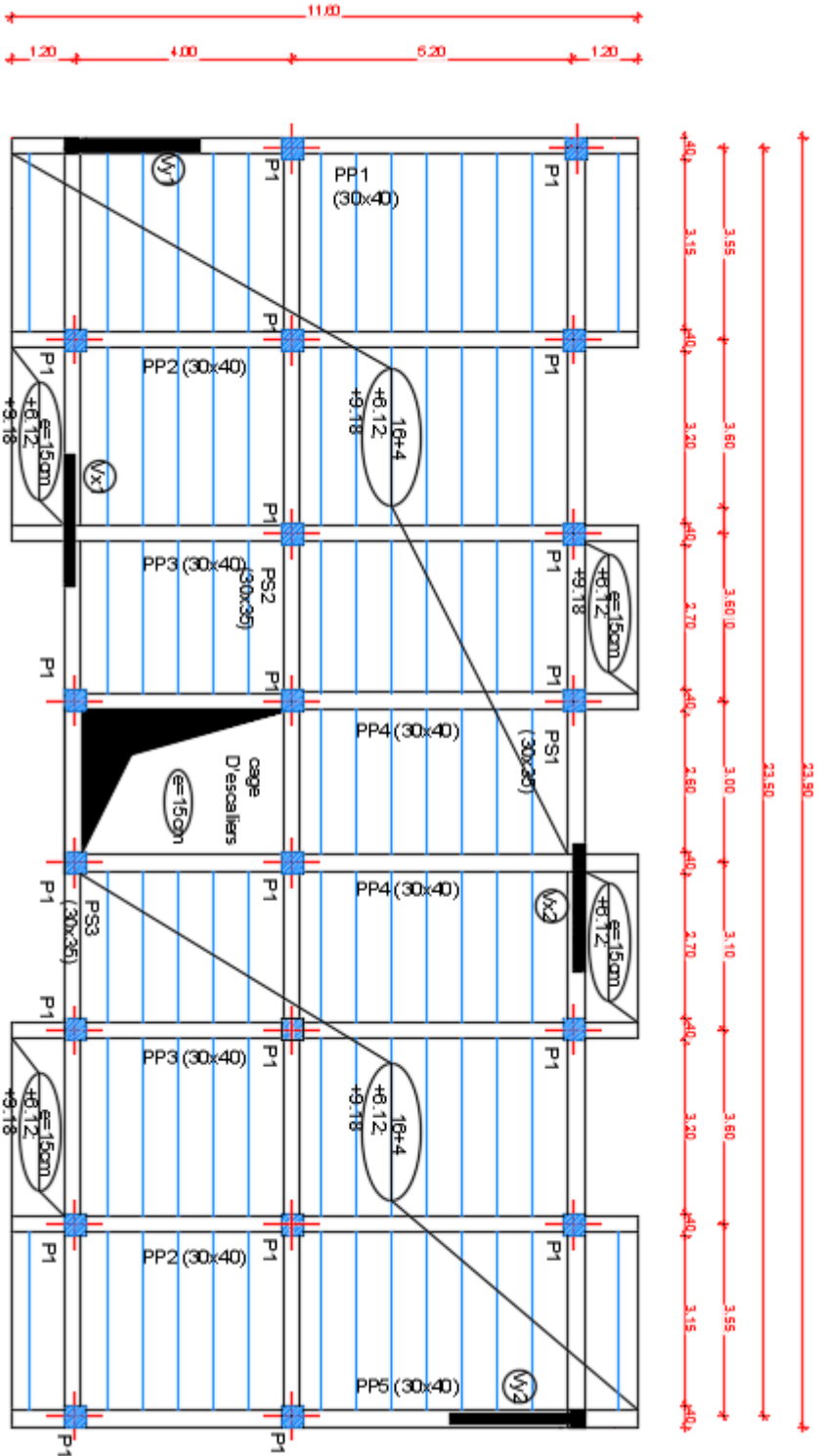
# Coffrage



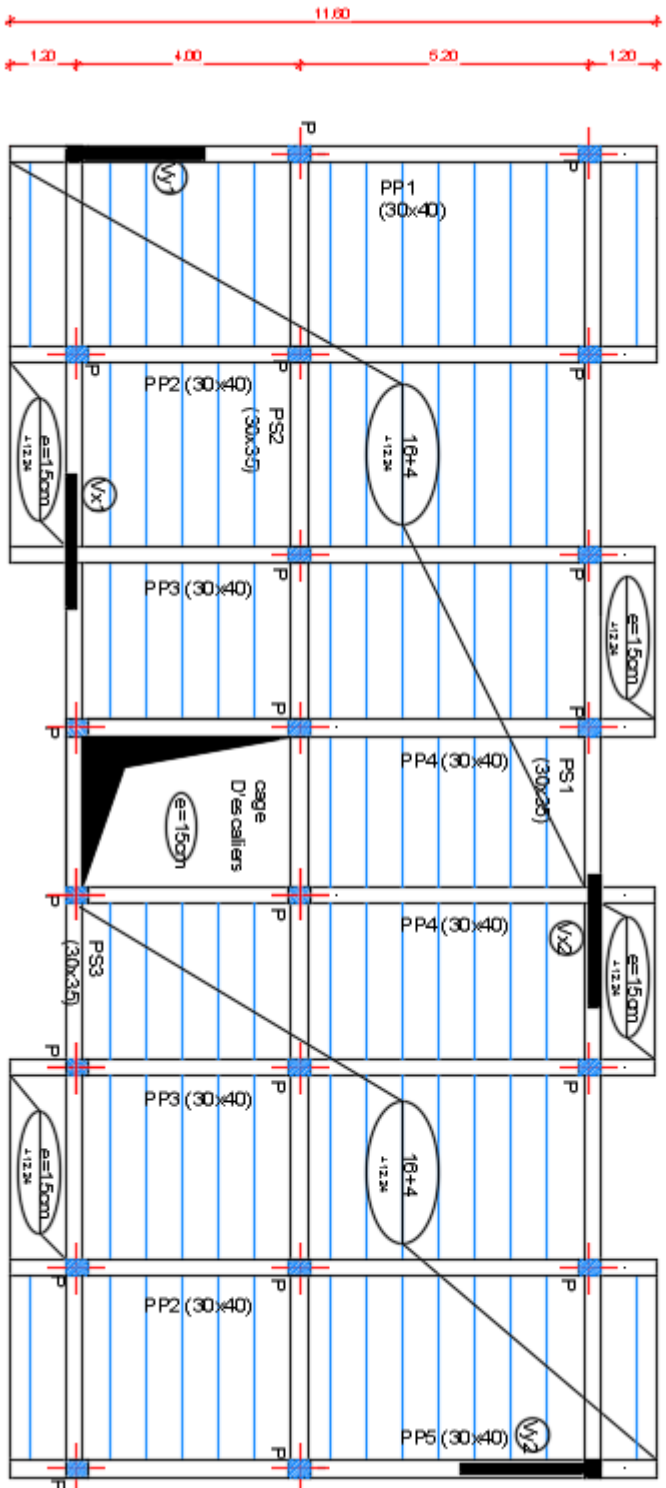


cofferage Niv+3.06

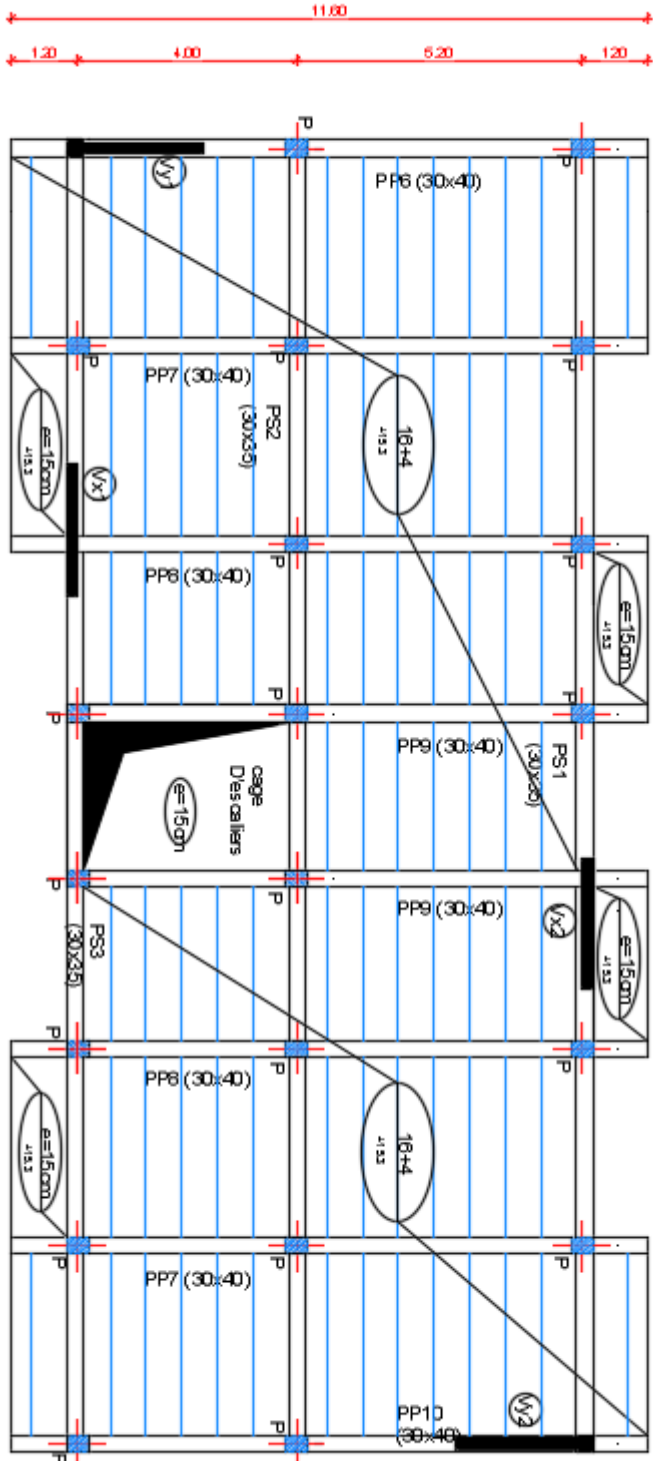




cofrage Niv+6.12; Niv+9.18

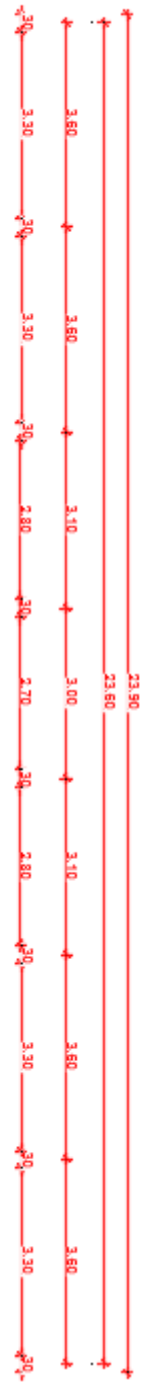
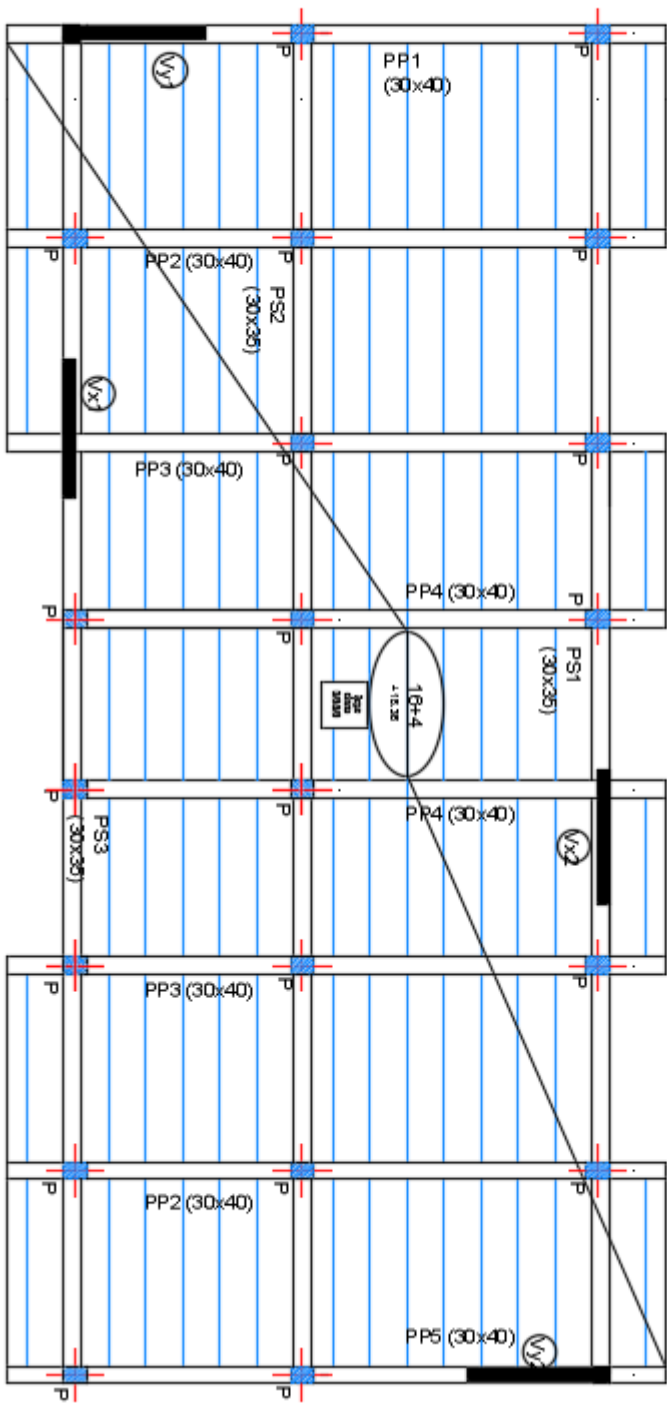


cofferage Niv+12.24



coffrage Niv+15.3





coffrage Niv+18.36

## **REFERENCES**

- Jean-Pierre Mougin : Béton armé (BAEL91 modifié 99 et DTU associés).
- Pierre Charon : Le calcul et la vérification des ouvrages en Béton Armé (théorie et application).
- (RPA99/ version 2003) : Règlement Parasismique Algériennes.
- DTR B.C.2.2 : Document technique règlementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- Mr .Bachir Kebaili : Le béton armé aux états limites.
- Mr. Merzoud: Cours des ouvrages en BA