

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Université Badji Mokhtar Annaba

جامعة باجي مختار عنابة

Faculté : Sciences de l'Ingénierie

Département : Génie civil

Domaine : Science et technologie

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure



## Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

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

### Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Qualité	Signature
Hammouda Abdelaziz	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Président	
ATHMANI Allaeddine	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant	
Menadi Souad	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Examineur	

### Encadrant :

- Mer Athmani Allaeddine

### Présenté par :

- Arab Abir

Année universitaire 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

A decorative flourish in purple, red, and yellow colors, featuring a central diamond shape with a small emblem inside, and symmetrical, flowing lines extending outwards.

## **Nos remerciements**

On tient d'abord à remercier toute notre famille en particulier nos parents et amis qui de près ou de loin nous ont soutenues et encouragées pour l'élaboration de ce mémoire.

On souhaite vivement remercier notre directeur conseillé **monsieur Athmani Allaeddine** qui nous a fait bénéficier de ses conseils et ses compétences, soulignant ainsi l'intérêt qu'il porte à notre travail. On le remercie pour nous avoir accueillies dans son encadrement.

Nos remerciements vont aussi à tous les membres du jury, pour le soutien et l'attention qu'ils vont nous les prêter pendant toute la durée de la soutenance.

Nos vifs remerciements sont adressés à toutes ces personnes pour leur aide et leur patience avec nous, sans oublier nos camarades étudiants de génie civil.

## Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique de l'élément d'ouvrage d'une structure bâtiment (R+5) à usage d'habitation. Le but est de proposer une bonne conception et une répartition efficace de certains éléments porteurs en béton armé ainsi que leurs dimensions respectives (section de béton et d'acier) par application de la réglementation en vigueur (RPA 99 Version 2003, CBA 93, BAEL 91).

Notamment la structure est moins complexes elle comporte un RDC et des étages, dont le lieu d'implantation est la wilaya d'Annaba qui est une zone sismique moyenne.

Le contreventement de la structure est mixte (voiles + portiques) en béton armé.

L'étude dynamique a été faite en moyennant le logiciel Etabs.

Finalement l'étude de l'infrastructure a été faite par le calcul des fondations.

## ملخص

يتكون هذا المشروع بشكل أساسي من الدراسة الديناميكية لهيكل المبنى (R+5) لاستخدام سكني. الهدف هو تقديم تصميم جيد و توزيع فعال لبعض عناصر الخرسانة المسلحة الحاملة بالإضافة إلى أبعادها (قسم الخرسانة و الصلب) من خلال تطبيق اللوائح المعمول بها: RPA99/version2003. BAEL91 et CBA93 على وجه الخصوص. الهيكل أقل تعقيدا. فهو يحتوي على طابق أرضي و أرضيات. و موقعها في ولاية عنابة و هي منطقة زلزليه متوسطة و يتم خلط دعائم الهيكل ( الجدران + الجسور) في الخرسانة المسلحة. تم إجراء الدراسة الديناميكية باستخدام Le logiciel (ETABS) أخيرا تمت دراسة البنية التحتية عن طريق حساب الأساسات.

## **Summary**

This project mainly consists of the dynamic study of the structure of a building structure (R + 5) for residential use. The goal is to offer a good design and an efficient distribution of certain load-bearing reinforced concrete elements as well as their respective dimensions (concrete and steel section) by application of the regulations in force (RPA 99/ version 2003, CBA 93 and BAEL 91).

In particular, the structure is less complex; it has a ground floor and floors, the location of which is the wilaya of Annaba which is an average seismic zone.

The bracing of the structure is mixed (walls + gantries) in reinforced concrete. The dynamic study was done using (ETABS).

Finally, the infrastructure study was done by calculating the foundations.

## **Table des matières**

### **Chapitre 1**

1.1. Présentation du projet.....	01
1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	06.
1.3. Conception structurelle.....	06
1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	07
1.5. Hypothèse de calcul.....	14
1.6. Combinaisons d'actions.....	14

### **Chapitre 2**

2.1. Introduction.....	16.
2.2. Pré dimensionnement des dalles.....	16
2.3. Pré dimensionnement des poutres.....	17
2.4. Pré dimensionnement des voiles.....	18
2.5. Pré dimensionnement du balcon.....	20
2.6. Pré dimensionnement des escaliers.....	21
2.7. Evaluation des charges et surcharges.....	23

### **Chapitre 3**

3.1. Introduction.....	31
3.2. Objectif de l'étude dynamique.....	31
3.3. Conception structurelle et modélisation.....	31
3.4. Actions sismiques.....	32
3.5. Méthode d'analyse dynamique par accélogramme.....	33
3.6. Disposition des voiles.....	33
3.7. Mode de vibration et participation massique.....	36
3.8. Vérification de l'effort normal réduit.....	37.
3.9. Calcul de la force sismique totale.....	38
3.10. Vérification de l'excentricité.....	41
3.11. Vérification du déplacement relatif inter étages.....	42
3.12. Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	44
3.13. Vérification du renversement.....	45

### **Chapitre 4**

4.1. Introduction.....	48
------------------------	----

## **Table des matières**

4.2. Étude de l'acrotère.....	48
4.3. Étude des balcons.....	54.
4.4. Étude des planchers.....	59
4.5. Étude des poutrelles.....	60
4.6. Étude des escaliers.....	69
4.7. Étude de la poutre palière.....	76

## **Chapitre 5**

5.1. Introduction.....	81
5.2. Étude ferrailage des poteaux.....	81
5.3. Armatures transversales.....	81
5.4. Calcul des armatures longitudinales.....	82
5.5. Exemple de calcul.....	87
5.6. Étude ferrailages des poutres principales.....	87
5.7. Étude ferrailages des poutres secondaires.....	93
5.8. Ferrailage des voiles.....	97

## **Chapitre 6**

6.1. Les fondations.....	104
6.2. Hypothèse.....	104
6.3. Vérification de la semelle isolée.....	105
6.4. Vérification de la semelle filante.....	106
6.5. Étude du radier à nervures.....	107
6.6. Étude du radier.....	108
6.7. Principe et paramètre de la modélisation.....	109
6.8. Ferrailage de la dalle radier.....	110
6.9. Ferrailage des nervures du radier.....	118
6.10. Conclusion.....	119.
6.11. Bibliographie.....	120

## Listes des figures

### Chapitre 1 → présentation du projet

Figure 1.1 : Façade principale du bâtiment.....	2
Figure 1.2 : Vue en plan de la coupe A-A.....	3
Figure 1.3 : Vue en plan de l'RDC.....	4
Figure 1.4 : Vue en plan d'étages courant.....	5
Figure 1.5 : Vue en plan duplex.....	5
Figure 1.6 : Vue en plan de la terrasse.....	5
Figure 1.7 : Diagramme contrainte de déformation du béton à l'ELU.....	10
Figure 1.8 : Diagramme contrainte de déformation du béton à l'ELS.....	11
Figure 1.9 : Diagramme contrainte de déformation de calcul.....	12

### Chapitre 2 → pré dimensionnement et descente de charges

Figure 2.1 : Coupe de voile en élévation.....	19
Figure 2.2 : Coupe de voile en plan.....	19
Figure 2.3 : dalle pleine sur trois appuis.....	20
Figure 2.4 : Schéma de l'escalier.....	21
Figure 2.5 : composants d'un plancher terrasse en corps creux.....	23
Figure 2.6 : coupe du plancher étage courant.....	24
Figure 2.7 : Mur extérieur avec remplissage en double parois.....	25

### Chapitre 3 → étude sismique et dynamique

Figure 3.1 : Modélisation en 3 D ( Etabs et Robot).....	32
Figure 3.2 : Disposition des voiles en 2 D.....	33
Figure 3.3 : Voiles dans la structure en 3 D.....	34
Figure 3.4 : 1 <sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant X).....	34
Figure 3.5 : 2 <sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant Y).....	35
Figure 3.6 : 3 <sup>ème</sup> mode de déformation (rotation suivant Z).....	35
Figure 3.7 : Spectre de réponse RPA/2003.....	40
Figure 3.8 : Graphe étages en fonction du moment.....	40
Figure 3.9 : centre de torsion par rapport au centre de gravité.....	42
Figure 3.10 : graphe des étages en fonction du moment.....	46

### Chapitre 4 → étude et ferrailage des éléments secondaires

Figure 4.1 : Coupe transversale de l'acrotère .....	53
---	----

<b>Figure 4.2</b> : schéma du balcon en dalle pleine.....	54
---	----

### Liste des figures

<b>Figure 4.3</b> : cartographie du balcon.....	55
<b>Figure 4.4</b> : poutre porte à faux (console) du balcon.....	56
<b>Figure 4.5</b> : Ferrailage balcon .....	58
<b>Figure 4.6</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	63
<b>Figure 4.7</b> : ferrailage du plancher à poutrelles.....	67
<b>Figure 4.8</b> : ferrailage de la dalle de compression.....	68
<b>Figure 4.9</b> : schéma statique (RDC) à l'ELU.....	69
<b>Figure 4.10</b> : Schéma de l'escalier.....	69
<b>Figure 4.11</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de l'escalier .....	74
<b>Figure 4.12</b> : coupe de ferrailage de l'escalier .....	75
<b>Figure 4.13</b> : ferrailage de la poutre palière .....	79

### Chapitre 5 → étude des éléments porteurs

<b>Figure 5.1</b> : Diagramme efforts normaux des poteaux.....	83
<b>Figure 5.2</b> : diagramme moments fléchissant $M_x$ .....	84
<b>Figure 5.3</b> : diagramme moments fléchissant $M_y$ .....	84
<b>Figure 5.4</b> : coupe longitudinale et transversale du poteau (35x35).....	88
<b>Figure 5.5</b> : Diagramme moments fléchissant des poutres principales.....	88
<b>Figure 5.6</b> : Diagramme efforts tranchants des poutres principales.....	89
<b>Figure 5.7</b> : diagramme moments fléchissant des poutres secondaires.....	91
<b>Figure 5.8</b> : Coupe de ferrailage de la poutre principale (30x45).....	92
<b>Figure 5.9</b> : coupe longitudinale des poutres secondaires (30x35).....	93
<b>Figure 5.10</b> : coupe transversale des poutres secondaires (30x35).....	93
<b>Figure 5.11</b> : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	95
<b>Figure 5.12</b> : voiles sens y (robot 2019).....	96
<b>Figure 5.13</b> : voiles sens x (robot 2019).....	97
<b>Figure 5.14</b> : voile dans le sens x-x (Etabs).....	99
<b>Figure 5.15</b> : voile dans le sens y-y (Etabs).....	99
<b>Figure 5.16</b> : coupe ferrailage d'un voile.....	102

### Chapitre 6 → étude de l'infrastructure

<b>Figure 6.1</b> : Schéma du radier à nervures.....	108
<b>Figure 6.2</b> : Vue en 3 D du radier.....	109

**Figure 6.3 :** Contraintes sous radier.....110

### Liste des figures

**Figure 6.4 :** Sollicitations du radier selon  $M_{xx}$  à l'ELS.....111

**Figure 6.5 :** Sollicitations du radier selon  $M_{yy}$  à l'ELS.....111

**Figure 6.6 :** Ferrailage de la nappe selon les deux sens (travée) et (appuis).....113

**Figure 6.7 :** Ferrailage du radier sens (x-x).....113

**Figure 6.8 :** Ferrailage du radier sens (y-y).....113

**Figure 6.9 :** diagramme des moments fléchissants des nervures.....114

**Figure 6.10 :** moments des nervures sens x-x.....114

**Figure 6.11 :** moments des nervures (appui) sens (x-x) et sens (y-y).....115

**Figure 6.12 :** ferrailage des nervures (travée) sens (x-x) et sens (y-y).....117

**Figure 6.13 :** Ferrailage radier à nervures sens x-x.....118

**Figure 6.14 :** Plan de coffrage.....121

**Figure 6.15 :** détails en coupes.....123

## Liste des tableaux

### Chapitre 1

**Tableau 1.1** : caractéristiques mécaniques des aciers.....12

### Chapitre 2

**Tableau 2.1** : évaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.....23

**Tableau 2.2** : évaluation des charges permanentes du plancher courant en corps creux.....24

**Tableau 2.3** : évaluation des charges permanentes du mur extérieur.....25

**Tableau 2.4**: évaluation des charges permanentes du balcon.....26.

**Tableau 2.5** : évaluation des charges permanentes du palier escalier.....26

**Tableau 2.6** : évaluation des charges permanentes de la volée d'escalier.....26

**Tableau 2.7** : pré dimensionnement des poteaux.....28

### Chapitre 3

**Tableau 3.1** : Participation massique pour chaque mode.....36.

**Tableau 3.2** : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux centraux.....37

**Tableau 3.3** : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux de rive.....38.

**Tableau 3.4** : valeurs des facteurs de qualité.....39

**Tableau 3.5** : vérification de la force sismique à la base.....41

**Tableau 3.6** : vérification de l'excentricité pour la régularité en plan.....41

**Tableau 3.7**: vérification des déplacements relatif inter étages (sens X-X).....43

**Tableau 3.8** : vérification des déplacements relatif inter étages (sens Y-Y).....43

**Tableau 3.9** : Vérification de l'effet P-  $\Delta$  selon X.....44.

**Tableau 3.10** : Vérification de l'effet P-  $\Delta$  selon Y.....45

**Tableau 3.11**: vérification au renversement de la structure.....45.

### Chapitre 4

**Tableau 4.1** : Combinaison des sollicitations.....49

**Tableau 4.2** : Ferrailage à l'ELU du balcon.....55

**Tableau 4.3** : résultats par robot expert balcon.....56

**Tableau 4.4** : charges sur les éléments de l'escalier .....56

**Tableau 4.5** : vérification de la flèche.....57

**Tableau 4.6** : différentes charges sur les poutrelles.....59

## Liste des tableaux

<b>Tableau 4.7</b> : charge sur les éléments de l'escalier.....	70
<b>Tableau 4.8</b> : récapitulatif du ferrailage de l'escalier.....	74
<b>Tableau 4.9</b> : résultats ferrailage à l'ELU de la poutre.....	77

## **Chapitre 5**

<b>Tableau 5.1</b> : récapitulatif efforts normaux et moments fléchissants.....	85.
<b>Tableau 5.2</b> : ferrailage poteaux.....	86
<b>Tableau 5.3</b> : armatures en travée des poutres principales.....	87
<b>Tableau 5.4</b> : armatures en appui des poutres principales.....	90.
<b>Tableau 5.5</b> : armatures en travée et en appui des poutres secondaires.....	93
<b>Tableau 5.6</b> : ferrailage des voiles suivant (XX).....	94
<b>Tableau 5.7</b> : ferrailage des voiles suivant (YY).....	100

## **Chapitre 6**

<b>Tableau 6.1</b> : Récapitulatif des moments et du ferrailage longitudinal du radier.....	112
<b>Tableau 6.2</b> : vérification à l'ELS radier.....	115
<b>Tableau 6.3</b> : résultats à l'ELS des moments suivant les deux sens.....	115
<b>Tableau 6.4</b> : ferrailage des nervures suivant les deux sens.....	115
<b>Tableau 6.5</b> : vérification à l'ELS nervures.....	116
<b>Tableau 6.6</b> : Résultats à l'ELU des moments suivant les deux sens.....	116
<b>Tableau 6.7</b> : Vérification effort tranchant à l'ELU (nervures).....	116

## Notations:

**A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier,

**A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales,

**B** : Aire D'une section de béton : Diamètre,

**E** : Module d'élasticité longitudinale,

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinale du béton **E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée  $E_{ij}$  (à l'âge de j jours) **E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier, **E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée  $E_{vj}$  (à l'âge de j jours), Force ou action en général

**G** : Action permanente, module d'élasticité transversale **Q** : Charges d'exploitations

**I** : Moment d'inertie

**L** : Longueur ou portée

**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.

**M** : Moment en général, moment de flexion le plus souvent,

**M<sub>G</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanentes,

**M<sub>Q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,

**M<sub>U</sub>** : Moment de calcul ultime,

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul de service

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée,

**M<sub>a</sub>** : Moment sur appuis

**N** : Effort normal,

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales,

**T** : Effort Tranchant, période,

**V<sub>0</sub>** : Effort tranchant a la base,

**E.L.U** : Etat limite ultime,

**E.L.S** : Etat limite service,

**a** : une dimension,

**b** : une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),

**d** : distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,

**d'** : distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier,

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,  
 $h$  : hauteur totale d'une section de béton armé,  
 $i$  : rayon de giration d'une section,  
 $j$  : nombre de jours,  
 $k$  : coefficient de raideur du sol.  
 $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,  
 $x$  : coordonnée en général, abscisse en particulier,  
 $y$  : coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie,  
 $\gamma_s$  Coefficient de sécurité dans l'acier,  
 $\gamma_b$  Coefficient de sécurité dans le béton,  
 $\varepsilon$  : déformation relative,  
 $\varepsilon_{bc}$  Raccourcissement relatif du béton comprimé,  
 $\varepsilon_s$  Allongement relatif de l'acier tendu,  
 $\varepsilon'_s$  Raccourcissement relatif de l'acier comprimé,  
 $\eta$ : coefficient de fissuration relatif à une armature,  
 $\nu$  : coefficient de poisson, coefficient sans dimension,  
 $\rho$  : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,  
 $\sigma$  : contrainte normale en général,  
 $\lambda$  : Élancement d'EULER.  
 $\tau$  : contrainte tangente (de cisaillement),  
 $\sigma_{bc}$ : Contrainte de compression,  
 $\sigma_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier,  
 $\sigma_{bc}$ :Contrainte de compression admissible du béton,  
 $\beta$ : Coefficient de pondération,  
 $\sigma_{sol}$ : Contrainte du sol,

## **Introduction générale**

**L'analyse** approfondie des ouvrages touchés par les séismes nous renvoie souvent aux mêmes causes de la négligence, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

**Pour** cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

**En effet**, on est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. On doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

**Pour** cela les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements, limiter les risques de torsion et d'éviter les endommagements de la structure tout en assurant la bonne dissipation des efforts.

**Le choix** d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante, les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

**Le projet** qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment en (R+5) contreventé par un système mixte (voiles + portiques). Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui feront l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéresser dans le chapitre (4) à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est obtenue, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel (Étabs). Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre (5). En dernier lieu, le calcul de l'infrastructure fera l'objet du dernier chapitre (6).

**Chapitre 1**  
**PRESENTATION DU**  
**PROJET**

### 1.1 Présentation du projet

Soit un bâtiment à habitation usuelle, devant rester fonctionnels en cas de séisme, implanté à Annaba en zone (IIa) à moyenne sismicité, composé d'un rez-de-chaussée, de cinq étages (R+5), ce bâtiment est contreventé par Voiles porteurs en béton armé. Les planchers, balcon en dalles pleines, des étages et une terrasse accessible en plancher composés de poutrelles + corps creux. Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91 et aux règles parasismiques RPA 99 version 2003. Le premier document de base est le plan d'architecture, qui décrit les grandes composantes, en commençant par le plan des étages, qui détermine l'esthétique de notre structure. On prend de ces plans les éléments tels qu'ils étaient conçu par l'architecte, la façade de la structure schématisée ainsi :



Figure 1.1:Façade principale du bâtiment



Figure 1.2: Vue en plan de la coupe A-A

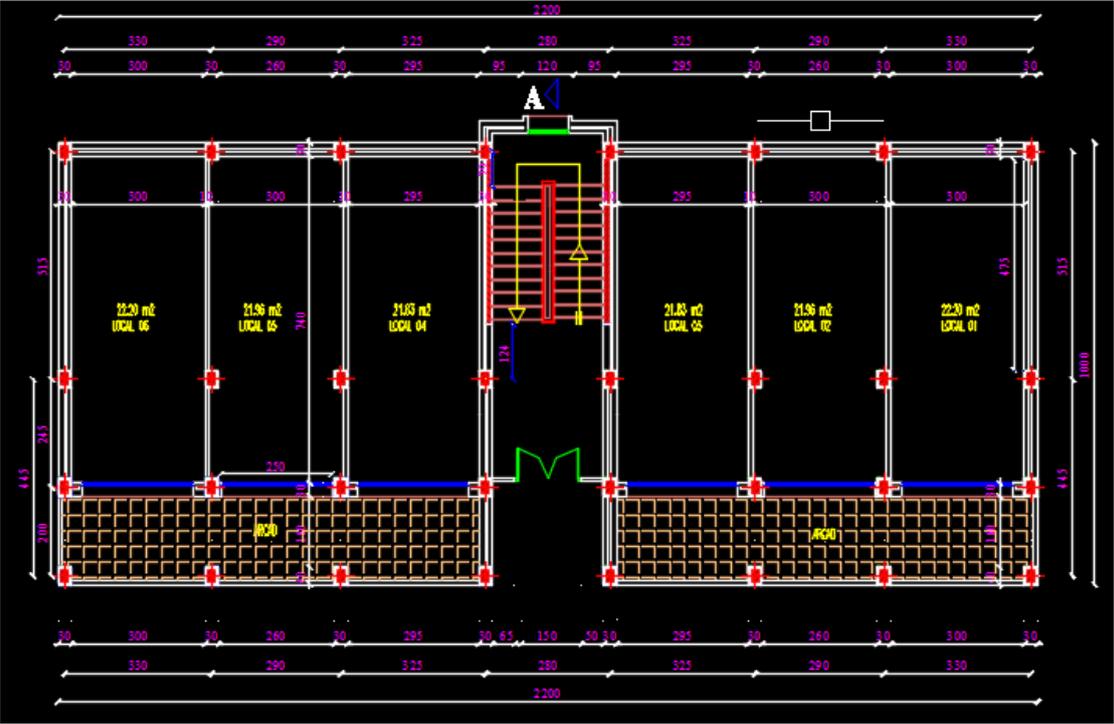


Figure 1.3: Vue en plan RDC

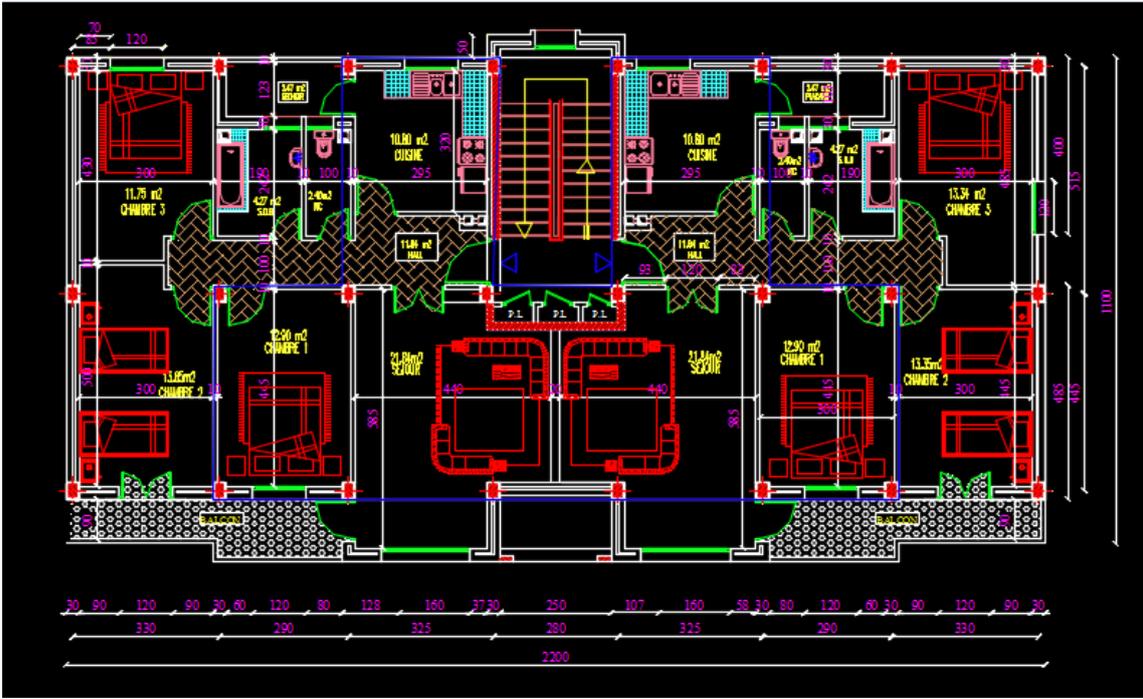


Figure 1.4: Vue en plan d'étage courant

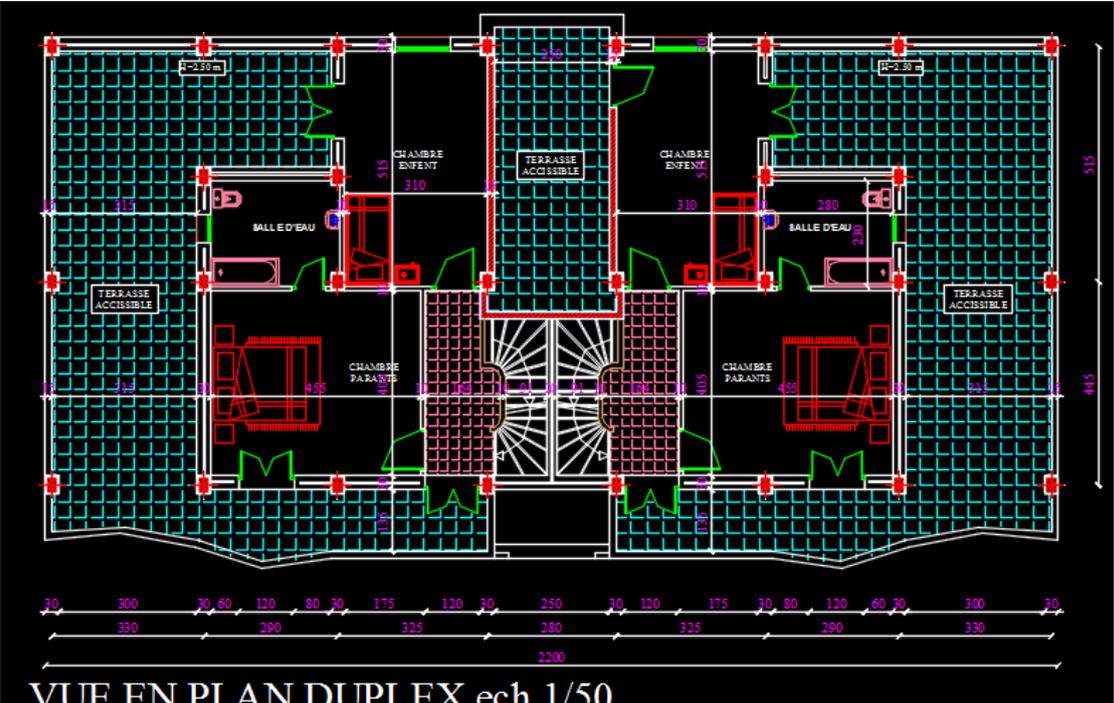


Figure 1.5: Vue en plan duplex

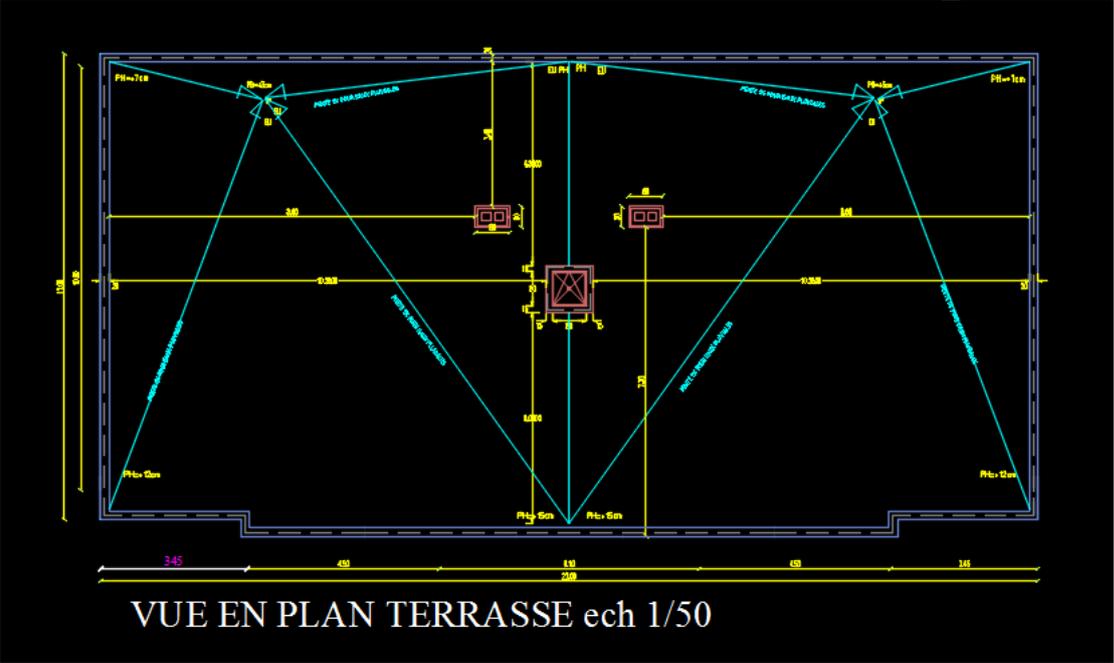


Figure 1.6: Vue en plan terrasse

## 1.2. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

### Dimensions en élévation :

Hauteur du RDC -----3.91 m

Hauteur étage courant ----- 3.06m

Hauteur totale du bâtiment----- 22.27 m

### Dimension en plan:

Sens longitudinal du bâtiment -----21.70m

Sens transversal du bâtiment -----9.60m

Cet ouvrage comprend un type d'escalier droit

## 1.3. Conception structurelle :

### a) Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003), donc la structure sera contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales, pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier se qui suit :

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

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations qui résultent de leurs interactions à tous les niveaux.

-Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant de l'étage.

**b) Plancher :**

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher semi-préfabriqué en « poutrelles corps creux + dalle de compression », pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

**c) Maçonnerie :**

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués de deux rangées, brique creuse de 15 cm d'épaisseur, l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur, et brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

**d) Escaliers :**

Le bâtiment présente un seul type d'escalier, escalier droit en béton armé coulé sur place.

**e) Balcons :**

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

**f) Revêtement :** les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds
- Carrelage pour les planchers et escaliers.

**1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :**

La masse volumique des bétons est comprise entre **2200 et 2400 kg/ m<sup>3</sup>** s'il est armé, en considère une masse volumique de **2500Kg/m<sup>3</sup>**.

- Pour notre projet on adoptera :  **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

**a) Composition du béton :** Pour  **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

350 kg/m<sup>2</sup> de ciment de classe CPA 325.

400 litres de sable de diamètre 0 à 5.

800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.

175 litres d'eau de gâchage.

**b) Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{cj}$ . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x 32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**CBA93 Art A-2-1-1**) :

Pour  $j < 28$ ,  $f_{c28}$  du béton non traité thermiquement est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83j} f_{c28} \rightarrow \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

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

**c) Résistance caractéristique à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91) :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $\langle j \rangle$  jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la formule suivante :

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

$$. f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

**d) Déformation du béton :****• Module d'élasticité longitudinal :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

**• Module d'élasticité instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âge de  $(j)$  jours noté  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \text{ (BAEL 91 Art 2.3.3.2) Pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).}$$

Dans notre cas :  $E_{ij} = 32164.2 \text{ [MPa]}$

● **Module d'élasticité différée ( $E_{vj}$ ): C.B.A.93 [A.2.1.2.2].**

pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{vj} = 11000 \text{ [MPa]}$$

● **Module de cisaillement:**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ [MPa]} \quad \nu: \text{ Coefficient de Poisson}$$

● **Coefficient de Poisson :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\text{déformations transversales}}{\text{déformations longitudinales}}$$

$$(\text{Art A2.1.3, BAEL 91}) \left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ si le béton supposé fissuré à ELU.} \\ \nu = 0,2 \text{ si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{array} \right.$$

e) **Contraintes limites :**

**Contrainte limite à la compression :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [MPa]} \text{ (BAEL91 Art 2.3.3.3)}$$

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \rightarrow \text{situation durable} \\ 1.15 \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$\theta$  : Est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action

$$\theta = \left\{ \begin{array}{l} 1 \rightarrow T > 24 \text{ h} \\ 0.9 \rightarrow 1\text{h} < T < 24 \text{ h} \\ 0.85 \rightarrow T < 1 \text{ h} \end{array} \right.$$

Dans notre cas  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$  en S D

$$f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$$
 en S A

• **Contrainte limite de cisaillement : (Art 7-4.3. 1 BAEL91)**

Pour la fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 3.33 \text{ MPa, situation courante} \\ 4.35 \text{ MPa, situation accidentelle} \end{array} \right.$$

Pour fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ MPa, situation courante} \\ 3.26 \text{ MPa, situation accidentelle} \end{array} \right.$$

• **Contraintes de service à la compression : (BAEL91)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**f) Diagramme contraintes déformations : (A.4.3.4.1CBA93)**

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

**1) état limite ultime :**

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit :

(Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées où  $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  et  $\sigma_{bc} = f_{bu}$  suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations tangent à la parabole à son sommet.

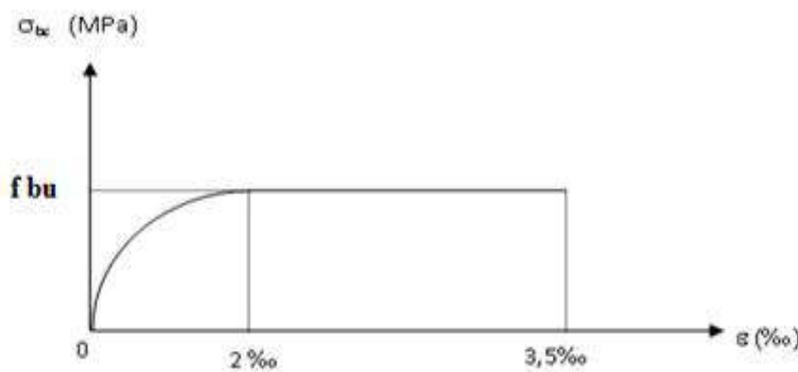


Figure 1.7 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à l'ELU.

## 2) L'état limite de service :

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par:  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

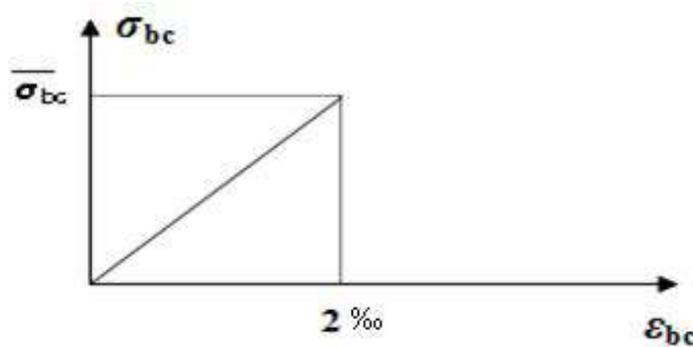


Figure 1.8 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à l'ELS

### g) Le retrait :

Dans le cas des pièces de dimension courante à l'air libre, on admettra un raccourcissement relatif de retrait qui n'excède 3%.

## 2) Les aciers :

### a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse (RL) pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers de haute adhérence (HA) pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200000$  MPa.

### b) Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $e f$

**Principales armatures utilisés.**

Tableau 1.1 Caractéristiques mécaniques des aciers

Types	Désignation	$f_e$ (MPa)
Aciers ronds lisses	$f_eE22$	215
	$f_eE24$	235
Aciers à haute adhérence	$f_eE400$	400
	$f_eE500$	500
fils tréfilés lisses	TL50 $\varnothing > 6$ mm	500
	TL52 $\varnothing \leq 6$ mm	520
fils tréfilés à haute adhérence	$f_eTE40$	400
	$f_eTE50$	500

## c) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

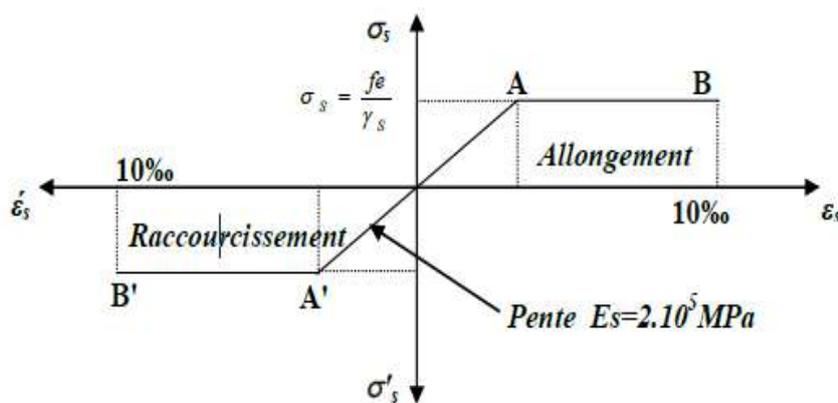


Figure 1.9: Diagramme Contrainte-déformation de calcul.

● **Limite d'élasticité à L'ELU :**

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$E_s$ : (Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

$E_s = 200\,000$  MPa.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

Sachant que :  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{En situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

Pour notre cas :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa en S.D} \\ 400 \text{ MPa en S.A} \end{cases}$

● **Etat limite de service :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures) et c'est en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  - Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s =$

$$\min (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) = 202 \text{ MPa}$$

-Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) = 164.97 \text{ MPa}$

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

**d) Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

-C  $\geq 5$  cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

-C  $\geq 3$  cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

-C  $\geq 1$  cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

## 1.5 Hypothèse de calcul

### 1) Calcul aux états limites de service (E.L.S) :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow n$ : coefficient d'équivalence.

### 2) Calcul aux états limites ultime (E.L.U) :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à  
 $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$  en flexion  
 $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  en compression centrée

## 1.6. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sont un ensemble constitué par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Les combinaisons d'action à considérer sont :

### Combinaison de RPA99 /V2003 :

**ELA** :  $G + Q \pm E$

$0.8 G \pm E$

### Combinaison du BAEL 91:

**ELU** :  $1.35 G + 1.5 Q$

**ELS** :  $G + Q$

### Conclusion

Ce chapitre a consacré une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

# **Chapitre 2**

# **PREDIMENSIONNEMENT**

### 2.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version 2003, CBA 93 et BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement

### 2.2. Pré dimensionnement des dalles :

Les dalles sont des plaques minces limitant les différents niveaux d'un bâtiment dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, qui reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, elles offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

#### 1) Planchers en corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferraillée partreillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit.

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

##### a) Résistance au feu :

$e = 7\text{cm}$  pour une heure de coup de feu

$e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coup de feu

$e = 17.5\text{ cm}$  pour trois heures de coup de feu

En adopte  $e = 16\text{ cm}$

**b) Isolation phonique :** Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm et le confort acoustique exige une épaisseur minimale de **16 cm** donc on adopte une épaisseur de :  $e = 16\text{cm}$

**c) Résistance à la flexion:**

$$e \geq \min \frac{(L \times \max(L, y \max))}{22.5} = \min \frac{(3.30, 5.15)}{22.5} = \frac{3.30}{22.5} = 14.67$$

L'épaisseur à retenir est : **e = (16+4) cm**

**2.3. Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifie les dimensions données par le **RPA2003 version 2003**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. La vérification doit être :

**Selon BAEL91**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L : \text{la portée de la poutre entre axes d'appuis. } 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

**Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} : \text{la largeur de la poutre} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h : \text{la hauteur de la poutre } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

**1) poutres principales : L= L<sub>max</sub> = 515 m**

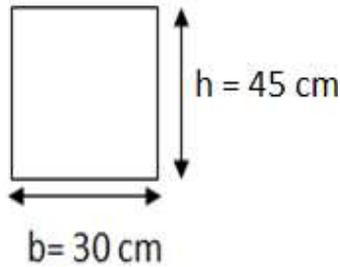
**Par BAEL 91 :**  $\frac{515}{15} \leq h \leq \frac{515}{10} \Rightarrow 34.33 \leq h \leq 51.5 \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$

**h =45 cm et b = 30 cm Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.50 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Donc on choisit une poutre de section **(30x45) cm<sup>2</sup>**



2) Poutres secondaires :  $L = L_{\max} = 3.3 \text{ m}$

Par BAEL 91 :

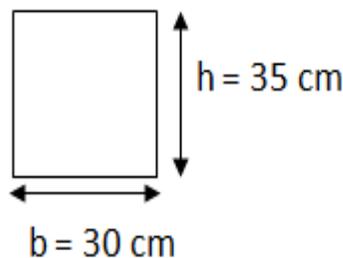
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 33 \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**h = 35 cm    b = 30 cm**

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Donc on choisit une poutre de section **(30x35) cm<sup>2</sup>**



**2.4. Voiles :**

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Charges verticales : charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposées pleines.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires » avec

$L$  : porté du voile.

$e$ : épaisseur du voile. L'article

(7.7.1 RPA99 /V2003) « L'épaisseur minimale est de 15 cm ». de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures suivantes :

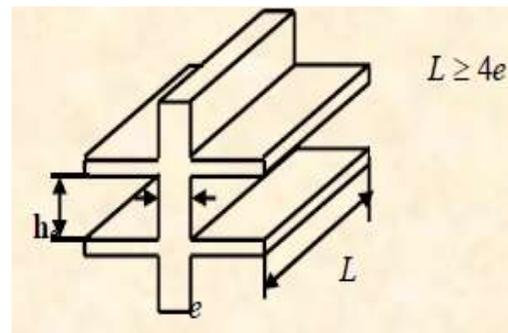


Figure 2.1 : Coupe de voile en élévation.

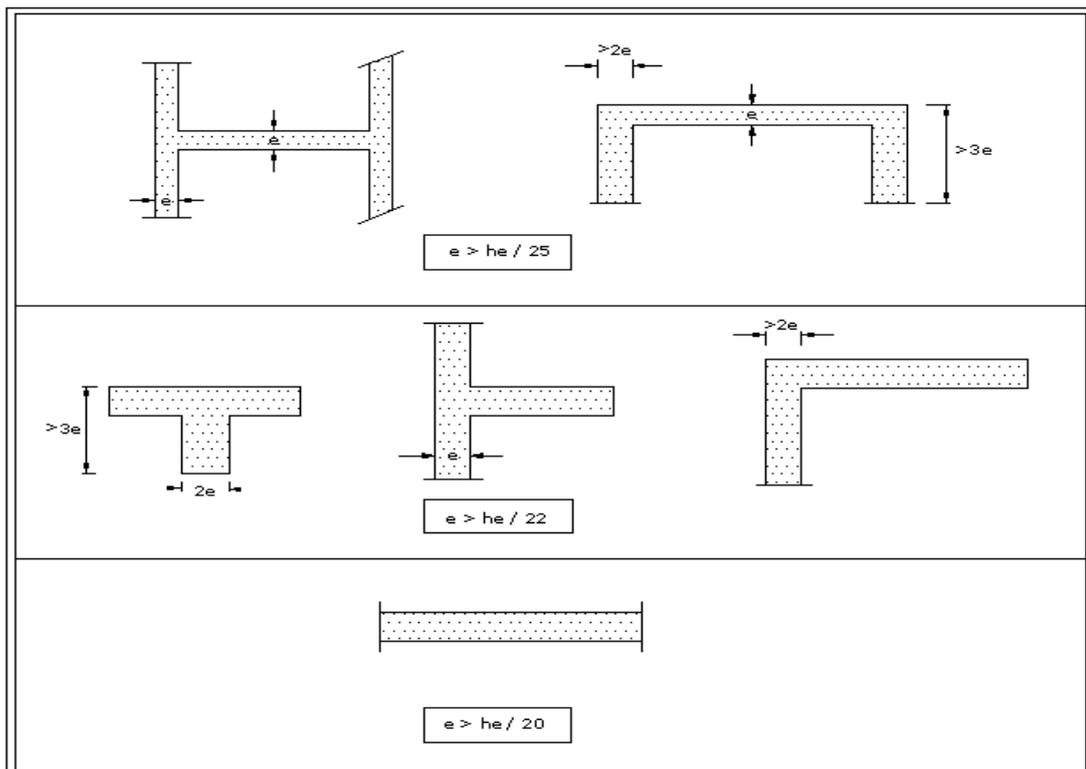


Figure 2.2 : Coupe de voile en plan.

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.91$  m et de la condition de rigidité aux extrémités suivante:

$$H_e = 391 - 20 = 371 \text{ cm}$$

$$e \geq \left[ \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right] \Rightarrow e \geq (14.84 ; 16.86 ; 18.55)$$

On prend  $e = 20$  cm

### 1) Disposition des voiles

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

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

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

### 2.5 Balcon (Dalle sur 3 appuis)

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante Selon le BAEL91 :

L'isolation phonique :  $e \geq 14$  cm

**Critère de résistance au feu**

$e \geq 07$  cm.....pour une heure de coupe feu

$e \geq 11$  cm.....pour deux heures de coupe feu

$e \geq 14$  cm.....pour trois heures de coupe feu

**résistance à la flexion**

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40} \Rightarrow 3.11 \leq e \leq 3.5$$

on prend :  $e = 15$  cm (isolation phonique).

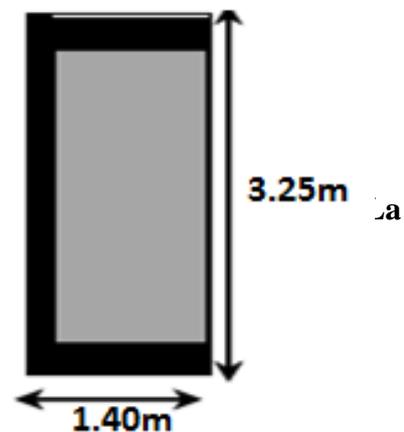


Figure2.3 : Dalle sur trois appuis

## 2.6. L'escalier

Etude d'un escalier droit à palier intermédiaire la paillasse porte de palier à palier et l'élément résistant est constituée par une dalle inclinée d'une épaisseur de 15 cm semi-encastée aux deux extrémités. L'escalier droit se calcule comme une dalle, le calcul prend en compte le poids des marches au dessus de la paillasse, celle-ci sont considérées comme une surcharge et N'interviennent pas dans la résistance

Selon le type d'escalier le calcul est effectué en flexion ou torsion

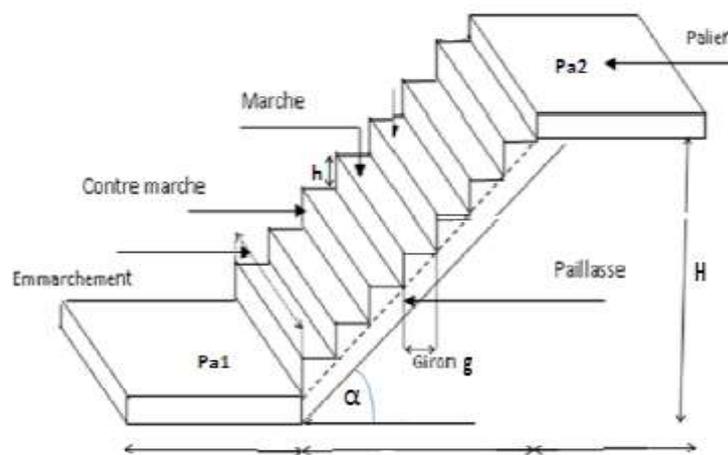


Figure 2.4. Schéma d'escalier

1) Niveau (RDC) hauteur à gravir  $H = 391$  cm,

on prend hauteur de marche  $h = 17$  cm Volée :  $h_1 = H / 2 = 391 / 2 = 205.5$  cm

Nombre de marche est  $N = \frac{h_1}{h} = \frac{205.5}{17} = 12$  contre marches par volée

donc  $n = 12 - 1 = 11$  marches Détermination du giron  $g$  :

$$60 \leq 2h + g \leq 64 \Rightarrow 60 \leq 2 \times 17 + g \leq 64 \Rightarrow 60 \leq 34 + g \leq 64 \Rightarrow 26 \leq g \leq 30$$

On prend  $g = 30$  cm

longueur projetée de la paillasse  $L$  :

$$L = (N - 1) \times g = (12 - 1) \times 30 \Rightarrow L = 330 \text{ cm}$$

Détermination de la pente à angle  $\alpha$

$$\text{tg } \frac{h_1}{L} = \text{tg } \frac{205.5}{330} = \text{tg } (0.623) \Rightarrow \alpha = 31.92^\circ$$

longueur de la paillasse(L'):

$$L' = \frac{h_1}{\sin \alpha} = \frac{205.5}{\sin(31.92)} = 388.46 \text{ m.} \Rightarrow L' = \mathbf{388.46 \text{ cm}}$$

## 2) Niveau étage courant (EC)

hauteur à gravir **H= 3.06 cm**,

on prend hauteur de marche **h = 17 cm**

Volée :  $h_1 = H / 2 = 306 / 2 = \mathbf{153 \text{ cm}}$

Nombre de marche est  $N = \frac{h_1}{h} = \frac{153}{17} = \mathbf{9}$  contre marches par volée

donc  $n = 9 - 1 = \mathbf{8}$  marches

Détermination du giron g :

$$60 \leq 2h + g \leq 64 \Rightarrow 60 \leq 2 \times 17 + g \leq 64 \Rightarrow 60 \leq 34 + g \leq 64 \Rightarrow 26 \leq g \leq 30$$

On prend **g = 30 cm**

longueur projetée de la paillasse L :

$$L = (N - 1) \times 30 = (9 - 1) \times 30 \Rightarrow L = \mathbf{240 \text{ cm}}$$

Détermination de la pente à angle  $\alpha$

$$\text{tg} \frac{h_1}{L} = \text{tg} \frac{153}{240} = \text{tg} (0.637) \Rightarrow \alpha = \mathbf{32.52^\circ}$$

longueur de la paillasse(L'):

$$L' = \frac{h_1}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin(32.52)} = 284.92 \text{ m.} \Rightarrow L' = \mathbf{284.92 \text{ cm}}$$

## L'épaisseur de l'escalier:

Niveau **RDC** et **EC**:L'épaisseur de l'escalier est :  $\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$ .

Avec  $L_0 = 394 \text{ cm}$   $\frac{394}{30} \leq e \leq \frac{394}{20} \Rightarrow 13.13 \text{ cm} \leq e \leq 19.70 \text{ cm}$

On prend **e = 15 cm**

### 2.7. Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

Les charges permanentes (**G**).

Les surcharges d'exploitation (**Q**).

#### 1) Plancher terrasse accessible:

Tableau 2.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G en (KN/m <sup>2</sup> )
1-carrelage	2	20	0.4
2-Mortier de pose	3	20	0.6
3-Forme de pente	8	20	1.6
4-Isolation thermique	4	4	0.16
5-Etanchéité multicouches	2	6	0.12
6-Dalle à corps creux (16+4)	20	14	2.8
7-Enduit en plâtre	2	10	0.2
		<b>total</b>	<b>5.88</b>

La charge permanente **G = 5.88 KN /m<sup>2</sup>**

La charge d'exploitation (terrasse accessible) **Q =1.5 KN/m<sup>2</sup>**.

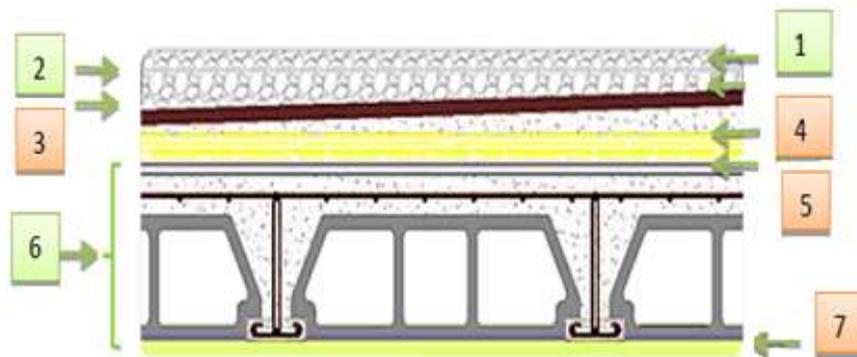


Figure2.4: Composants d'un plancher terrasse en corps creux

## 2) Plancher étage courant corps creux:

Tableau 2.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant

matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G en (KN/m <sup>2</sup> )
1-carrelage	2	20	0.4
2-Mortier de pose	3	20	0.6
3-Lit de sable	3	18	0.54
4-Plancher corps creux (16+4)	20	14	2.8
5-Enduit en plâtre	2	10	0.2
6-Cloison légère	10	10	1
		<b>total</b>	<b>5.54</b>

La charge permanente  $G = 5.54 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse accessible)  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .

La charge d'exploitation (hall de circulation)  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

La charge d'exploitation (balcon)  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

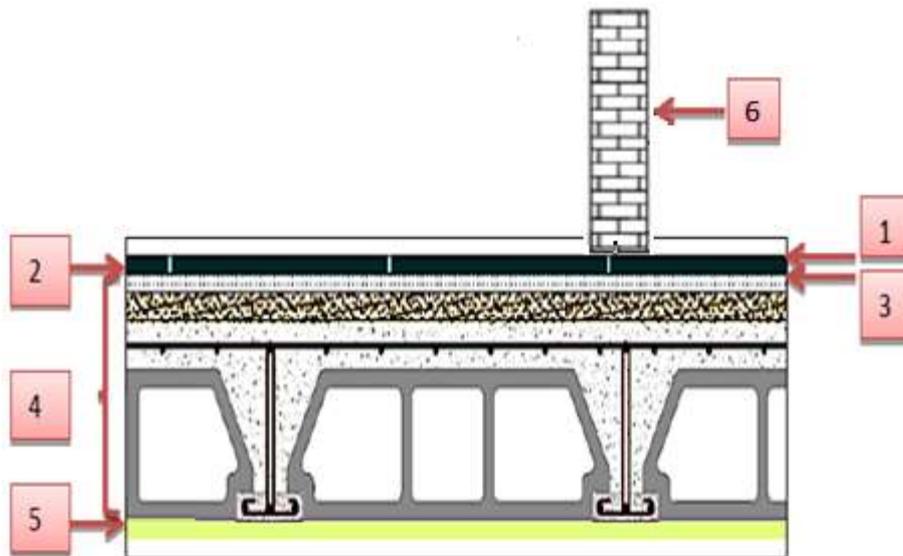


Figure 2.6 : Coupe plancher étage courant.

### 3) Murs extérieurs (double parois en briques creuses):

Tableau 2. 3. Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G en (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	2	10	0.2
Brique creuses extérieur	15	9	1.35
Lame d'air	5	0	0
Brique creuses intérieur	10	9	0.9
Revêtement de ciment	2	18	0.36
<b>total</b>			<b>2.81</b>

La charge permanente (niveau RDC)  $G = 2.81 \times (3.91 - 0.45) = 9.72 \text{ KN/ml}$ .

La charge permanente (niveau étage courant)  $G = 2.81 \times (3.06 - 0.45) = 7.33 \text{ KN/ml}$ .

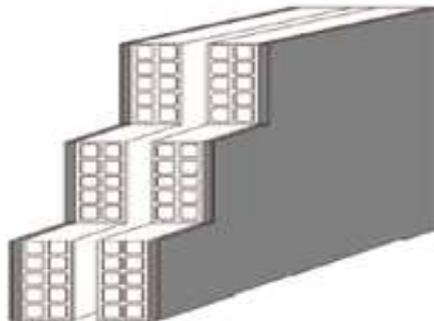


Figure 2.7 : Mur extérieur en double paroi.

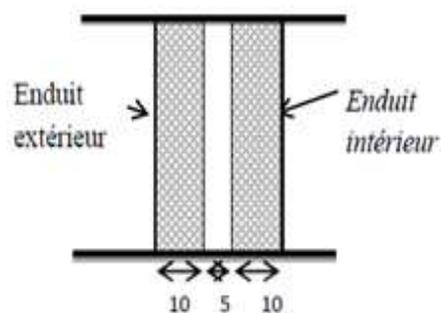


Figure 2.7. : Remplissage en double paroi

## 5) Balcon

Tableau 2. 4. Charge permanente balcon

matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G en (KN/m <sup>2</sup> )
carrelage	2	20	0.40
Chape de mortier	3	20	0.60
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle en béton armé	15	25	3.75
enduit de ciment	2	18	0.36
		<b>total</b>	<b>5.65</b>

Surcharge d'exploitation  $Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$

## 6) Escaliers :

## 1) palier :

Tableau 2. 5. Charge permanente palier escalier

matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G en (KN/ m <sup>2</sup> )
carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton armé	15	25	3.75
Enduit de Plâtre	2	10	0.20
		<b>total</b>	<b>5.11</b>

## 2) Tableau 2. 6. Charge permanente volée escalier

matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G en (KN/ m <sup>2</sup> )
carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
marches	17/2	25	2.125
paillasse	15/cos30°	25	4.33
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Garde corps			0.6
		<b>total</b>	<b>8.41</b>

Charge d'exploitation  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

### 7) Acrotère

La surface de l'acrotère est :

$$S_t = (0.75 \times 0.1) + \left[ \frac{0.1+0.05}{2} \times 0.1 \right] = 0.0825 \text{ m}^2$$

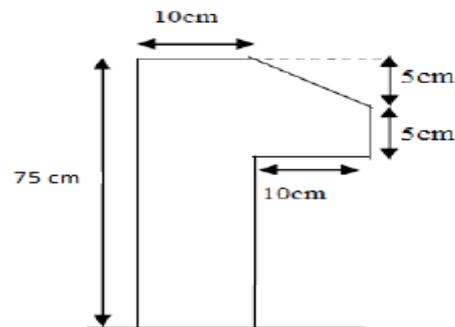
$$G = S \cdot \gamma_b = (0,0825 \times 2500)$$

$$G = 2.063 \text{ KN/ml KN / ml}$$

Charge permanente  $G = 2.7 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Figure 2.8 Schéma de l'acrotère



### 8) Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points **d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations.**

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ( $N_u = 1,35G + 1,5Q$ ).

#### Étapes de Pré dimensionnement:

- Dimensionnements des poteaux.
- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la longueur de flambement  $L_f$ .
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- vérification de l'effort normale du poteau.
- vérification de la contrainte du béton.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003.**

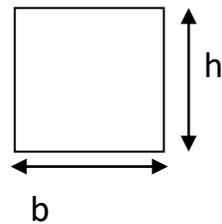
**1) Pré dimensionnement des poteaux:**

**Dimensions des poteaux :**

Ce sont des éléments en béton armé carrée, rectangulaire ou circulaire, destinés transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnements se fait selon le règlement RPA99 selon la condition imposée par le RPA (article 7.5.1)

Pour la zone sismique IIa, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25cm \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm \text{ « Zone II .a »} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$



$h_e$  : la hauteur libre d'étage

**Tableau 2. 7. Pré dimensionnement des poteaux**

Dimensionsdes poteaux centraux			Dimensions poteaux de rive		
Etages	a (cm)	b (cm)	Etages	a (cm)	b (cm)
RDC	40	40	RDC	35	35
ET1	40	40	ET1	35	35
ET3	35	35	ET3	30	30
ET4	35	35	ET4	30	30
ET5	35	35	ET5	30	30
ET6	30	30	ET6	30	30
Duplex	30	30	Duplex	30	30

**Vérification des sollicitations normales**

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

**Exemples de calcul :**

$$V = \frac{N}{B * f_{c28}} = \frac{1169.03}{40^2 * 2.5} = 0.29 < 0.3 \dots\dots \text{Vérfifié donc on opte une section (40 x 40)}$$

$$V = \frac{N}{B * f_{c28}} = \frac{882.2}{35^2 * 2.5} = 0.28 < 0.3 \dots\dots \text{Vérfifié donc on opte une section (35 x 35)}$$

$$V = \frac{N}{B * f_{c28}} = \frac{603.6}{30^2 * 2.5} = 0.27 < 0.3 \dots\dots \text{Vérfifié donc on opte une section (30 x 30)}$$

# **Chapitre 3**

## **ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

### 3.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

### 3.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums due un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pourquoi on fait appel souvent à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### 3.3. Conception structurelle et modélisation :

La conception est la phase la plus importante lors de l'élaboration d'un projet de bâtiment. Ainsi, une bonne lecture des plans architecturaux, des coupes et des détails est indispensable pour la compréhension du projet et le dégagement des problèmes qui puissent nous rencontrer ainsi que des contraintes et des exigences à prendre en compte.

La conception doit obéir à un certain nombre de critères. Elle doit assurer un bon compromis permettant à la fois de satisfaire les exigences structurales et architecturales et de minimiser les coûts.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus que possible du comportement réel de la structure.

La modélisation de notre structure a été faite en éléments finis par le logiciel (ETABS) qui nous a permis à la fois l'analyse statique et dynamique.

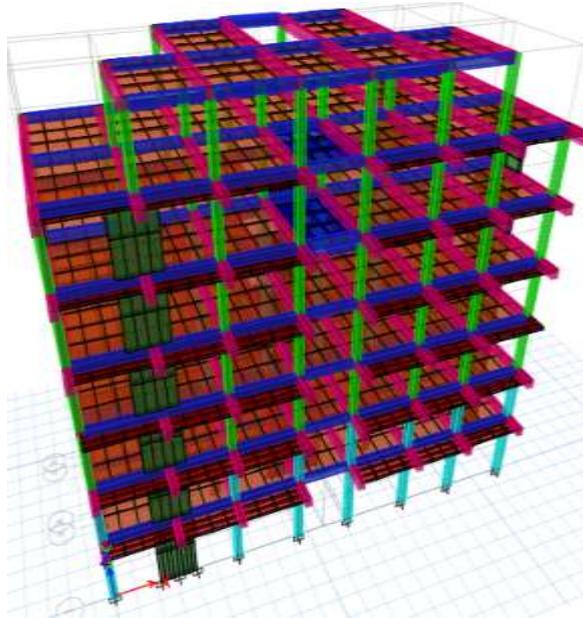


Figure 3.1 : Modélisation en 3 D (Etabs)

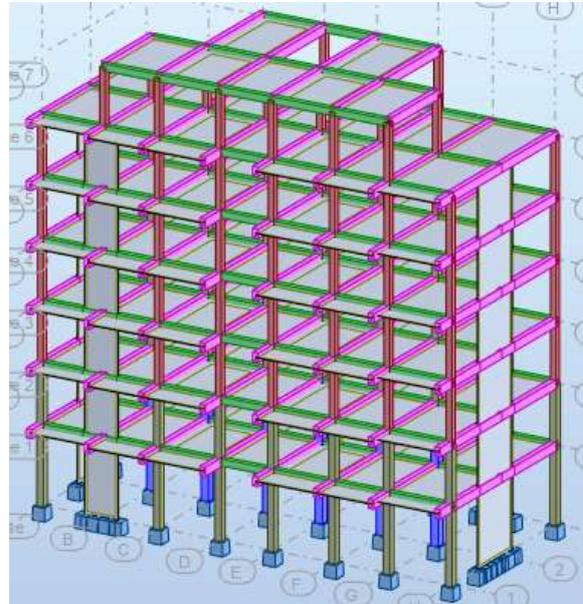


Figure 3.2 : Modélisation en 3 D (robot)

### 3.4. Action sismique.

#### 1) Choix de la méthode de calcul.

-Selon l' RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après l'**RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la **zone sismique IIa, groupe d'usage 2.**

#### 2) Conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La méthode statique équivalente constitue le support de plusieurs codes de calculs parasismiques à travers le monde. Elle constitue une approche facile à manipuler par les

utilisateurs, cependant elle n'est applicable que sous certaines conditions d'après l'RPA 99 / version 2003.

### 3.5. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

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

### 3.6. Disposition des voiles de contreventements

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version 2003, plusieurs essais de disposition de voiles ont été prévus et on a opté pour les dispositions qui suivent.

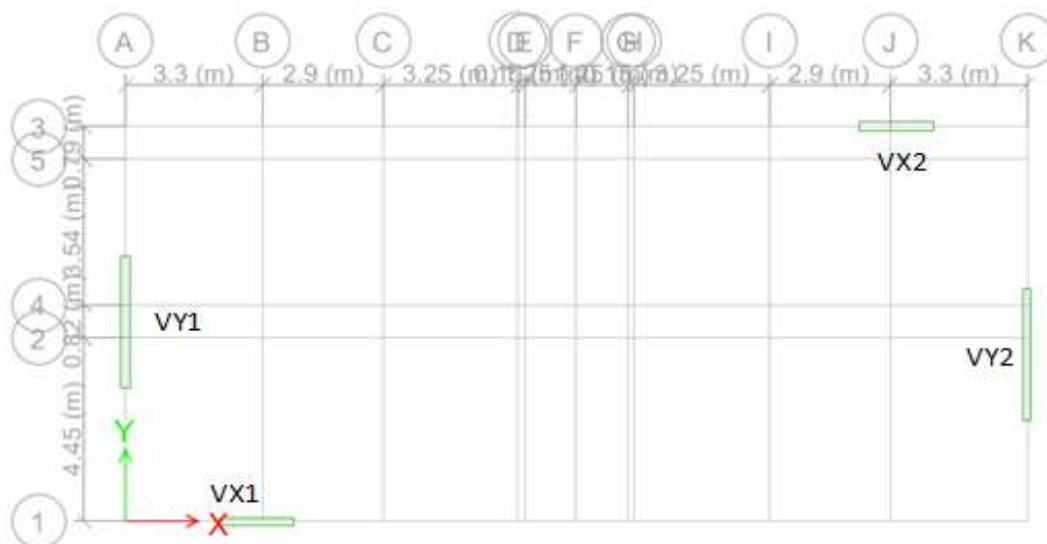


Figure 3.3: Disposition des voiles (2D)

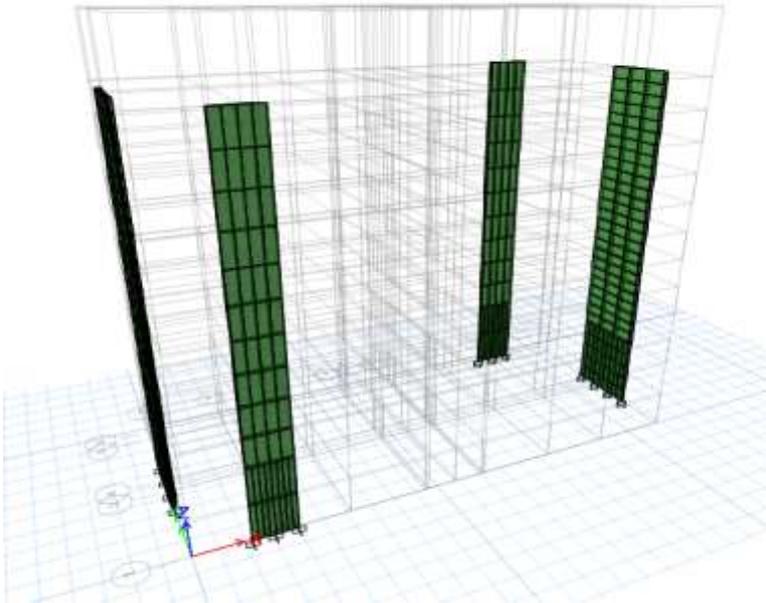


Figure 3.4 : Les voiles dans la structure 3 D

Analyse du comportement de la structure



Figure 3.5 : 1<sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant X)

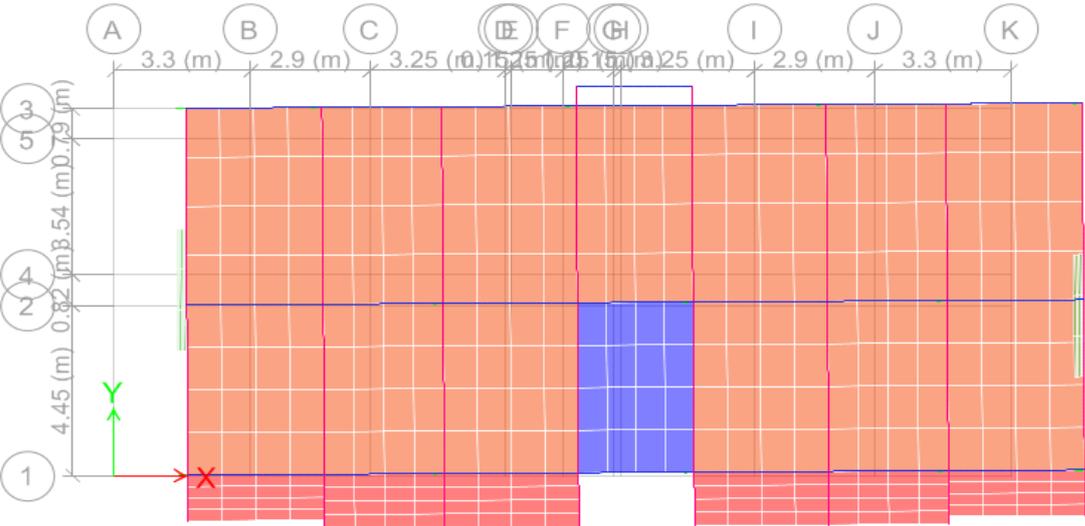


Figure 3.6: 2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant Y)

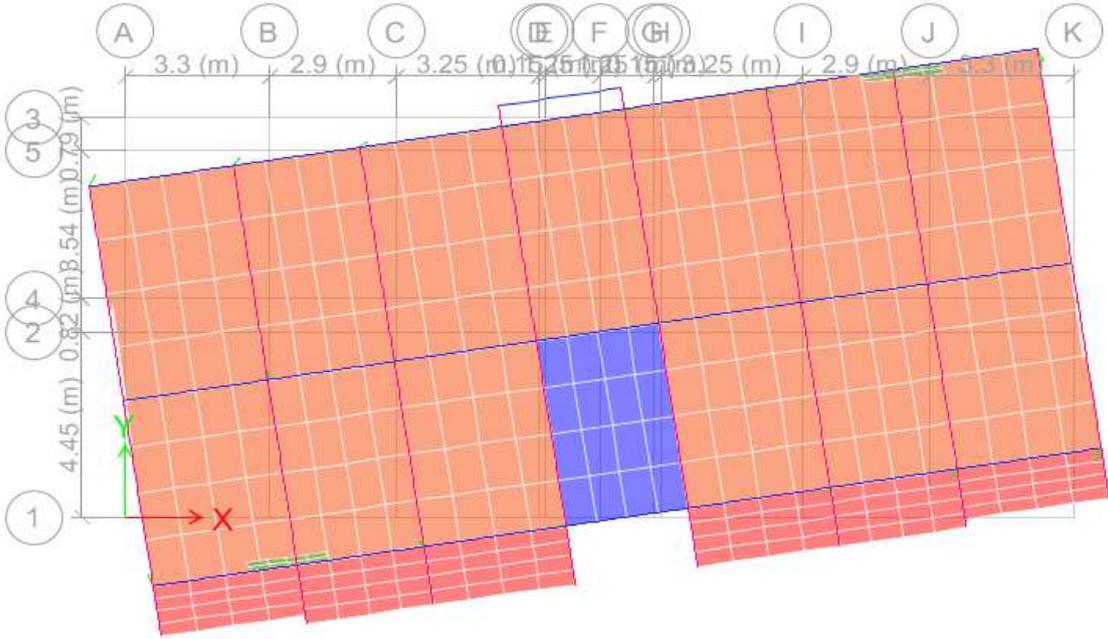


Figure 3.7: 3<sup>ème</sup> mode de déformation (rotation suivant Z)

### 3.7. Mode de vibration et participation massique :

Le taux de participation massique exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%.

**Tableau 3. 1 .Participation massique pour chaque mode :**

Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.822	0.7914	1.30E-03	9.00E-04
2	0.693	0.7929	0.7413	0.0009
3	0.489	0.7938	0.7413	0.7371
4	0.26	0.9139	0.7413	7.37E-01
5	0.201	0.9139	0.8443	7.37E-01
6	0.163	0.9368	0.8443	0.7374
7	0.156	0.9368	0.8443	0.7806
8	0.145	0.9369	0.9225	7.81E-01
9	0.116	0.9701	0.9225	0.782
10	0.114	0.9705	0.9225	0.9153
11	0.081	0.9708	0.9225	0.9158
12	0.08	0.9731	0.9225	9.16E-01
13	0.079	0.9731	0.9225	0.9165
14	0.077	0.9733	0.9225	9.17E-01
15	0.073	0.9733	0.9726	9.17E-01
16	0.07	0.9883	0.9726	9.17E-01
17	0.069	0.9884	0.9728	0.9175
18	0.051	0.9884	0.9728	9.71E-01
19	0.049	0.9941	0.9728	9.71E-01
20	0.044	0.9941	0.9892	9.71E-01
21	0.039	0.9957	0.9892	9.71E-01

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

#### 1) Nombre de modes à considérer :

- Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0,822 sec**
- Le 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> mode sont des modes de translation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 09 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90 %,  $\sum \alpha_i \geq 90\%$  (selon l' RPA99/2003), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de la masse totale de la structure soit pris en

compte. Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA2003).

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On a :

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ( $U_x=79.14\%$ ) ce qui donne un mode de translation selon cette direction.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y ( $U_y=74.13\%$ )

La condition de RPA (Art 4.3.4) sur le nombre des modes à retenir est satisfaite à partir du 8<sup>ème</sup> mode pour que la masse atteigne les 90%.

### 3.8. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

**N** : effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau

**B** : aire de la section transversale du poteau

$f_{c28}$ : Résistance caractéristique du béton

**Tableau 3.2.vérification de l'effort normal réduit poteaux centraux**

Niveaux	Poteaux centraux			N (KN)	V	Observation V < 0.3
	A (cm)	B (cm)	S (cm <sup>2</sup> )			
RDC	40	40	1600	1169.03	0.29	OK
ET1	40	40	1600	975.55	0.24	OK
ET2	35	35	1225	792.65	0.26	OK
ET3	35	35	1225	609.6	0.2	OK
ET4	35	35	1225	433.86	0.14	OK
ET5	30	30	900	294.55	0.13	OK
ET6	30	30	900	115.9	0.05	OK

Tableau 3.3.vérification de l'effort normal réduit poteaux de rive

Niveaux	Poteaux de rive			N (KN)	V	Observation V < 0.3
	A (cm)	B (cm)	S (cm <sup>2</sup> )			
RDC	35	35	1225	882.17	0.28	OK
ET1	35	35	1225	741.42	0.24	OK
ET2	30	30	900	603.6	0.26	OK
ET3	30	30	900	448.33	0.20	OK
ET4	30	30	900	334.05	0.15	OK
ET5	30	30	900	201.67	0.9	OK
ET6	30	30	900	66.69	0.03	OK

**3.9. Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

**A : Coefficient d'accélération de la zone**, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique donné par le tableau (zone, groupe) du RPA.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

**R : Coefficient de comportement global de la structure**, Sa valeur est donnée par le tableau (description du système de contreventement.) Pour notre structure, on a un contreventement mixte voiles- portiques avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**

**Q : Facteur de qualité.** (RPA99)

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

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q satisfaits ou non.

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

Tableau 3.4. Valeurs des facteurs de qualité.

Critère « q »	P <sub>q</sub>	
	observé	N/observé
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. redondance en plan	0.05	0.05
3. régularité en plan	0.05	0.05
4. régularité en élévation	0.05	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
<b>valeur de Q</b>	<b>1.15</b>	<b>1.15</b>

**W : Poids total de la structure.**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W<sub>i</sub> calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

**W<sub>Qi</sub>**: Charges d'exploitation.

**β** : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature de la durée et de la charge d'exploitation.

- β = 0.30 → usage commerciale

- β = 0.20 → usage d'habitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est **β = 0.20**.

**W** : poids total de la structure

$$W = 16799.21 \text{ KN.}$$

**Valeur de  $T_1$  et  $T_2$**

$T_1$  et  $T_2$ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site:

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.5 \end{cases}$$

$$T_1 \leq T_x \leq T_2 \Rightarrow D_x = 2.5 \eta \quad \text{RPA (Art 4.3.3)}$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \quad \eta: \text{Facteur de correction d'amortissement.}$$

$\varepsilon$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de remplissage

$$\text{Construction auto stable} \rightarrow \varepsilon = 7\% \quad \text{RPA (Art 4.2.3)}$$

$$\text{Contreventement par voiles} \varepsilon = 10\%$$

on prend  $\varepsilon = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0.76$$

$$D_x = D_y = 0.68$$

**Après calcul** ; le spectre obtenu est représenté sur la figure suivante sous forme de courbe :

Tant que les calculs dynamiques sont aussi complexes on fait appel à logiciel ETABS.

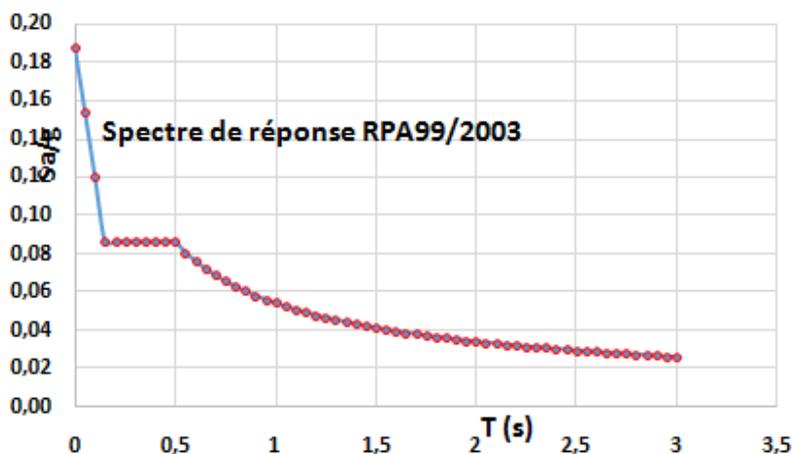


Figure 3. 8 : Spectre de réponse RPA/2003

2) Calcul de l'effort tranchant

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

Sens (x) → = -315.6761KN

Sens (y) → = -315.6761KN

$V_{STx} = V_{STy} = -315.6761KN$

Tableau 3.5 : vérification de la force sismique à la base.

	0.8 $V_{ST}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{dyn} > 0.8 V_{ST}$
$E_x$	-252.54	1009.8121	vérifié
$E_y$	-252.54	1071.1879	vérifié

3.10. Vérification de l'excentricité :

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Tableau 3.6. Vérification de l'excentricité pour la régularité en plan

Story	XCM m	YCM m	XCR m	YCR m	Dx	Dy	$e_{2x}$	$e_{2y}$	vérification	vérification
RDC	10.84	4.52	10.86	4.77	21.7	9.6	0.07%	2.61%	Ok	Ok
ET1	10.85	4.51	10.87	4.71	21.7	9.6	0.13%	2.14%	Ok	Ok
ET2	10.85	4.53	10.87	4.69	21.7	9.6	0.08%	1.60%	Ok	Ok
ET3	10.85	4.50	10.86	4.66	21.7	9.6	0.06%	1.63%	Ok	Ok
ET4	10.84	4.50	10.85	4.63	21.7	9.6	0.01%	1.39%	Ok	Ok
ET5	10.85	4.36	10.84	4.59	21.7	9.6	0.04%	2.39%	Ok	Ok
Duplex	10.85	4.29	10.84	4.31	15.1	9.6	0.08%	0.24%	Ok	Ok

- Le centre de masse (**XCM, YCM**) est le point d'application de la résultante de l'effort sismique.
- Le centre de torsion (**XCR, YCR**) est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux.
- L'excentricité est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes

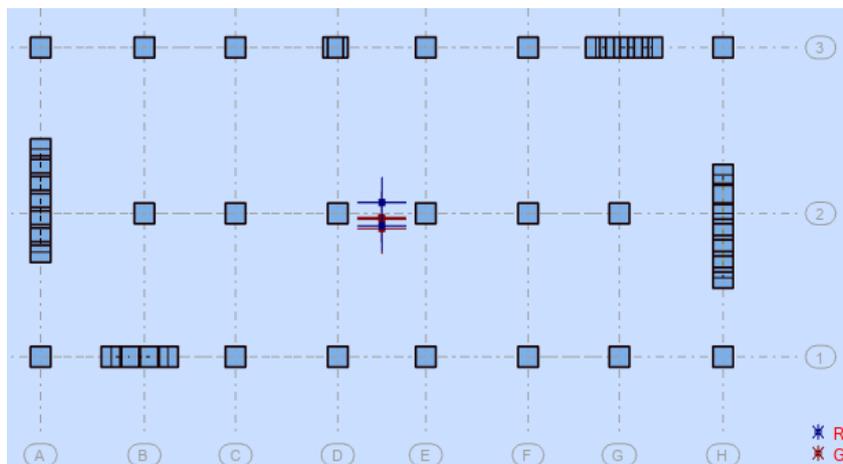


Figure 3.9 : centre de torsion par rapport au centre de gravité (robot 2019)

### 3.11. Vérification du déplacement relatif inter-étages

Le déplacement horizontal à chaque niveau ( $k$ ) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \text{ RPA99/V2003 (Article 4.4.3).}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

**R** : coefficient de comportement ( $R = 5$ ).

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ RPA99/V2003 (Article 4.4.3).}$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau ( $k$ ) par rapport au niveau ( $k-1$ ):

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé par un grand déplacement relatif et qui peut être toléré (**Article 5.10**) RPA99/V2003.

$$\text{Condition : } \frac{\Delta_k}{h_k} < 1 \%$$

$h_k$  : Hauteur d'étage

**Analyse des résultats :**

Les résultats montrent que les déplacements relatifs inter étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage (vérifier).

**Tableau 3.7. Vérification des déplacements relatifs inter-étages (sens X-X)**

Story	H <sub>étage</sub> (m)	Drift (UX)	R	Drift kx<1%	Verification
Duplex	3.06	0.000438	5	0.22%	Ok
ET5	3.06	0.00074	5	0.37%	Ok
ET4	3.06	0.000871	5	0.44%	Ok
ET3	3.06	0.001005	5	0.50%	Ok
ET2	3.06	0.001065	5	0.53%	Ok
ET1	3.06	0.000964	5	0.48%	Ok
RDC	3.91	0.000614	5	0.31%	Ok

**Tableau 3.8. Vérification des déplacements relatifs inter-étages (sens y-y)**

Story	H <sub>étage</sub> (m)	Drift (UY)	R	Drift kx<1%	Verification
Duplex	3.06	0.000617	5	0.31%	Ok
ET5	3.06	0.000774	5	0.39%	Ok
ET4	3.06	0.000814	5	0.41%	Ok
ET3	3.06	0.000833	5	0.42%	Ok
ET2	3.06	0.000791	5	0.40%	Ok
ET1	3.06	0.000645	5	0.32%	Ok
RDC	3.91	0.000342	5	0.17%	Ok

**b) Vérification du déplacement au sommet :**

La valeur du déplacement max au sommet de la structure dans les 2 sens ne doit pas dépassée 1% de la hauteur de la structure.

**Sens X**

	$\delta$	R	$\delta \cdot R$	H (m)	%	
<b>DEP max X</b>	17.019	5	85.095	22.27	0.38%	<b>&lt;1% vérifié</b>

**Sens-Y**

	$\delta$	R	$\delta \cdot R$	H (m)	%	
<b>DEP max Y</b>	14.588	5	72.94	22.27	0.33%	<b>&lt;1% vérifié</b>

### 3.12. Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du second ordre (P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

Article 5.9 RPA99/v 2003

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k)  
 $V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau « k »

$\Delta_{kx}$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$$\Delta_k = \Delta_{kx} * R$$

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »  $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta * W_{Qi})$

**Remarque si :**

$M_{second} = P-\Delta$  négligé à condition que  $P-\Delta \leq 10\%$  moment sismique (réel)

car dans ce cas-là on peut considérer que le  $M_{second}$  n'a pas d'influence sur la structure

$M_{second} = 15\%$  moment sismique (non négligeable) il faut rajouter un facteur  $\geq 1$  qui est  $\frac{1}{1-\theta}$

Dans le cas de  $M_{second} \geq 20\%$  moment sismique → (risque de ruine) il faut redimensionner et rigidifier la structure.

**Avec** →  $M_{second} = P * \Delta$  (moment du a l'effet P-Δ)

$V_k * h_k$  : moment sismique

**Tableau 3. 9. Vérification de l'effet P-delta selon (x)**

Story	Height cm	VX kN	Dead P (KN)	Live P (KN)	β	Pk (KN)	Average (UX) cm	Δkx cm	R	Δk cm	θ <sub>k</sub> < 0,1	Majoration factor
ET5	306	125.47	844.61	100.67	0.2	864.75	1.70	0.10	5	0.52	0.012	1
ET5	306	396.24	3354.97	513.6	0.2	3457.69	1.60	0.21	5	1.07	0.030	1
ET4	306	592.30	5752.51	910.02	0.2	5934.52	1.38	0.25	5	1.27	0.042	1
ET3	306	749.59	8226.47	1323.03	0.2	8491.08	1.13	0.29	5	1.49	0.055	1
ET2	306	873.96	10713.02	1736.04	0.2	11060.22	0.83	0.32	5	1.58	0.066	1
ET1	306	960.97	13181.66	2149.04	0.2	13611.47	0.51	0.29	5	1.43	0.066	1
RDC	391	1010.24	15702.32	2562.05	0.2	16214.73	0.23	0.23	5	1.14	0.047	1

Tableau 3. 10. Vérification de l'effet P-delta selon (y)

Story	Height (cm)	Vy kN	Dead P (KN)	Live P (KN)	$\beta$	Pk (KN)	Average (UY) (cm)	$\Delta ky$ (cm)	R	$\Delta k$ (cm)	$\theta_y < 0,1$	Majoration factor
ET6	306	158.32	844.61	100.67	0.2	864.75	1.46	0.16	5	0.78	0.014	1
ET5	306	444.66	3354.97	513.60	0.2	3457.69	1.30	0.23	5	1.17	0.030	1
ET4	306	654.49	5752.51	910.03	0.2	5934.52	1.07	0.25	5	1.24	0.037	1
ET3	306	823.69	8226.47	1323.03	0.2	8491.08	0.82	0.25	5	1.26	0.043	1
ET2	306	945.40	10713.02	1736.04	0.2	11060.22	0.57	0.24	5	1.20	0.046	1
ET1	306	1021.63	13181.66	2149.04	0.2	13611.47	0.33	0.19	5	0.98	0.043	1
RDC	391	1071.09	15702.32	2562.05	0.2	16214.73	0.13	0.13	5	0.65	0.025	1

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

**3.13. Vérification du renversement :**

Pour que la structure soit stable au renversement on doit vérifier la relation suivante

$$\frac{M_r}{M_s} \leq 1.25$$

**M<sub>s</sub>** : Moment stabilisant,  $M_s = W \times \frac{L}{2}$

**M<sub>r</sub>**: Moment renversement,  $M_r = F_i \times h_i$

**W** : Poids du bâtiment

**F** : force sismique au niveau **i**.

Tableau 3.11: vérification au renversement de structure

Load Case/Combo	MX kN-m	MY kN-m
0.8G	56862.80856	-141294.845
EDx Max		14719.8322
EDy Max	15971.448	

	Mstab	Mrenv	CS	vérification
Sens X	-141294.85	14719.8322	<b>0.104</b>	Ok
Sens Y	56862.8086	15971.448	<b>0.281</b>	Ok

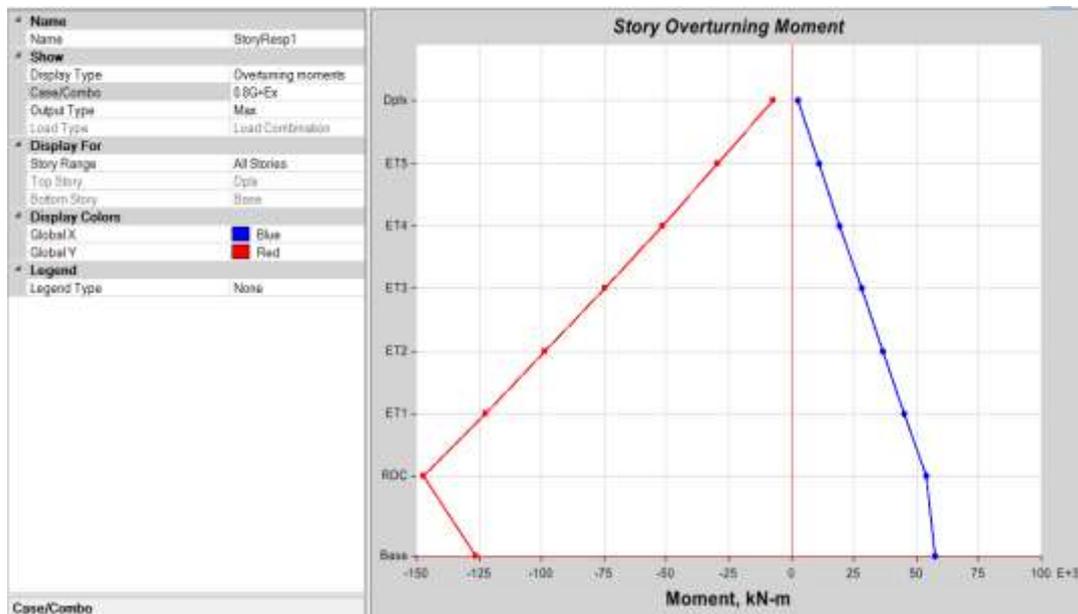


Figure 3.10 : graphe étages en fonction du moment

## Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles ce qui nous a donné de meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale). Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, tout en découlant de la disposition des voiles. La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car les contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes. En ce qui concerne notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon l'RPA99/2003 et que la structure est stable en présence vis-à-vis des actions sismique.

# **Chapitre 4**

## **FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

### 4.1. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les planchers à corps creux, les balcons.

### 4.2. Etude de l'acrotère :

#### 1) Définition:

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère, qui est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

#### 2) Vérification au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

**A**: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le (**tableau RPA99 2003**) suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2)  $\rightarrow A = 0.15$

**C<sub>p</sub>**: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans tableau **RPA99 2003**

**C<sub>p</sub> = 0,80** (élément en console)

**W<sub>p</sub>**: Poids de l'acrotère  $\rightarrow W_p = 2.063 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.063 \text{ donc } \Rightarrow F_p = 0.99 \text{ KN/ml}$$

#### Les charges :

Poids propre de l'acrotère:  $G = 2.063 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique  $F_p$ :  $= 0.99 \text{ KN/ml}$

#### 3) Combinaisons des Sollicitations :

**G** : Crée un effort normal :  $N_G = G = 2.063 \text{ KN/ml} \rightarrow N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

Crée un Moment :  $M_G=0 \rightarrow M_G = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$

**Q** : Crée un effort normal :  $N_Q = 0 \text{ KN} \rightarrow N_{ser} = N_G + N_Q$

Crée un Moment :  $M_Q = Q \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KNm} \rightarrow M_{ser} = M_G + M_Q$

**F<sub>p</sub>** : Crée un effort normal :  $N_{F_p} = 0 \text{ KN} \rightarrow G + 0,75Q + F_p$

Crée un Moment :  $M_{F_p} = F_p \times \frac{2.H}{3} = 0.66 \text{ KNm} \rightarrow G + 0,75Q + F_p$

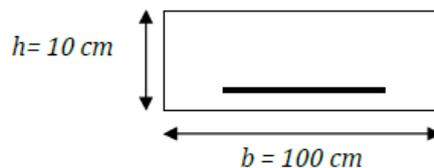
**Tableau 4. 1. Combinaison des sollicitations :**

Cas	combinaisons	M (KNm)	N (KN)
<b>ELU</b>	1.35G + 1.5Q	1.5	2.785
<b>ELS</b>	G + Q	1	2.063
<b>ELA</b>	G + 0.75 Q + F <sub>p</sub>	1.41	2.063

**4) Ferrailage**

**on travaille sur une section rectangulaire**

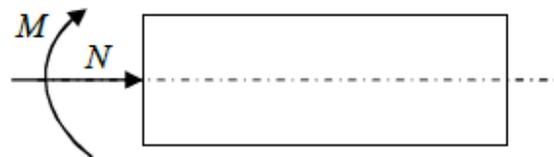
**Données :** b = 100 cm ; h = 10 cm, d = 8 cm, d' = 2 cm



**1) Calcul des armatures à L'E.L.U :**

• Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.5}{2.785} = 0.54 \text{ m}$$



$$\frac{h}{2} - d' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u = 0.54 \text{ m} > \frac{h}{2} - d' = 3 \text{ cm}$$

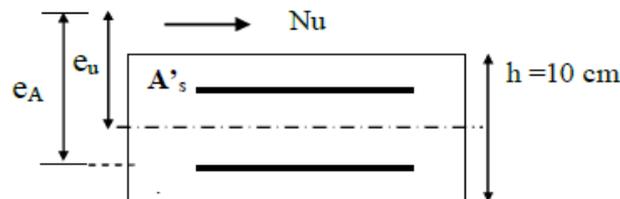
donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ( $N_u > 0$ ), aussi la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis on se ramène à la flexion composée.

- Calcul en flexion simple :

-Moment fictif :

$$e_A = e_u + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 0.54 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right) = \mathbf{0.57 \text{ m}}$$

$$M_f = N_u \times e_A = 2.785 \times 0.57 = \mathbf{1.59 \text{ KNm}}$$



$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{1.59}{1 \cdot 14.17 \cdot 10^3 \cdot 0.08^2} = \mathbf{0.0175}$$

$$1 \text{ MPa} = 10^3 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

**D'après BAEL**

$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \rightarrow$  flexion simple ou composé.

$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \rightarrow$  compression simple ou composé

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = \mathbf{0.667} \Rightarrow \alpha_1 = 0.667$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E} = \frac{400}{1.15 \cdot 200000} = 0.00174 = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\mu_1 = 0.8 \times \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = \mathbf{0.391}$$

$\mu_b < \mu_1 \Rightarrow 0.0175 < 0.391 \rightarrow \text{ok} \Rightarrow A'_s = 0$  pas d'armatures comprimées

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_b}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0175}) = 1.25 \times 0.0176 = \mathbf{0.0221Z} = d \times$$

$$(1 - 0.4 \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0221) = \mathbf{0.079 \text{ m}}$$

$$A = \frac{M_f}{Z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.59}{0.079 \cdot \frac{400 \cdot 10^3}{1.15}} = 5.79 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml} \quad A = \mathbf{0.58 \text{ cm}^2}$$

- Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :

$$A_s = A \cdot \frac{N_u}{\sigma_s} = 58 \cdot \frac{2.785 \cdot 10^3}{348} = 50 \text{ mm}^2 = \mathbf{0.50 \text{ cm}^2}$$

• **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 9.66 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml} = \mathbf{0.97 \text{ cm}^2}$$

**Conclusion de ferrailage :**  $A_s = 4\text{HA}8 = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$

$$A_s = \text{Max} (A; A_{\min}) = (0.58 ; 0.97) = \mathbf{0.97 \text{ cm}^2}$$

On prend :  $A_s = 4\text{HA}8 = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$  avec espacement,  $St = 100/4 = \mathbf{25 \text{ cm}}$ .

**4) Calcul d'armature de répartition**

$A_{\text{rep}} = A_s / 4 = \mathbf{2.01} / 4 = 0.502 \text{ cm}^2$  Répartie sur 100 cm de hauteur, avec un espacement :

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

On adopte :  $\mathbf{4 \text{ HA } 8} \rightarrow \mathbf{2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$  avec  $\mathbf{St=25 \text{ cm. ml}}$

**1) Vérifications à l'E.L.U :**

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

**Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELU.**

L'effort tranchant est :  $T_u = 1.5 * Q = 1.5 * 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0.15 * 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) =$$

$$\min (2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \quad \tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{1.5 * 10^{-3}}{1 * 0.08} = \mathbf{0.019 \text{ MPa}} \quad 1 \text{ MPa} = 10^3 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  condition Vérifiée donc on n'a pas besoin d'armatures de cisaillement

**b) Vérification de l'adhérence aux appuis :  $T_u = 1.5 \text{ KN}$**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \varphi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum n_i} = \frac{1500}{0.9 * 80 * 100.48} = \mathbf{0.21 \text{ MPa}}$$

$\sum n_i = n \pi \varnothing = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm} = 0.1 \text{ m} \rightarrow$  Somme du périmètre utile des

barres  $\varphi_s = 1.5$  (acier Fe400, haute adhérence)

$\tau_{se}$ : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_s$ : Contrainte d'adhérence admissible

$n = 4$ : nombre des barres

$\varnothing$ : Diamètre des barres ( $\varnothing = 8 \text{ mm}$ )

$\tau_{se} = \mathbf{0.21 \text{ MPa}} < \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \rightarrow$  vérifié

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

**2) Vérification à l'ELS :**

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1}{2.063} = 0.485 \text{ m}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ avec } K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1}{1.35 \cdot 10^{-5}} = 74074.07 \text{ KN/m}^3 = 0.0741 \text{ N/mm}^3$$

**a) Position de l'axe neutre**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \frac{1}{2} \times b \times y^2 - n \times A_s \times (d - y) = 0$$

$$\text{avec } n = 15, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 8 \text{ cm} \qquad 50 y^2 + 30.15 y - 241.2 = 0$$

$$\text{avec } \Delta = b^2 - 4 ac = 49149.02$$

$$y = \frac{-b \mp \sqrt{\Delta}}{2 a} = \frac{-30.15 \mp \sqrt{49149.02}}{2 \cdot 50} \Rightarrow y = 1.91 \text{ cm} = 0.0191 \text{ m}$$

**b) calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} \times b \times y^3 + n \times A_s \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 1350.47 \text{ cm}^4 = 1.35 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

on a seulement des armatures tendues (pas d'armatures comprimées) donc  $A_s' = 0$

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq 15 \text{ MPa} = 15 \cdot 10^3 \text{ KN / m}^2. \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1}{1.35 \cdot 10^{-5}} \times 0.0191$$

$$= 1414.81 \text{ KN / m}^2 = 1.415 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \qquad \rightarrow \text{ vérifié}$$

**c) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

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

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = \left\{ \min 266.67 \text{ MPa} ; 617.37 \text{ MPa} \right\} = 266.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K (d - y) = 15 * 0.0741 (80 - 19.1) = 67.69 \text{ MPa}$$

$$67.69 \text{ MPa} \leq 266.67 \text{ MPa} \rightarrow \text{ vérifié}$$

d) Schéma de coffrage et ferrailage de l'acrotère :

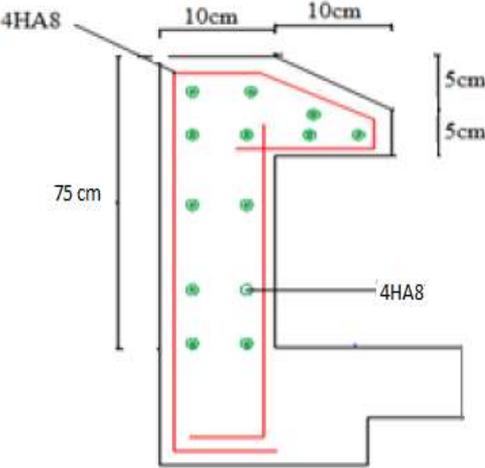


Figure 4.1: Coupe transversale de l'acrotère

### 4.3. Etude du balcon :

#### 1) Introduction :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastrée à son extrémité, donc ces éléments de structure vont subir des charges particulières. Par ailleurs ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales.

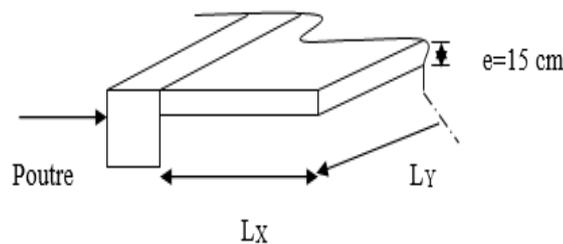


Figure 4.2 : Schéma du balcon en dalle pleine.

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans les poutres, soumis à son poids propre et à une surcharge d'exploitation

Le calcul se fait pour une bande de 1m à la flexion simple.

La fissuration est préjudiciable.

On utilise le logiciel Robot Structural pour calculer les sollicitations et le Robot Expert pour calculer le ferrailage.

Balcon  $L_x=1.1m$   $l_y= 3.25m$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.1}{3.25} = 0.33 < 0.4 \text{ (donc deux sens)}$$

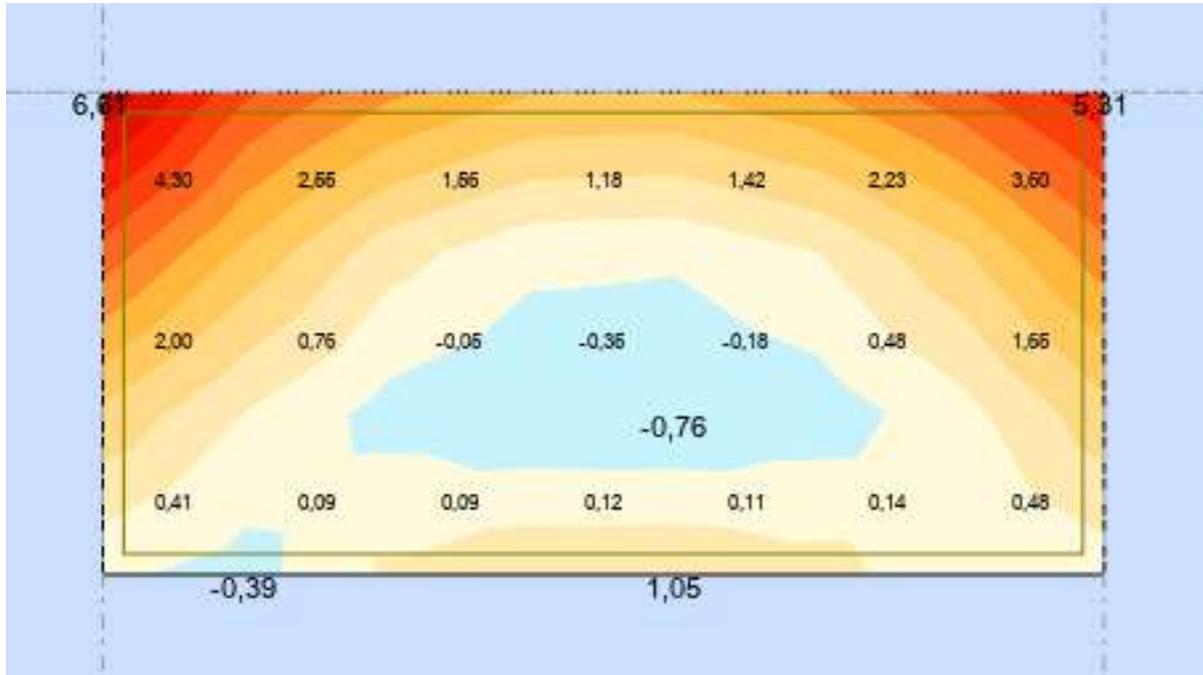


Figure 4. 3: Cartographie du balcon

### 1) Ferrailage du balcon

Tableau 4.2 : Ferrailage à l'ELU :

	Position	$M_u$ (KN.m)	B (cm)	h (cm)	c (cm)	$A_{Scalculé}$ ( $cm^2$ )/ml	$A_{Sadoptée}$ ( $cm^2$ )/ml	armatures
<b>Balcon</b>	Travée	-0.76	100	15	2,5	1.7	<b>3,14</b>	<b>4HA10</b>
	Appuis	6.61	100	15	2,5	1.7	<b>3,14</b>	<b>4HA10</b>

Vérification à L'ELS :

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \bar{\sigma}_b = \frac{M_s \cdot y}{I}$$

Tableau 4. 3: Résultats par Robot EXPERT

	Position	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	c (cm)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Vérification
<b>Balcon</b>	Travée	-0.53	3,93	100	15	2,5	0.1	15	<b>Vérifié</b>
	Appuis	4.75	3,93	100	15	2,5	1.2	15	<b>Vérifié</b>

Vérification de la contrainte d'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{fissure est préjudiciable}$$

Tableau 4.4 : Résultats par Robot EXPERT

	Position	Ms(KN.m)	As(cm <sup>2</sup> )	b(cm)	h(cm)	c(cm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Balcon</b>	Travée	-0.53	3,14	100	15	2,5	1.3	201,6	<b>Vérifié</b>
	Appuis	4.75	3,14	100	15	2,5	11.66	201,6	<b>Vérifié</b>

Vérification de la flèche :

Le balcon calculé comme une poutre simplement appuyée (cas le plus défavorable).

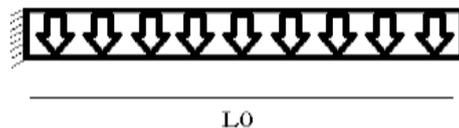


Figure 4.4 : Poutre porte à faux (console).

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le **CBA93** comme

$$\text{suit : } \Delta_{fadm} = \frac{L}{500}$$

**Balcon :**

$$L = 3.25 \text{ m; } \Delta_{fadm} = \frac{325}{500} = 0.65 \text{ cm}$$

**Tableau 4. 5: Vérification de la flèche du balcon**

$M_g(\text{KN.m})$	$M_p(\text{KN.m})$	$\Delta_{ft} \text{ (cm)}$	$\Delta_{fadm} \text{ (cm)}$	Vérification
3.46	4.07	0.12	0.65	vérifié

**Armatures adoptées :**

**4 HA 10 (3.14 cm<sup>2</sup>/ml) avec St=25 cm.**

**2) Calcul d'armature de répartition**

**En travée:**  $A_{rep} = A_{ado} / 4 = 3.14 / 4 = 0.78 \text{ cm}^2$

On adopte : **4 HA 8 → 2.01 cm<sup>2</sup>/ml avec St=25 cm.**

**a) Vérification Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = \mathbf{1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$3.14 \geq 1.63 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$2.01 \geq 1.63 \rightarrow \text{vérifié}$$

**b) Vérification de la disposition d'armature : Armature longitudinale :**

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = \min(45; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } h : \text{l'épaisseur du balcon} = 15\text{cm} \quad St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$$

**Armature de répartition :**

$$St \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$$

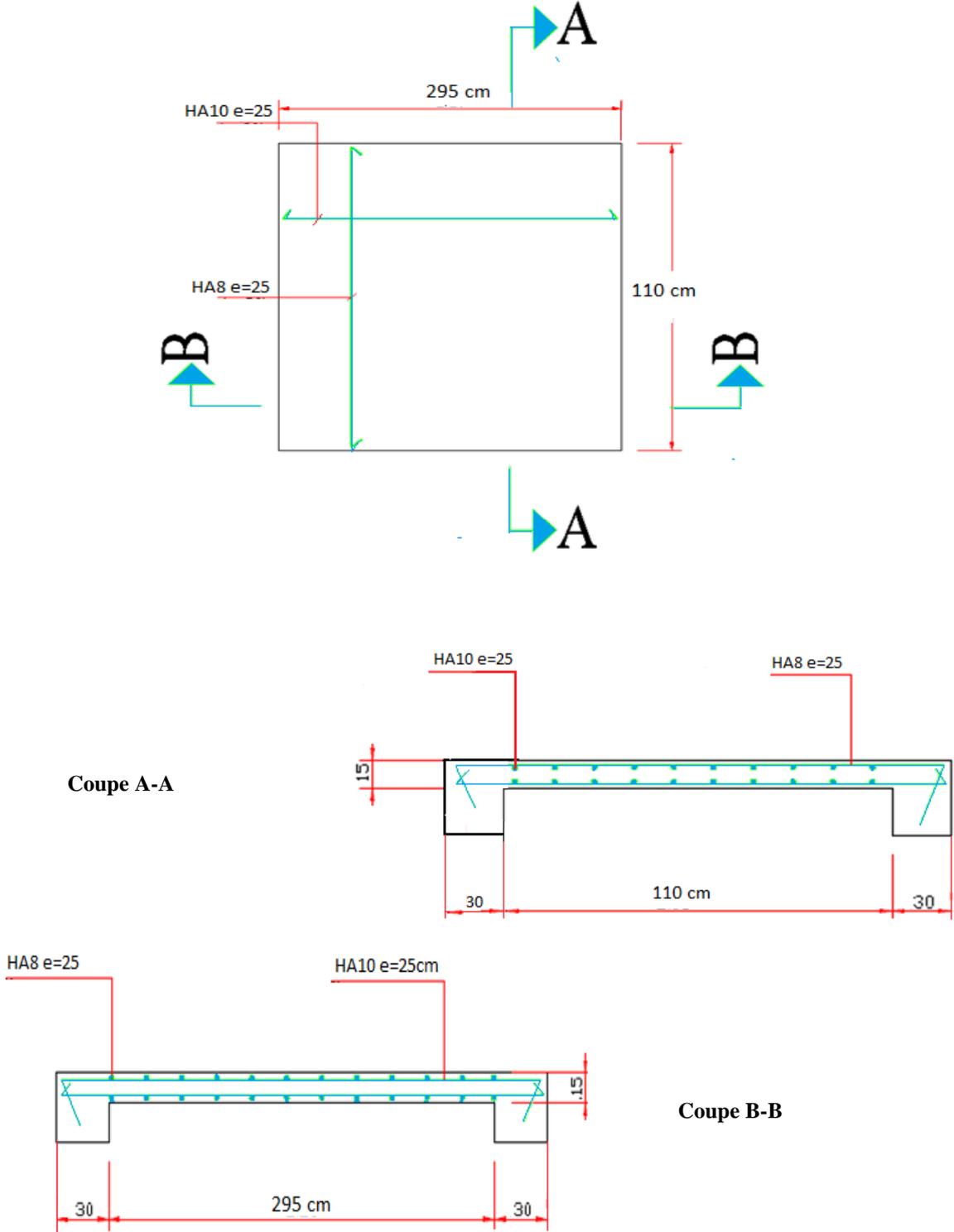


Figure 4.5 : ferrailage du balcon

#### 4.4. Etude des planchers:

##### 1) Introduction:

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales, et les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique; On distingue :

Plancher à corps creux.

Plancher à dalle pleine.

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

**Tableau 4.6. Différentes charges sur les poutrelles.**

Niveau	G (KN/ m <sup>2</sup> )	Q (KN/ m <sup>2</sup> )	b (m)	q <sub>u</sub> = (1.35G+1.5Q) x b	q <sub>u</sub> = (G + Q) x b
Terrasse accessible	5.88	1.5	0.65	6.62	4.80
Etage courant (hall circulation)	5.54	2.5	0.65	7.30	5.23
Etage courant (chambres)	5.54	1.5	0.65	6.32	4.58

##### 2) Étude de la poutrelle (longueur longitudinale de la structure):

Calcul de la poutrelle **type 1** au niveau (**RDC**) :

Condition d'application de la méthode forfaitaire:

•Plancher à surcharge d'exploitation modérée :  $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN / m}^2)$

$Q \leq \max (11.08 \text{ KN / m}^2 ; 5 \text{ KN / m}^2) \Rightarrow 1.5 \text{ KN / m}^2 \leq 11.08 \text{ KN / m}^2 \rightarrow \text{vérifié}$

•Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.  $\rightarrow$  **vérifié.**

•Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25.

$0.8 \leq \frac{l_{x-1}}{l_x} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{2.8}{3.30} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 0.85 \leq 1.25 \rightarrow \text{vérifié.}$

Méthode forfaitaire applicable

##### 1) Charges et surcharges sur la poutrelle:

Pour les travées (**AB; BC; CD; EF; FG; GH**):

$q = (1,35 G + 1,5 Q) * 0,65 = (1,35 * 5.54 + 1,5 * 1.50) * 0,65 = 6.32 \text{KN/ml}$ . Pour la travée

(DE):  $q = (1,35 G + 1,5 Q) * 0,65 = (1,35 * 5.54 + 1,5 * 2.50) * 0,65 = 7.30 \text{KN/ml}$ .

**2) Calcul des moments en travée de rive (A-B):**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.54+1.5} = 0.21$$

**Calcul du moment isostatique  $M_o$**

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 6.32 \times \frac{3.3^2}{8} = 8.60 \text{ KNm} \quad M_w = 0.2 M_o \quad M_e = 0.5 M_o$$

$$M_t = \max \begin{cases} 1,05 M_o - 0.5 (M_w + M_e) = 0.7 M_o \\ (1 + 0.3\alpha) M_o - 0.5 (M_w + M_e) = 0.713 M_o \\ 0.5 (1.2 + 0.3\alpha) M_o = 0.631 M_o \text{ donc on} \end{cases}$$

$$M_t = 0.713 M_o = 6.13 \text{ KNm} \quad M_w = -0.2 M_o = -1.72 \text{ KNm} \quad M_e = -0.5 M_o = -4.30 \text{ KNm}$$

**3) Calcul des moments en travée intermédiaire (B-C):**

**Calcul du moment isostatique  $M_o$**

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 6.32 \times \frac{2.9^2}{8} = 6.64 \text{ KNm} \quad M_w = 0.5 M_o \quad M_e = 0.4 M_o$$

$$M_t = \max \begin{cases} 1,05 M_o - 0.5 (M_w + M_e) = 0.6 M_o \\ (1 + 0.3\alpha) M_o - 0.5 (M_w + M_e) = 0.613 M_o \\ 0.5 (1 + 0.3 \alpha) M_o = 0.531 M_o \text{ donc on a } M_t = 0.613 M_o = 4.07 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_w = -0.5 M_o = -3.32 \text{ KNm} \quad M_e = -0.4 M_o = -2.66 \text{ KNm}$$

**4) Calcul des moments en travée intermédiaire (C-D):**

$$\text{Calcul du moment isostatique } M_o \quad M_o = q \frac{l^2}{8} = 6.32 \times \frac{3.25^2}{8} = 8.34 \text{ KNm}$$

$$M_w = 0.4 M_o \quad M_e = 0.4 M_o$$

$$M_t = \max \begin{cases} 1,05 M_o - 0.5 (M_w + M_e) = 0.65 M_o \\ (1 + 0.3\alpha) M_o - 0.5 (M_w + M_e) = 0.663 M_o \\ 0.5 (1 + 0.3 \alpha) M_o = 0.531 M_o \text{ donc on a} \end{cases}$$

$$M_t = 0.663 M_o = 5.53 \text{ KNm} \quad M_w = -0.4 M_o = -3.34 \text{ KNm} \quad M_e = -0.4 M_o = -3.34 \text{ KNm}$$

**5) Calcul des moments en travée intermédiaire (D-E):****Calcul du moment isostatique  $M_o$** 

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 7.3 \times \frac{2.8^2}{8} = 7.15 \text{ KNm} \quad M_w = 0.4 M_o \quad M_e = 0.4 M_o$$

$$M_t = \max \begin{cases} 1,05 M_o - 0.5 (M_w + M_e) = 0.65 M_o \\ (1 + 0.3\alpha) M_o - 0.5 (M_w + M_e) = 0.693 M_o \quad \rightarrow \alpha = 0.311 \\ 0.5 (1 + 0.3\alpha) M_o = 0.547 M_o \text{ donc on a} \end{cases}$$

$$M_t = 0.693 M_o = 4.95 \text{ KNm} \quad M_w = -0.4 M_o = -2.86 \text{ KNm} \quad M_e = -0.4 M_o = -2.86 \text{ KNm}$$

**6) Calcul des moments en travée intermédiaire (E-F):****Calcul du moment isostatique  $M_o$** 

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 6.32 \times \frac{3.25^2}{8} = 6.87 \text{ KNm} \quad M_w = 0.4 M_o \quad M_e = 0.4 M_o$$

$$M_t = \max \begin{cases} 1,05 M_o - 0.5 (M_w + M_e) = 0.65 M_o \\ (1 + 0.3\alpha) M_o - 0.5 (M_w + M_e) = 0.663 M_o \\ 0.5 (1 + 0.3\alpha) M_o = 0.531 M_o \text{ donc on a} \end{cases}$$

$$M_t = 0.663 M_o = 5.53 \text{ KNm} \quad M_w = -0.4 M_o = -3.34 \text{ KNm} \quad M_e = -0.4 M_o = -3.34 \text{ KNm}$$

**7) Calcul des moments en travée intermédiaire (F-G):****Calcul du moment isostatique  $M_o$** 

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 6.32 \times \frac{2.9^2}{8} = 6.64 \text{ KNm} \quad M_w = 0.4 M_o \quad M_e = 0.5 M_o$$

$$M_t = \max \begin{cases} 1,05 M_o - 0.5 (M_w + M_e) = 0.6 M_o \\ (1 + 0.3\alpha) M_o - 0.5 (M_w + M_e) = 0.613 M_o \\ 0.5 (1 + 0.3\alpha) M_o = 0.531 M_o \text{ donc on a} \end{cases}$$

$$M_t = 0.613 M_o = 4.07 \text{ KNm} \quad M_w = -0.4 M_o = -2.66 \text{ KNm} \quad M_e = -0.5 M_o = -3.32 \text{ KNm}$$

**8) Calcul des moments en travée intermédiaire (G-H):****Calcul du moment isostatique  $M_o$** 

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 6.32 \times \frac{3.30^2}{8} = 8.60 \text{ KNm} \quad M_w = 0.5 M_o \quad M_e = 0.2 M_o$$

$$M_t = \max \begin{cases} 1,05 M_0 - 0,5 (M_w + M_e) = 0,7 M_0 \\ (1 + 0,3\alpha) M_0 - 0,5 (M_w + M_e) = 0,713 M_0 \\ 0,5 (1,2 + 0,3\alpha) M_0 = 0,631 M_0 \text{ donc on a} \end{cases}$$

$$M_t = 0,713 M_0 = 6,13 \text{ KNm} \quad M_w = -0,5 M_0 = -4,30 \text{ KNm} \quad M_e = -0,2 M_0 = -1,72 \text{ KNm}$$

### 9) Calcul de l'effort tranchant Travée (A-B)

$$T_w = q \frac{l}{2} = 6,32 \times \frac{3,3}{2} = 10,43 \text{ KN} \quad T_e = -1,1 T_w = -1,1 \times 10,43 = -11,47 \text{ KN}$$

### Travée (B-C)

$$T_w = 1,1 \times q \frac{l}{2} = 6,32 \times \frac{2,9}{2} = 10,08 \text{ KN} \quad T_e = -q \frac{l}{2} = -6,32 \times \frac{2,9}{2} = -9,16 \text{ KN}$$

### Travée (C-D)

$$T_w = q \frac{l}{2} = 6,32 \times \frac{3,25}{2} = 10,27 \text{ KN} \quad T_e = -q \frac{l}{2} = -6,32 \times \frac{3,25}{2} = -10,27 \text{ KN}$$

### Travée (D-E)

$$T_w = q \frac{l}{2} = 7,3 \times \frac{2,8}{2} = 10,22 \text{ KN} \quad T_e = -q \frac{l}{2} = -7,3 \times \frac{2,8}{2} = -10,22 \text{ KN}$$

### Travée (E-F)

$$T_w = q \frac{l}{2} = 6,32 \times \frac{3,25}{2} = 10,27 \text{ KN} \quad T_e = -q \frac{l}{2} = -6,32 \times \frac{3,25}{2} = -10,27 \text{ KN}$$

### Travée (F-G)

$$T_w = q \frac{l}{2} = 6,32 \times \frac{2,9}{2} = 9,16 \text{ KN} \quad T_e = -1,1 \times T_w = -1,1 \times 9,16 = -10,08 \text{ KN}$$

### Travée (G-H)

$$T_w = 1,1 q \frac{l}{2} = 1,1 \times 6,32 \times \frac{3,3}{2} = 11,47 \text{ KN} \quad T_e = -q \frac{l}{2} = -6,32 \times \frac{3,3}{2} = -10,43 \text{ KN}$$

l'effort tranchant maximal:  $T_u = 11,47 \text{ KN}$

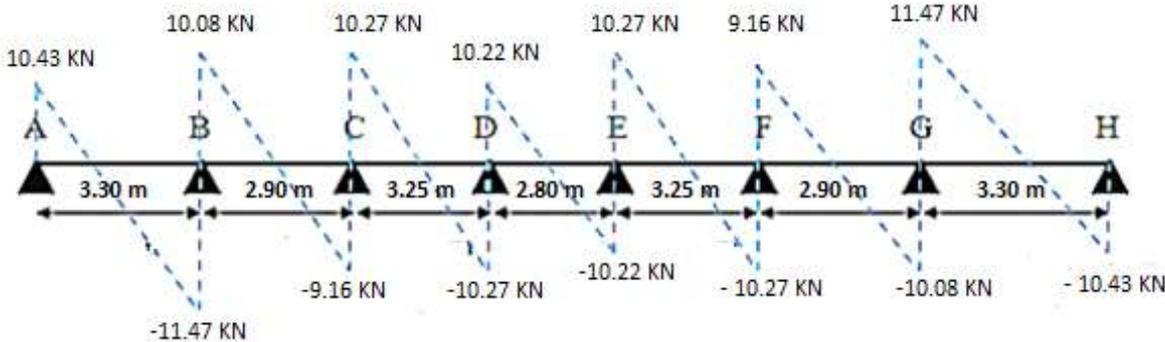


Figure 4.6 : Diagramme des efforts tranchants

**10) Ferrailage longitudinal de la poutrelle niveau (RDC) :**

**Remarque:** dans notre projet on a plusieurs type de poutrelles, donc on prend un deux type comme un exemple de calcul au niveau (RDC) et on pose les résultats trouvés pour les autres types dans tableau.

$$M_t = 6.13 \text{ KNm} \quad M_a = 4.30 \text{ KNm} \quad T_u = 11.47 \text{ KN}$$

**FeE 400** ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ; Fissuration peu préjudiciable.

**a) ferrailage longitudinale en travée:  $M_t = 6.13 \text{ KNm}$**

$$M_{but} = f_{bc} \times b \times h_o \times \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 0.059 \text{ MNm} = 59 \text{ KNm}$$

$$M_{but} > M_t \rightarrow 59 \text{ KNm} > 6.13 \text{ KNm} \quad 1 \text{ MN} = 10^3 \text{ KN}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire :

$$b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.13}{0.65 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2 \cdot 10^3} = 0.02$$

$$\mu_b < \mu_L \rightarrow 0.020 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.020}) = 1.25 \times 0.0171 = 0.025$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.025) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \frac{F_e}{\gamma_s}} = \frac{6.13}{0.178 \cdot \frac{400 \cdot 10^3}{1.15}} = 9.90 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 0.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A = \max(A_{\min} ; A_s) = \max$$

$$(1.41 ; 0.99) = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Armatures adoptées :**

**3 HA10** (2.36 cm<sup>2</sup>/ml) Comme armatures tendues en travée

**b) Ferrailage en appui**  $M_a = 4.30 \text{KNm}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{4.30}{0.65 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2 \cdot 10^3} = \mathbf{0.0144} < \mathbf{0.392} \quad 1 \text{ MPa} = 10^3 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0144}) = 1.25 \times 0.015 = \mathbf{0.0182}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0182) = \mathbf{0.18 \text{ m}}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.30}{0.18 \cdot \frac{400 \cdot 10^3}{1.15}} = 6.87 \cdot 10^{-5} \text{m}^2/\text{ml} \quad \mathbf{A_s = 0.69 \text{cm}^2/\text{ml}}$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.41 \text{cm}^2/\text{ml}}$$

$$\mathbf{A} = \max(A_{\min}; A_s) = \max(\mathbf{1.41}; \mathbf{0.69}) = \mathbf{1.41 \text{cm}^2/\text{ml}}$$

**Armatures adoptées :**

**2 HA12**(2.26 cm<sup>2</sup>/ml) Comme armatures chapeaux sur les deux appuis

**11) ferrailage transversale:**

Vérification selon le **CBA/93**, La contrainte de cisaillement ultime:  $T_u = \mathbf{11.47 \text{ KN}}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{11.47 \cdot 10^{-3}}{0.65 \cdot 0.18} = \mathbf{0.098 \text{ MPa}} \quad 1 \text{ MPa} = 10^3 \text{KN} / \text{m}^2.$$

Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus base des 2 valeurs **Condition vérifiée**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.20 \cdot 25}{1.5}; 5 \text{MPa}\right) = \min(3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa})$$

$\overline{\tau_u}$  : Contrainte de cisaillement admissible

$$\tau_u = 0.098 \text{ MPa} < 3.33 \text{MPa} \rightarrow \mathbf{\text{condition Vérifiée}}$$

Donc on n'a pas besoin d'armatures de cisaillement.

Les armatures transversales sont des armatures droites  $\alpha = 90^\circ$ ; le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression:

**a) Diamètre des armatures d'âme :**

Selon **RPA/2003**:

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_o}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min ( 10\text{mm} ; 5.71\text{mm} ; 10\text{mm} )$$

$$h = 20 \text{ cm} \quad b_o = 10 \text{ cm} \quad \phi_1 = 10 \text{ mm (diamètre des barres d'armatures choisies)}$$

$$\phi_t \leq \min 5.71\text{mm} \rightarrow \text{on prend } \phi_t = \mathbf{4 \text{ mm}}$$

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et une épingle de 5 mm de diamètre, soit une section totale de:

$$\mathbf{A_t = 4HA4 = 0.50\text{cm}^2}$$

**b) Espacement des armatures transversales:**

Conditions sur l'espacement d'après **RPA/2003**:

**- En zone nodal:**

$$St \leq \min (12\phi_t ; h/4) = \min (12*1.0; 20/4) = \min (12; 5) = 5 \text{ cm.}$$

La longueur de la zone nodale:  $2 * h = 40 \text{ cm}$ . Soit un espacement choisit de : **St = 5 cm.**

**- En zone courante:**

$$St \leq h/2 = 10 \text{ cm} \text{ Soit un espacement choisit de : } \mathbf{St = 10 \text{ cm.}}$$

Le résultat de ferrailage du type 1 de poutrelles niveau (**RDC**) est traité dans les tableaux suivants :

**c) Vérification de l'adhérence aux appuis :  $T_u = 11.47 \text{ KN}$** 

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \phi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum n_i} = \frac{11470}{0.9 * 180 * 75.36} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\sum n_i = n \pi \phi = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm} = 0.075 \text{ m} \rightarrow \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

$$\phi_s = 1.5 \text{ (acier Fe400, haute adhérence)}$$

$$\tau_{se}: \text{Contrainte d'adhérence} \quad \bar{\tau}_s: \text{Contrainte d'adhérence admissible}$$

$$n = 2: \text{nombre des barres } \phi: \text{Diamètre des barres } (\phi = 12\text{mm})$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0.94\text{MPa} < 3.15 \text{ MPa}} \rightarrow \text{vérifié}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

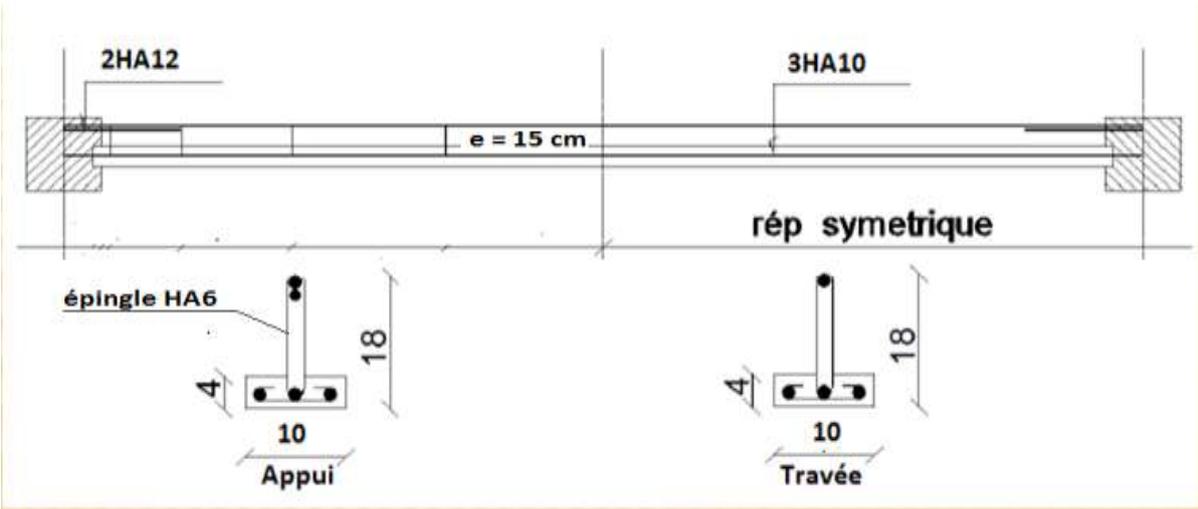


Figure 4. 7 : ferrailage de la poutrelle.

**12) Ferrailage de la dalle de compression:**

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

**20cm (5 par mètre)** pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

**33cm (3 par mètre)** pour les barres parallèle aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :  $50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm}$   $A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e}$

et  $A_2 = \frac{A_1}{2}$  avec  $L_1$  : Distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65\text{ cm}$ )

$A_1$  : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P)

$A_2$  : Diamètre parallèle aux poutrelles

$A_1 = 4 \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$  soit **5HA6**  $\rightarrow A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$  avec **St = 100/5 = 20 cm**

$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit **5HA6**  $\rightarrow A_2 = 1.41 \text{ cm}^2$  avec **St = 100/5 = 20 cm**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre  $\emptyset 6$

dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

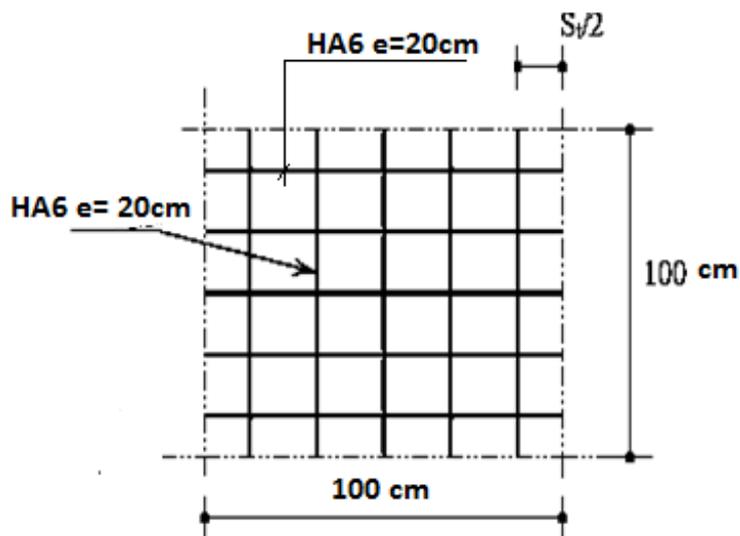


Figure 4.8: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

## 4.6. Etude des escaliers:

### 1) Introduction:

Choisir un type d'escalier droit avec palier et calculer ses dimensions est une première étape qui ne définira pas à elle seule le style de notre escalier. On constatera que pour un même type d'escalier ; la structure, les matériaux, le traitement des marches et de la rampe sont autant d'éléments essentiels qui détermineront son caractère.

Les contraintes laissent place à l'imagination, elles existent, telles que le respect des règles de construction, celles imposées par la structure de l'habitation, par l'aménagement ou celles que nous avons imposées.

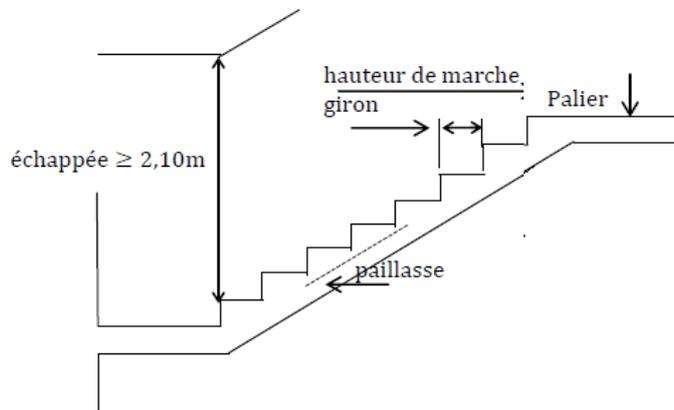


Figure 4.9 : Schéma d'escalier.

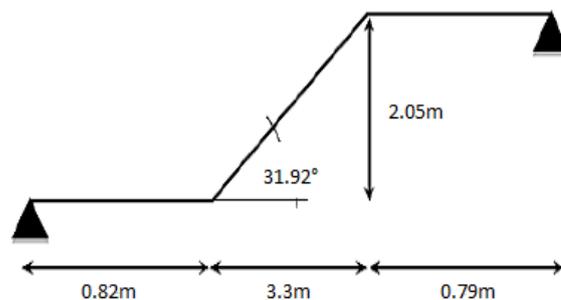


Figure 4.10 : Type de schéma statique (RDC).

**2) Etude d'escalier au niveau RDC (exemple de calcul):**

**a) Charges et surcharges:**

**Charges sur le palier de repos: Charges sur la volée:**

Charge permanente  $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$  Charge permanente  $G = 8.41 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$  Charge d'exploitation  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont:

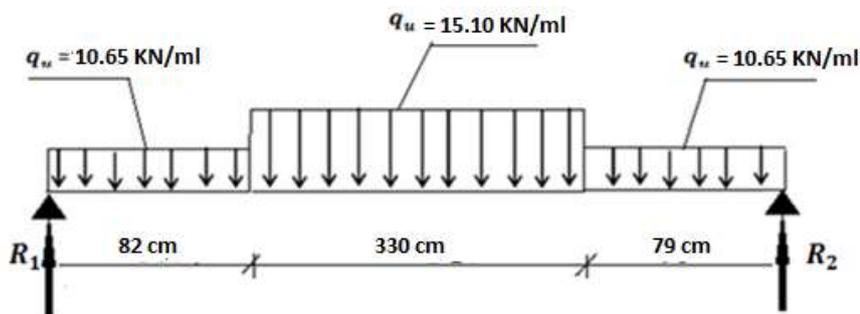
Etat limite ultime:  $1,35G + 1,5Q$

Etat limite de service:  $G + Q$

**Tableau 4. 7. Charges sur les éléments de l'escalier.**

section	G en (KN/m <sup>2</sup> )	Q en (KN/m <sup>2</sup> )	1.35G+1.5Q (ELU)	G+Q (ELS)
paillasse	8.41	2.5	15 .10	10.91
palier	5.11	2.5	10.65	7.61

Pour la détermination des moments et de l'effort tranchants maximum sollicitant cette poutre, on considère que cette dernière est chargée par la charge maximale ( $q_{u1} = 15 .10 \text{ KN/ml}$   $q_{u2} = 10.65 \text{ KN/ml}$  à ELU) sur toute la longueur de la poutre.



**Figure 4. 11 : Schéma statique (RDC) de calcul à l'ELU.**

**b) Calcul des moments max et efforts tranchants max:**

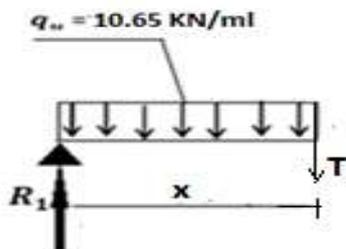
**Calcul des réactions  $R_1$  et  $R_2$  à l'ELU.**

$$\sum F/1 = 0: -R_2 \cdot 4.91 + q_u \cdot 0.82 \cdot 0.41 + q_u \cdot 3.3 \cdot 2.47 + q_u \cdot 0.79 \cdot 4.51 = 0 \Rightarrow R_2 = 33.52 \text{ KN}$$

$$\sum F/2 = 0: R_1 \cdot 4.91 - q_u \cdot 0.82 \cdot 4.5 - q_u \cdot 3.3 \cdot 2.44 - q_u \cdot 0.79 \cdot 0.395 = 0 \Rightarrow R_1 = 33.44 \text{ KN}$$

$$R_1 + R_2 = 10.65 \cdot 0.82 + 15.10 \cdot 3.3 + 10.65 \cdot 0.79 = 66.96 = 66.96 \rightarrow \text{vérifié}$$

**Calcul des moments  $0 \leq x \leq 0.82$**



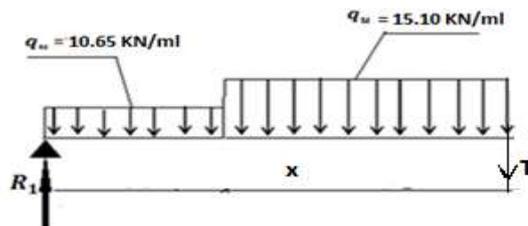
$$T(x) = R_1 - q_u \cdot x = 33.44 - 10.65 x$$

$$\begin{cases} T(0) = R_1 = 33.44 \text{ KN} \\ T(0.82) = 24.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} = 33.44 x - 10.65 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.82) = 23.84 \text{ KNm} \end{cases}$$

**$0.82 \leq x \leq 3.3$**



$$T_{(x)} = R_1 - q_{u1} * 0.82 - q_{u2} * (x - 0.82) = 33.44 - 10.65 x = -15.10 x + 37.09$$

$$\begin{cases} T_{(0.82)} = 24.71 \text{ KN} \\ T_{(3.3)} = -12.74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{(x)} = R_1 \cdot x - q_{u1} * 0.82 (x - 0.41) - q_{u2} \frac{(x - 0.82)^2}{2} = 33.44 x - 10.65 * \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = -7.55 x^2 + 37.09 x - 1.48$$

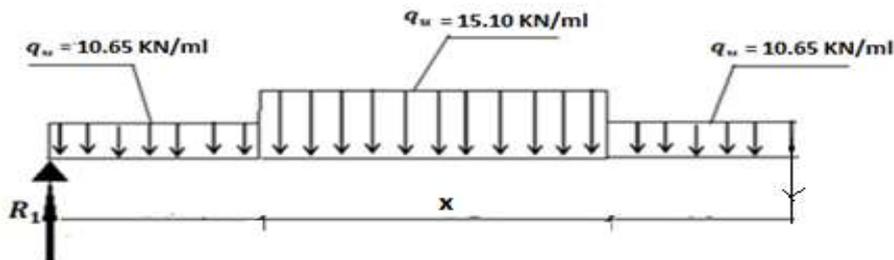
$$\begin{cases} M_{(0.82)} = 23.86 \text{ KNm} \\ M_{(3.3)} = 38.70 \text{ KNm} \end{cases}$$

Calcul de  $M_{\max}$

$$T_{(x)} = -15.10 x + 37.09 \Rightarrow -15.10 x + 37.09 = 0 \Rightarrow x = \frac{37.09}{15.10} = 2.46 \text{ m KN}$$

$$M_{\max} = -7.55 (2.46)^2 + 37.09 (2.46) - 1.48 = 44.07 \text{ KNm}$$

$$3.3 \leq x \leq 0.79$$



$$T_{(x)} = R_1 - q_{u1} * 0.82 - q_{u2} * 3.3 - q_{u3} (x - 4.12)$$

$$T_{(x)} = -10.65 x + 18.76$$

$$\begin{cases} T_{(3.3)} = -16.38 \\ T_{(0.79)} = 10.35 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{(x)} = R_1 \cdot x - q_{u1}(x - 0.41) - q_{u2}(x - 2.47) - q_{u3} \frac{(x - 4.12)^2}{2} + 18.$$

$$M_{(x)} = -5.32 x^2 + 18.76 x + 36.38$$

$$\begin{cases} M_{(3.3)} = 40.36 \text{ KNm} \\ M_{(0.79)} = 47.88 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les sollicitations maximales sont:

$$M_t = 44.07 \text{ KNm}$$

$$M_a = 47.88 \text{ KNm}$$

$$T = 33.44 \text{ KNm}$$

### 3) Calcul du ferrailage:

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

#### a) Ferrailage longitudinal

En travée

$$\mu_b = \frac{M_{umax}}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{44.07}{1.14 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0.135^2} = \mathbf{0.171} \quad 1 \text{ MPa} = 10^3 \text{ KN / m}^2.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.171}) = 1.25 \times 0.119 = \mathbf{0.236}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.236) = \mathbf{0.122}$$

$$A_s = \frac{M_{umax}}{Z \cdot \frac{F_e}{\gamma_s}} = \frac{44.07}{0.122 \cdot \frac{400 \cdot 10^3}{1.15}} = 1.04 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{ml} \quad A_s = \mathbf{10.40 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Armatures adoptées : **7 HA14 (10.77cm<sup>2</sup>/ml)**

$$\text{En appui } \mu_b = \frac{M_{umax}}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{47.88}{1.14 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0.135^2} = \mathbf{0.1851} \text{ MPa} = 10^3 \text{ KN / m}^2.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.185}) = 1.25 \times 0.015 = \mathbf{0.257}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.257) = \mathbf{0.121}$$

$$A_s = \frac{M_{umax}}{Z \cdot \frac{F_e}{\gamma_s}} = \frac{47.88}{0.121 \cdot \frac{400 \cdot 10^3}{1.15}} = 1.14 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{ml} \rightarrow A_s = \mathbf{11.41 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Armatures adoptées : **8HA14 (12.31cm<sup>2</sup>/ml)**

Condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = \mathbf{1.63 \text{ cm}^2/}$$

$$\mathbf{10.77 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{vérifié}}$$

$$\mathbf{12.31 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{vérifié}}$$

Tableau 4.8.récapitulatif de ferrailage escalier

position	$M_u$ (KNm)	$\mu_b$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Armatures
travée	44.07	0.171	0.236	0.122	10.77	7HA14
appuis	47.88	0.185	0.257	0.121	12.31	8HA14

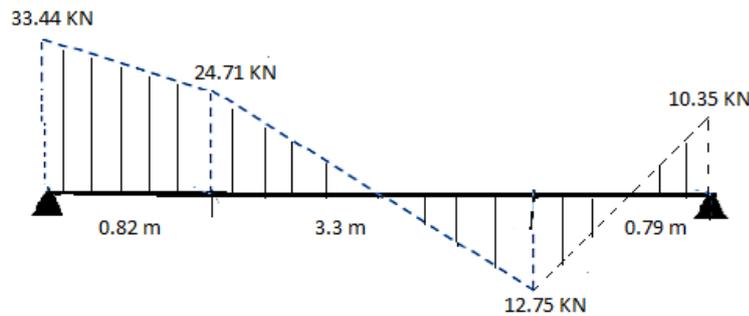


Figure 4.12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de l'escalier

**b) Ferrailage transversal:**

Effort tranchant maximal:  $T_u = 33.44 \text{KNm}$

La contrainte de cisaillement maximale est de:

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = \min \left( \frac{0.20 * 25}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right) =$$

$$\min (3.33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}) \tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{33.44 * 10^{-3}}{1 * 0.135} = 0.25 \text{MPa} \quad 1 \text{MPa} = 10^3 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$\tau_u = 0.25 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \rightarrow$  condition Vérifiée donc on n'a pas besoin d'armatures transversales de cisaillement, elles ne sont pas nécessaires. On placera des armatures de répartition

**Calcul d'armature de répartition**

-En travée:  $A_{rep} = A_{ado} / 4 = 10.77 / 4 = 2.69 \text{cm}^2$  On adopte : **4 HA10**  $\rightarrow 3.14 \text{cm}^2/\text{ml}$

-Sur appuis:  $A_{rep} = A_{ado} / 4 = 12.31 / 4 = 3.08 \text{cm}^2$  On adopte : **4 HA10**  $\rightarrow 3.18 \text{cm}^2/\text{ml}$

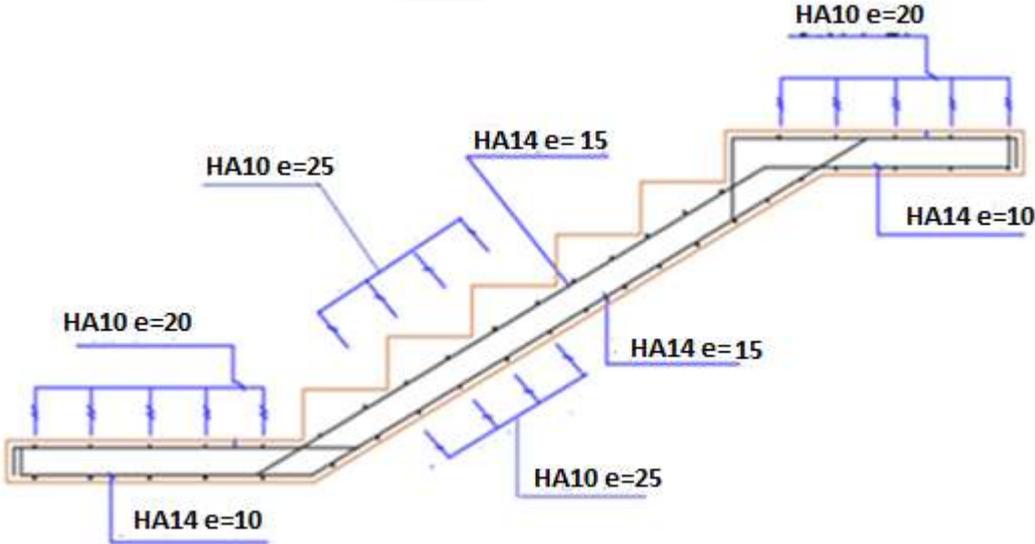
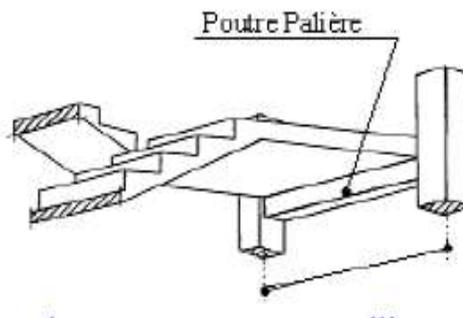


Figure 4.13 : Coupe de ferrailage de l'escalier

### 4.7. Etude de la poutre palière

La poutre palière encadrée sur ses 2 extrémités, noyée dans l'épaisseur du palier prévue pour être un support d'escalier, le calcul se fera comme pour une poutre rectangulaire de dimensions (b x h), soumise aux sollicitations dues à son poids propre, à la charge qui lui revient des escaliers (les réactions d'appui), sollicitée à la flexion simple.

Selon les combinaisons fondamentales ELU et ELS, en considérant la fissuration peu préjudiciable.



#### 1) Evaluation des charges :

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre partiellement encadrée à l'extrémité dans les poteaux et uniformément chargée.

#### Charges permanentes :

poids propre de la poutre palière :  $0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/m}$

Poids du mur :  $0.5 \text{ KN/m}^2 \times 2.8 = 1.40 \text{ KN/m}$                        $L = 2.80 \text{ m}$

Réaction de l'escalier sur la poutre :

À l'ELU:  $R_{\max} = 33.52 \text{ KN/ml}$ .

À l'ELS:  $R_{\max} = 24.15 \text{ KN/ml}$ .

**Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.50 \text{ KN/m}$**

#### Combinaison des charges :

**ELU :  $P_u = 1,35 \times (2.62 + 1.40) + 1,5 \times 2,5 + 33.52 = 42.70 \text{ KN/m}$**

**ELS :  $P_s = 2.62 + 1.40 + 2,5 + 24.15 = 30.67 \text{ KN/m}$**

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\gamma_b = 1.5$ $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$	$F_e = 400 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ $\gamma_s = 1.15$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
---	---

a) Calcul des moments

à l'ELU:  $M_0 = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = 42.7 \cdot \frac{2.8^2}{8} = 41.85 \text{ KNm}$  L = 2.80m

Travée →  $M_t = 0,80 M_0 = 0,80 \times 41.85 = 33.48 \text{ KNm}$

Appui →  $M_a = 0,30 M_0 = 0,30 \times 41.85 = 12.56 \text{ KNm}$

à l'ELS:  $M_0 = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = 30.67 \cdot \frac{2.8^2}{8} = 30.06 \text{ KNm}$

Travée →  $M_t = 0,80 M_0 = 0,80 \times 30.06 = 24.05 \text{ KNm}$

Appui →  $M_a = 0,30 M_0 = 0,30 \times 30.06 = 9.02 \text{ KNm}$

Tableau 4.9. Résultat de ferrailage à l'ELU de la poutre

position	$M_u$ (KNm)	b (m)	d (m)	$\mu_t$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)
travée	33.48	0.30	0.31	0.238	0.345	0.271	3.81
appui	12.56	0.30	0.31	0.009	0.011	0.314	3.81

Armatures adoptées :

4HA12 (4.52 cm<sup>2</sup>/ml) Comme armatures en travée

4HA12 (4.52 cm<sup>2</sup>/ml) Comme armatures en appui

b) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :

Calcul de l'effort tranchant

$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{42.70 \cdot 2.8}{2} = 59.78 \text{ KN}$   **$T_u = 59.78 \text{ KN}$**

Fissuration peu nuisible :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0.20 \cdot 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$   
 $= \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte de cisaillement admissible

$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{59.78 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.31} = 0.63 \text{ MPa}$   $1 \text{ MPa} = 10^3 \text{ KN} / \text{m}^2$

$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$  → condition Vérifiée → Les armatures transversales sont des armatures droites. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre

des barres longitudinales selon l'expression:

**Diamètre des armatures d'âme : Selon RPA/2003:**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{soit, } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et une épingle de 6 mm de diamètre, soit une section totale de:  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

**c) Espacement des armatures transversales:**

Conditions sur l'espacement d'après **RPA/2003:**

- **En zone nodal:**  $St \leq \min(12\phi_t; h/4) = \min(12*1.2; 35/4) = \min(14.4; 8.75) = 8.75 \text{ cm}$ . Soit un espacement choisit de : **St = 8 cm**. La longueur de la zone nodale:  $2 * h = 2 * 35 = 70 \text{ cm}$ .

- **En zone courante:**  $St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm}$  Soit un espacement choisit de : **St = 15 cm**.

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante:

$$A_t = 0,003 * s * b = 0,003 * 15 * 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

La section d'armatures transversales adoptée vérifie cette condition:

$$A_t \text{ (Adoptée)} = 1.51 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2.$$

**À l'ELS :**

• **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme cela

$$\alpha\mu_t \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{33.48}{24.05} = 1.39$$

$$\alpha\mu_t \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} \leq 0.445$$

$$\alpha\mu_t = 0.238 \leq 0.445 \quad \rightarrow \text{vérifié}$$

• **En appui**

$$\alpha\mu_t \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.56}{9.02} = 1.39$$

$$\alpha\mu_t \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} \leq 0.445$$

$$\alpha\mu_t = 0.009 \leq 0.445 \quad \rightarrow \text{vérifié}$$

**Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ .**

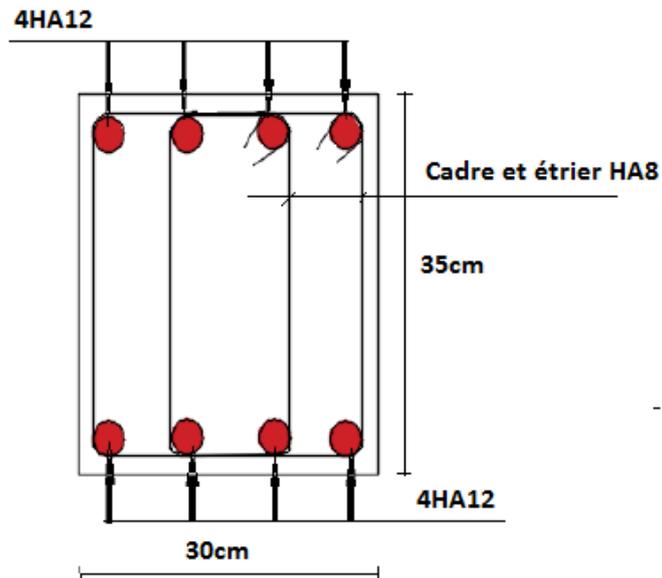


Figure 4. 14: Ferrailage de la poutre palière

Cette modélisation, a facilité la tâche de l'ingénieur en structure où l'on a pu exploiter facilement ses résultats tel que les efforts internes en tout point du bâtiment selon les différentes combinaisons souhaitées.

# **Chapitre 5**

## **ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

### 5.1. Introduction:

Notre structure est un ensemble tridimensionnel poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable, avec l'utilisation de l'outil informatique, le logiciel d'analyse des structures (étabs), qui a permis la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poteaux, les voiles ont été dimensionnés en flexion composée déviée et les poutres en flexion simple.

### 5.2. Etude de ferrailage des poteaux:

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

### 5.3. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\lambda_g$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant;

$\rho_a = 2,50 \rightarrow$  si  $\lambda_g \geq 5$  est dans la direction considérée

$\rho_a = 3,75 \rightarrow$  si  $\lambda_g \leq 5$  n'est pas dans la direction considérée

$\lambda_g$ : l'élanement géométrique du poteau

**t** : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

● **zone nodale :**

$t \leq \text{Min} (10\phi_1, 15\text{cm})$  en zone I et IIa

● **zone courante :**

$t' \leq 15 \phi_1$  en zone I et IIa

Où  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b1$  en %** est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0,3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g = (l_f / a \text{ ou } l_f / b)$

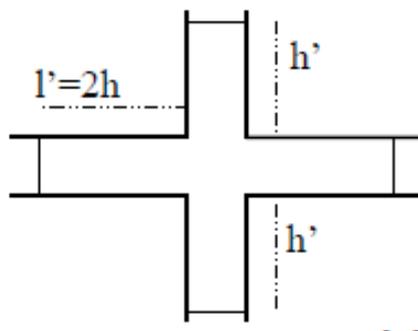
Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \phi_t$  minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12\text{cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

**5. 4.Calcul des armatures longitudinales :**



**a) armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

$A_{min}$  = 0.8% de la section de béton (en zone IIa),

$A_{max}$  = 4% de la section de béton (en zone courante),

$A_{max}$  = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement),

$\varnothing_{min}$  = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  en zone IIa.

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante.

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right) \quad l' = 2x h$$

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

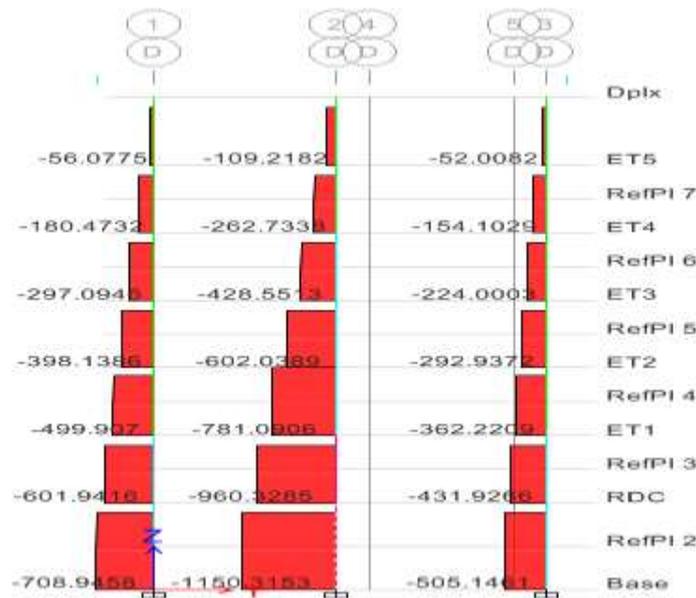


Figure 5.1 : Diagramme efforts normaux des poteaux

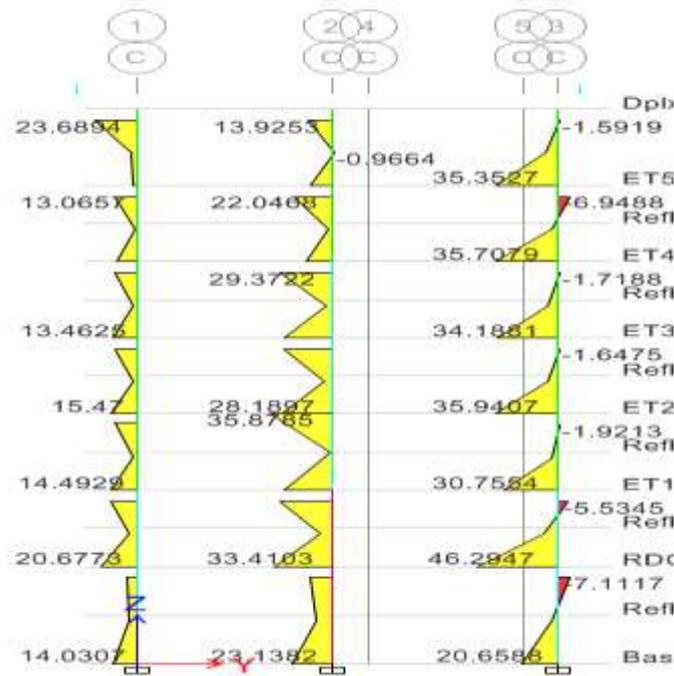


Figure 5.2 : Diagramme moments fléchissants My

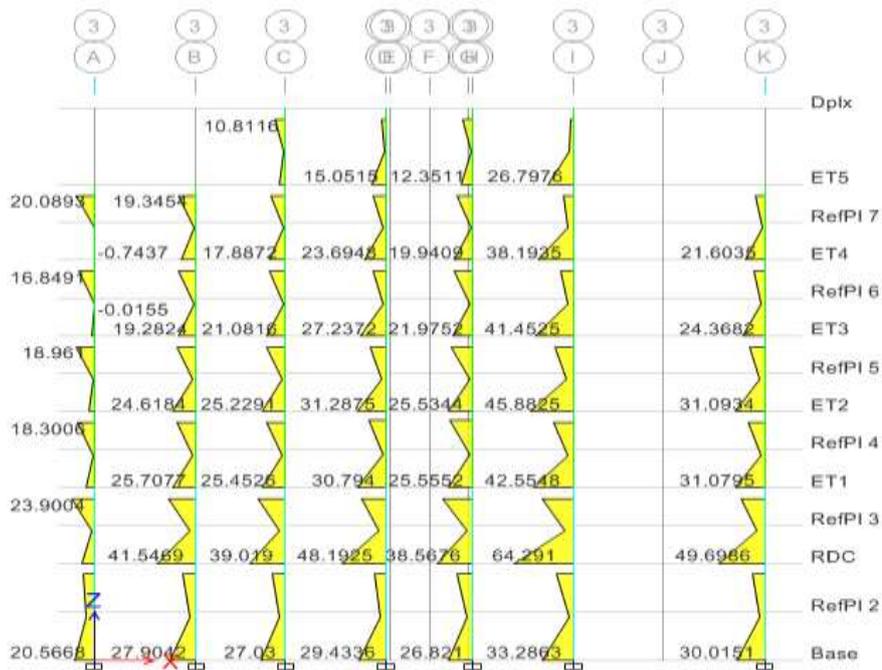


Figure 5.3 : Diagramme moments fléchissants Mz

Tableau 5.1 : récapitulatif efforts normaux et moment fléchissant

Section (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	Mz (KN.m)	My (KN.m)
40*40	1150.33	69.52	36.2
35*35	871.83	64.3	47.53
30*30	597.22	45.9	38

**Remarque**

On trouve que le moment fléchissant est très faible par rapport à l'effort normal, donc on conclue que les poteaux sont sollicités en compression simple et seront ferrailés selon l'RPA 99/ version 2003

**5.5. Exemple de calcul :****1) Calcul de la section du poteau selon RPA**

- Pourcentage minimale des armatures selon RPA 2003:

$$A_{min} \geq 0.8 \% (b \times h) = 12.80 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximale des armatures en Zone Courante :

$$A_{max} = 3\% (b \times h) = 0.03 (40 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximale des armatures en Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% (b \times h) = 0.06 (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte : 4HA14+ 4HA16 → AS = 14.20 cm<sup>2</sup>

- Longueur minimale de recouvrement :  $\Phi = 14 \text{ mm}$

$$L = 40 \Phi = 40 \times 1.4 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L = 56 \text{ cm}$$

$$h'_{RDC} = \max \left( \frac{391}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

$$h'_{EC} = \max \left( \frac{306}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

**2) Armatures transversales**

a) Espacement des cadres : (Arti 7-4-2-1 et 7-4-2-2 RPA 99 v2003)

- En zone nodale (zone II) :  $\Phi = 14 \text{ mm}$

$$t \leq \text{Min} (10 \Phi ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.4 ; 15) = (14 ; 15) \Rightarrow t_{min} = 10 \text{ cm}$$

• En zone courante (zone II) :  $\Phi = 16 \text{ mm}$

$$t \leq 15 \Phi = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t_{\max} = 20 \text{ cm}$$

b) Condition non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h = \frac{2,1}{400} \times 40 \times 40 = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14.2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{O.K}$$

Tableau 5.2 : Ferrailage poteaux

Section cm <sup>2</sup>	H <sub>etage</sub> cm	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>sad</sub> cm <sup>2</sup>	H'	Lr	t <sub>zn</sub>	t <sub>zc</sub>	A <sub>Szn</sub>	A <sub>Szc</sub>
40*40	391	12.8	4HA14+4HA16	60	64	14	24	6HA8	14HA8
40*40	306	12.8	4HA14+4HA16	60	64	14	24	6HA8	10HA8
35*35	391	9.8	4HA12+4HA14	60	49	12	21	6HA8	18HA8
35*35	306	9.8	4HA12+4HA14	60	49	12	21	6HA8	13HA8
30*30	306	7.2	8HA12	60	36	12	18	6HA8	13HA8

c) Vérification compression du béton :

Dans une section de béton comprimée il faut vérifier que l'effort normal de compression qui engendre une contrainte ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

**Poteaux 40\*40**

$$\overline{\sigma}_b = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.15} = 18.5 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} = \frac{1150.31 \cdot 10^3}{400^2} = 7.18 \text{ MPA}$$

d) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 45.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

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

$$b_0 = 40 \text{ cm} \quad d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = 0,31\text{MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \Rightarrow \quad 0,31\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \quad \rightarrow \quad \mathbf{OK}$$

### e) Vérification au non flambement

$$N_u = 1607,45\text{KN}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 21,33 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{21,33 \times 10^4}{1600}} = 11,54 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad L_0 = 391 - 35 = 356 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 L_0 \text{ (encasté à la base et articulé en haut)}$$

$$L_f = 0,7 \times 356 = 249,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{249,2}{11,54} = 21,59 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{21,59}{35} \right)^2} = 0,79$$

$$B_r = (a-2)(b-2) = (40-2)(40-2) = 1444 \text{ cm}^2$$

### Section d'acier comprimé $A_{\max}$

$$A_{\max} = \left\{ \frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right\} = \left\{ \frac{0,2 \times 40 \times 40}{100} ; \frac{8(40+40)}{100} \right\} = \{ 3,2 \text{ cm} ; 6,4 \text{ cm} \} = 6,4 \text{ cm}^2$$

### L'effort normal admissible $\overline{N_u}$ à l'ELU

$$\overline{N_u} \leq \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{1,35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \leq 0,79 \left( \frac{1444 \times 2,5}{1,35} + 6,4 \frac{40}{1,15} \right) \leq 2288,38 \text{ KN}$$

$$1607,45 < 2288,38 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{pas de risque de flambement .}}$$

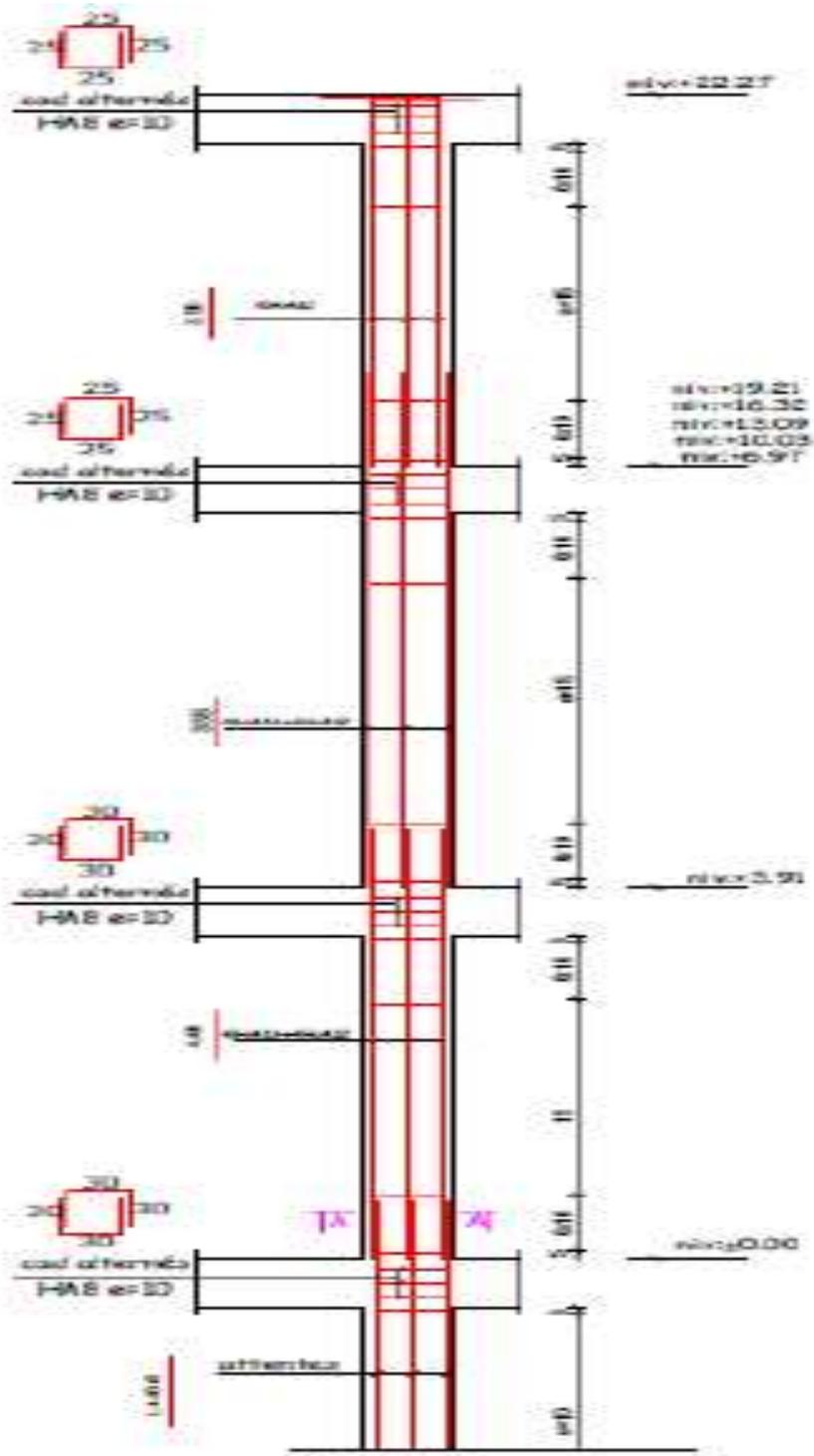


Figure 5.4 : Coupe longitudinale du poteau (35x35)

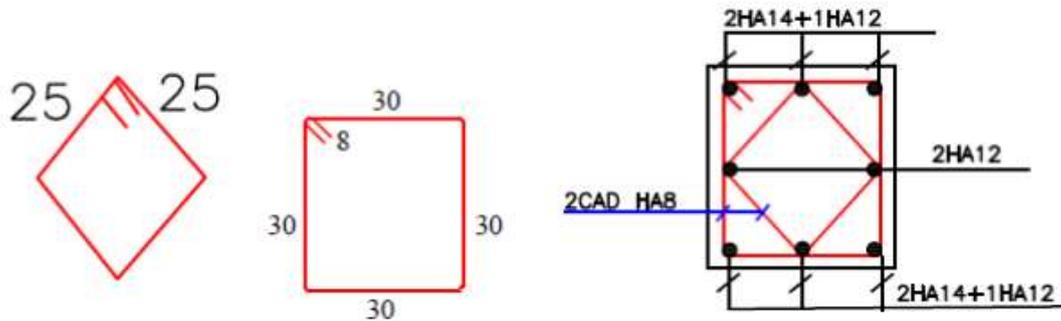


Figure 5.5 : Coupe A-A du poteau (35x35)

### 5.6. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 version 2003 parmi les combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G+1.5Q$
- 2).  $G+Q$

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

### 5.7. Ferrailage des poutres principales

#### 1) Armatures longitudinales

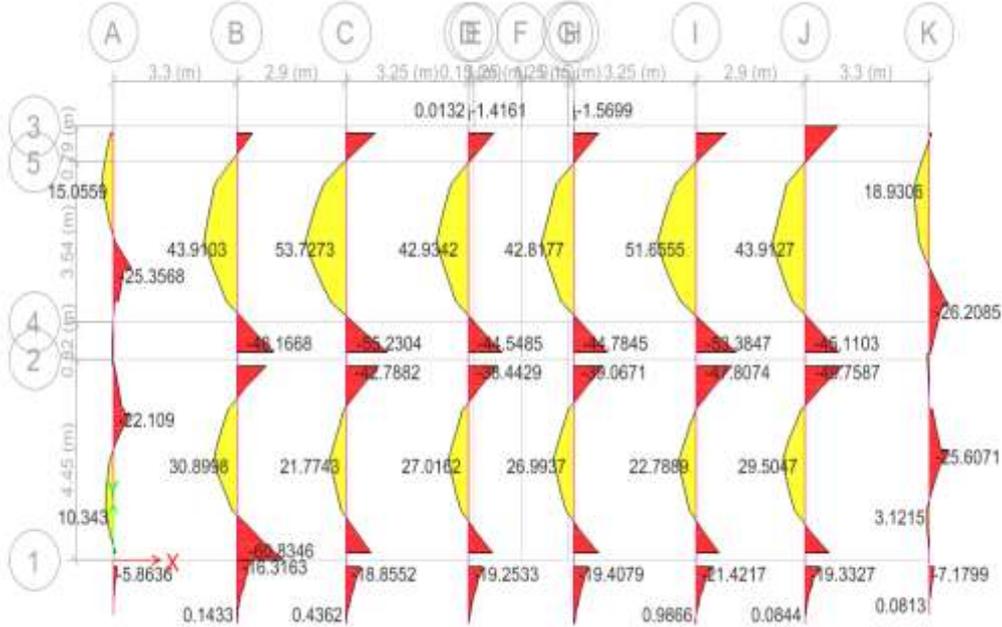


Figure 5.6 : Diagramme des moments fléchissants des PP

Tableau 5.4 : armatures en travée et en appui des poutres principales

étages	files	zone	M(ELU) (KNm)	M(ELS) (KNm)	As (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b$	$\bar{f}$	$f$	A <sub>sad</sub>
RDC-ET1-ET2 ET3-ET4	2-3 (B,C,I,J)	Travée	53.7	39.2	5.1	15	5.5	5.65	5.2	5HA12
		appui	41.37	30	3.8		4.7			4HA12
RDC-ET1-ET2 ET3-ET4	2-3(D,G)	travée	33.77	24.6	3.1		4.2	5.65	2.7	3HA12
RDC-ET1-ET2 ET3-ET4-ET5	2-3(A→K)	appui	33.7	-26.16	3.3		4.3			3HA12
Duplex	2-3(C → I)									
ET5	2-3(B → J)	travée	73.67	53.72	7.1		6.7	5.65	5	3HA12+3HA14
		appui	51.6	-37.9	4.9		5.4			5HA12
RDC-1-2-34 5-Duplex	1-2(B → j)	Appui	75.7	-55.23	7.3		6.8	8.9	3.1	3HA12+3HA14
		Travée	42.23	30.8	4.5		5.5			4HA12
		Appui	83.65	60.8	8		7.3			3HA12+3HA14
	1-2(A→K)	Travée	18	13.15	1.6	1.3	8.9	0.9	3HA12	
		Appui	35.1	25.6	3.3	4.2			3HA12	

2) Armatures Transversales :

**Zone nodale :**

Suivant l' RPA la zone nodale est calculée comme suit :

$$l' = 2h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

**Escapement**

$$S < \min (h/4; 12 \varnothing; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S < \min (11.25; 12; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S < \min = 11.25 \text{ cm}$$

On prend S=10cm

**Zone courante :**

Espacement :

$$S' < h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm}$$

On prend S'=15cm

Longueur minimale des recouvrements en zone IIa:  $\varnothing = 16 \text{ mm}$

$$\text{Donc } L_r = 40 \times \varnothing = 64 \text{ cm}$$

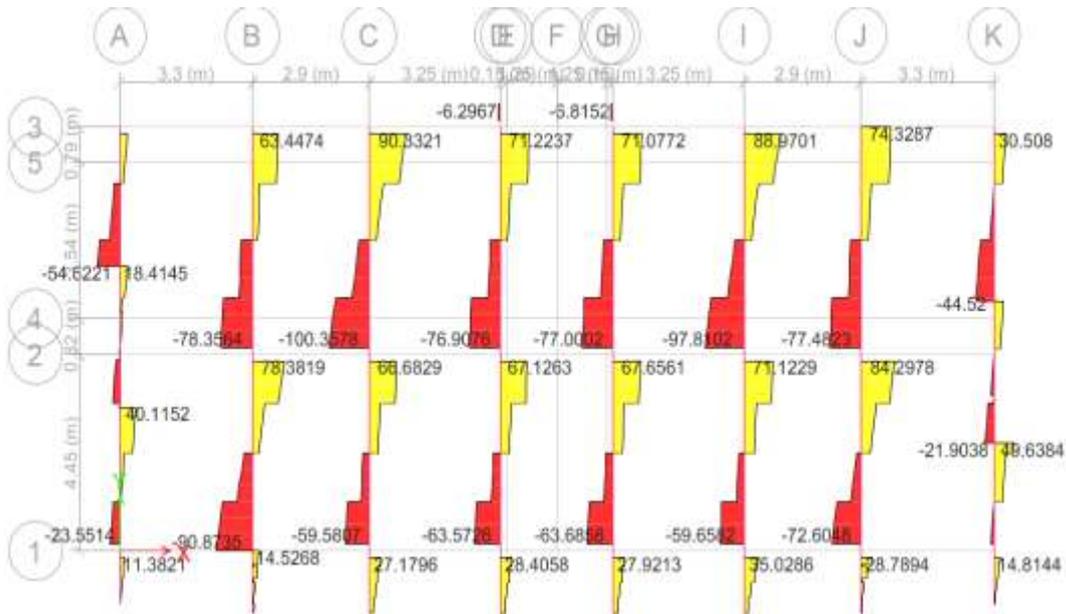


Figure 5.7 : Diagramme de l'effort tranchant des PP

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$V = 100,36\text{KN}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

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

$$b_o = 30\text{cm}$$

$$d = 0,9 h = 31,5\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d} = 0,82\text{MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0,82\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$$

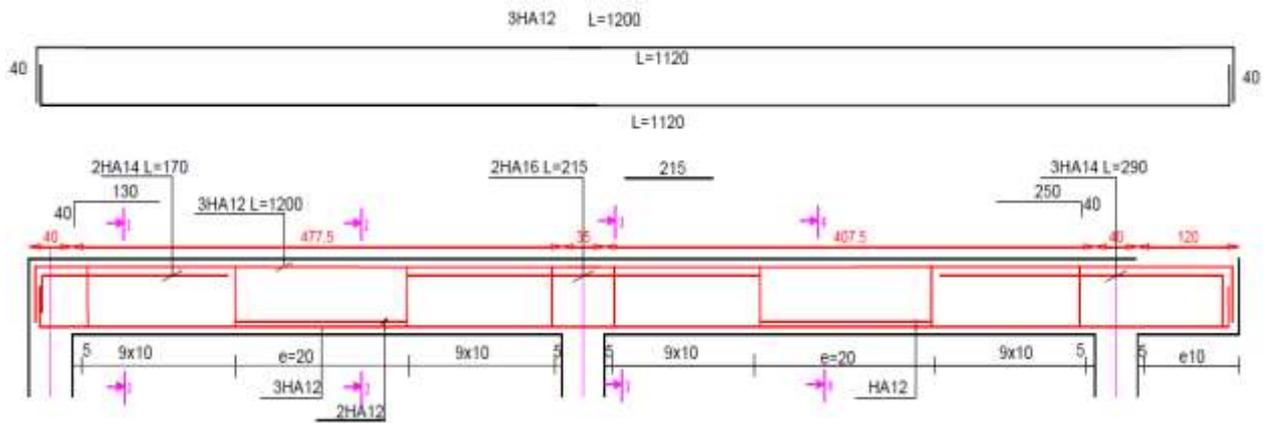


Figure 5.8 : coupe longitudinale de la poutre principale (30x45)

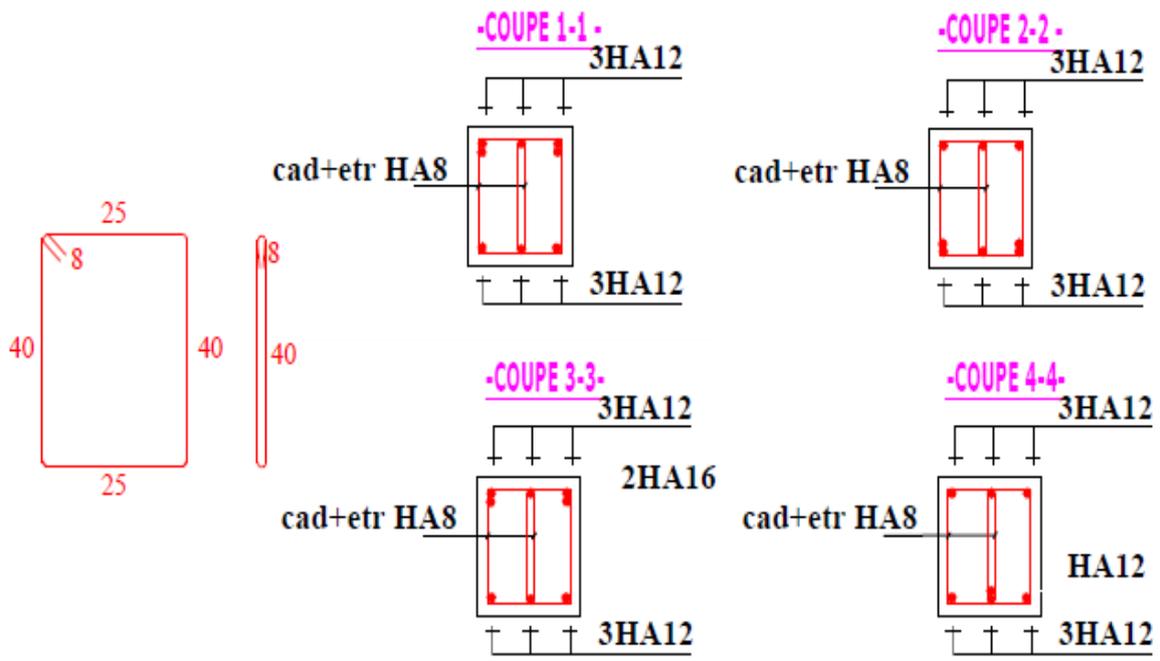


Figure 5.9 : coupes transversales de la poutre principale (30x45)

5.8. Ferrailage des poutres secondaires (30x35)

1) Armatures Longitudinales :

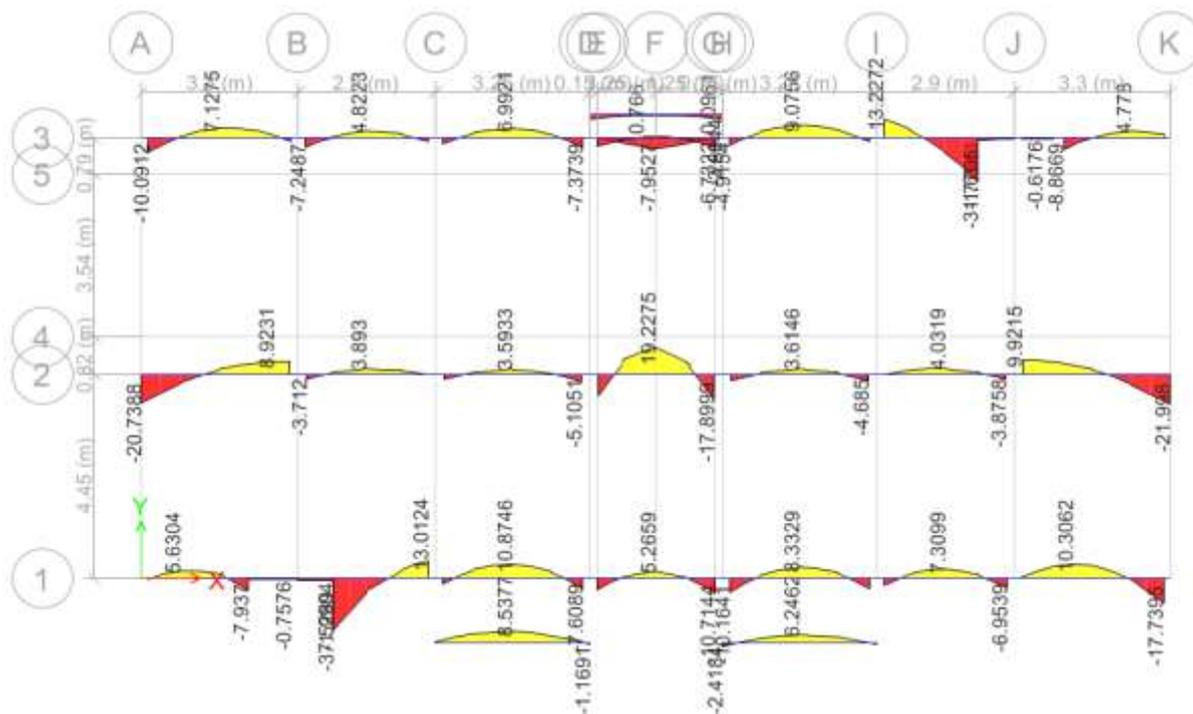


Figure 5.10 : Diagramme des moments fléchissants des PS

Tableau 5. 5 : armatures en travée et en appui des PS

files		Etages	M(ELU)	M(ELS)	As	Asad	$\bar{\sigma}$	$\sigma$	$\bar{f}$	f
3(A→K)	Appui	RDC-1-2-3	13.77	10.1	1.7	3HA12	15	1.6	6.6	1.2
	travée	4-5-Duplex	18.15	13.2	2.2	3HA12		3.9		
	appui		43	31.17	5.3	5HA12		5.6		
2(A →D) 2(G→K)	travée	RDC-1-2-3	13.65	9.9	1.6	3HA12		1.6	6.6	0.7
	appui	4-5-Duplex	30.21	-22	3.7	4HA12		5.4		
2(D→G)	Appui	RDC-1-2-3-4-5	26.12	18.8	3.1	3HA12		4.9	6.6	1.7
	travée		29.8	21	3.5	4HA12		5.2		
	appui		46.9	-32.4	5.6	5HA12		6.8		
1(A→K)	Appui		50.01	37	6.4	6HA12		7.4	6.6	0.8
	Travée	RDC-1-2-3	14	10.3	1.7	3HA12	1.6			
	appui	4-5- duplex	24.42	17	2.8	3HA12	4.6			

**Section minimale**

$$A_{min} = 0.5\% * a * b = 0.005 * 30 * 35 = 5.25\text{cm}^2$$

**2) Armatures Transversales :****Zone nodale :**

Suivant l'RPA la zone nodale est calculée comme suit :

$$l' = 2h = 2 \times 35 = 70\text{cm}$$

Espacement :

$$S < \min (h/4; 12 \varnothing; 30\text{cm}) = (35/4; 12 \times 1.2; 30\text{cm}) = 8.75\text{cm}$$

On prend  $S=10\text{cm}$

**• Remarque**

**L'espace minimum à prendre selon l'RPA est de 10 cm pour des raisons de vibration du béton lors de la mise en œuvre.**

**Zone courante :**

Espacement :

$$S' < h/2 = 35 / 2 = 17.5\text{cm}$$

On prend  $S'=15\text{cm}$

Les cadres sont de HA8

**Recouvrement :**

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa :  $\varnothing = 12\text{mm}$

$$\text{Donc } L = 40 \times 1.2 = 48\text{ cm}$$

**3) Vérification de la flèche :**

Un exemple d'une poutre principale de longueur  $L = 5.15\text{ m}$

La flèche ne doit pas dépasser la limite admissible

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{adm} = \frac{L}{500} \rightarrow \text{Si } L \leq 5\text{m} \\ f_{adm} = 0.5 + \frac{L}{1000} \rightarrow \text{Si } L \geq 5\text{m} \end{array} \right.$$

En utilisant le logiciel robot expert :

$$\text{La flèche totale : } \Delta f = 5.2\text{ mm} < f_{adm} = 5.65\text{mm} \rightarrow \text{vérifié}$$

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

$$V = 74.22\text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

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

$$b_o = 30\text{cm}$$

$$d = 0,9h = 31,5\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d} = 0,78\text{MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow 0,78\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{O.K}$$

### 5.10. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30x35)

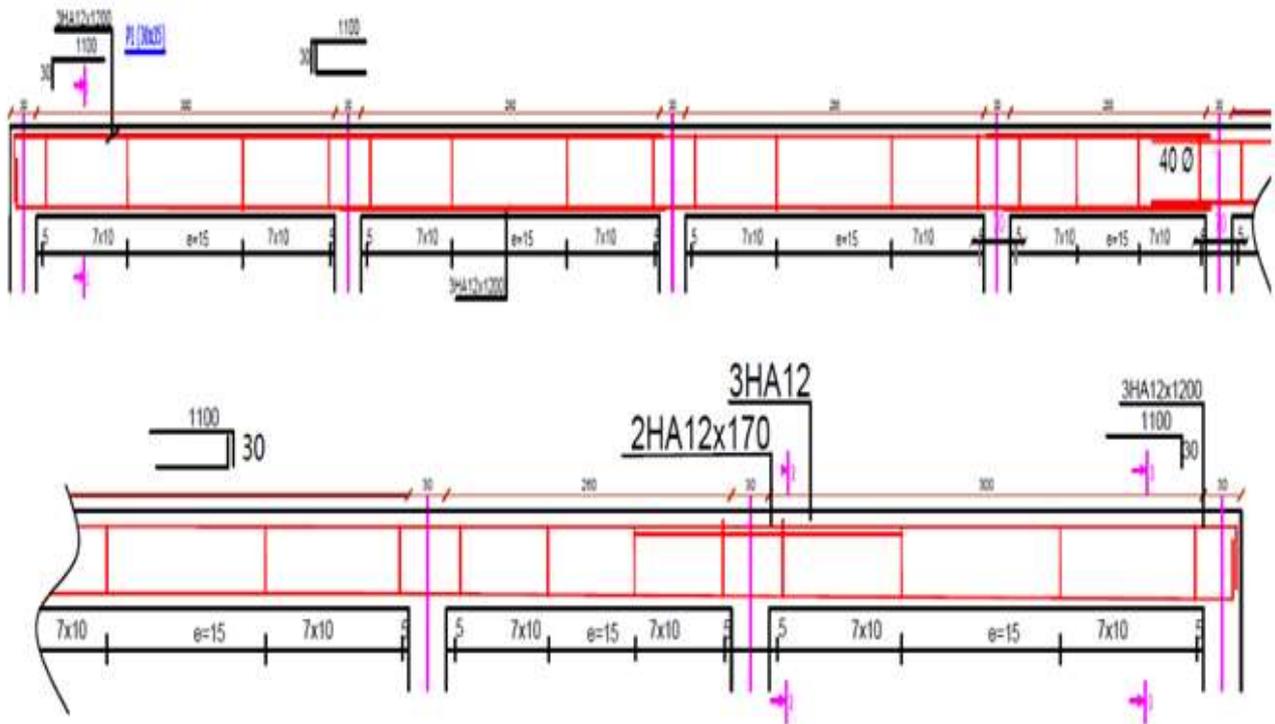


Figure 5.11 : coupe longitudinale de la poutre secondaire (30x35)

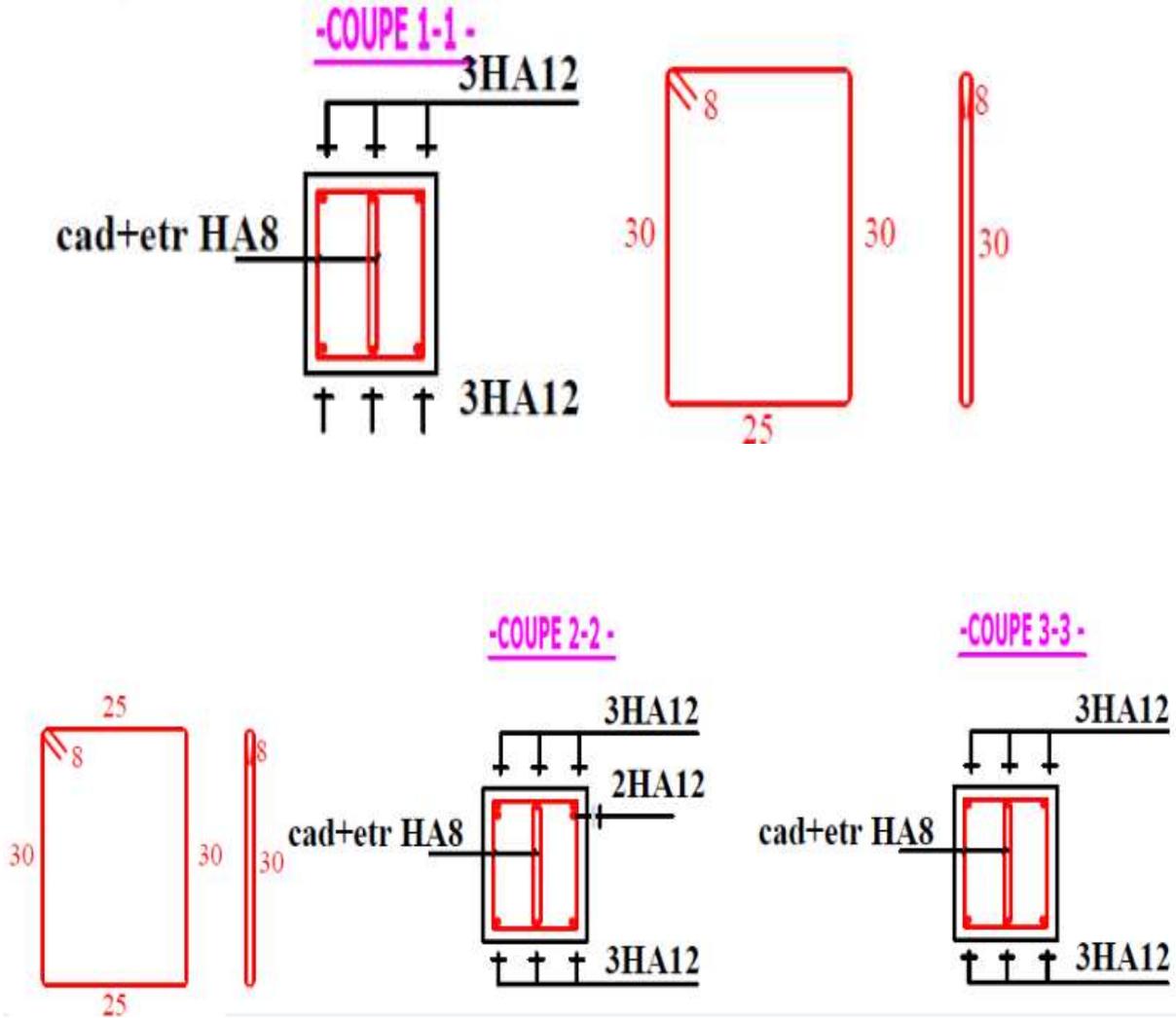


Figure 5.12 : Coupes transversales de la poutre secondaire (30x35)

**5.9. Ferrailage des voiles**

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Le ferrailage des voiles s’effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

D’où ils seront calculés avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- G+Q±E
- 0.8G±E

**Sollicitations de calcul :**

On calcule le ferrailage pour une bande de 1ml .

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS.

les résultats seront résumés dans le tableau

**1) Armatures verticales :**

Le calcul de ferrailage se fait comme suite :

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s}$$

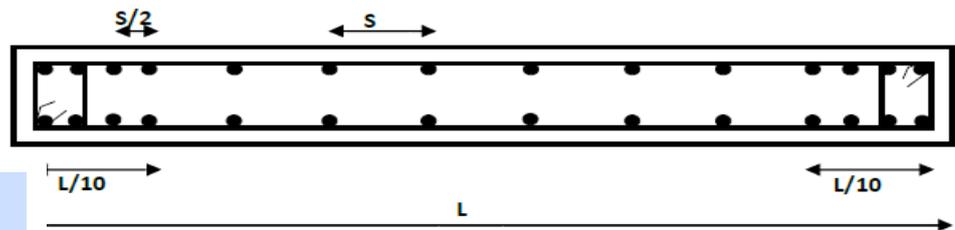


Figure 5.11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

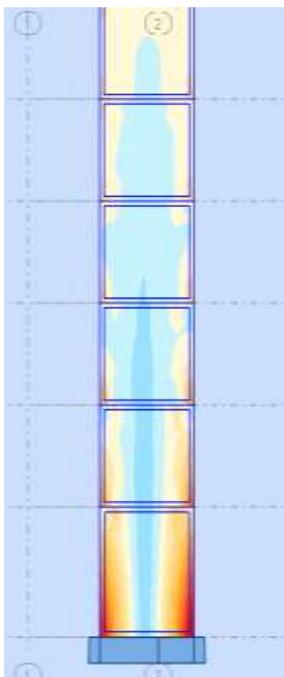


Figure5.13 : Voile sens Y (robot)

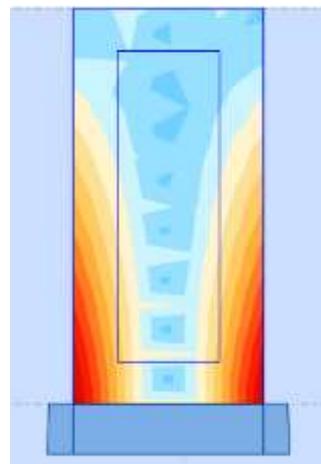


figure 5.14 : Voile sens X (robot)

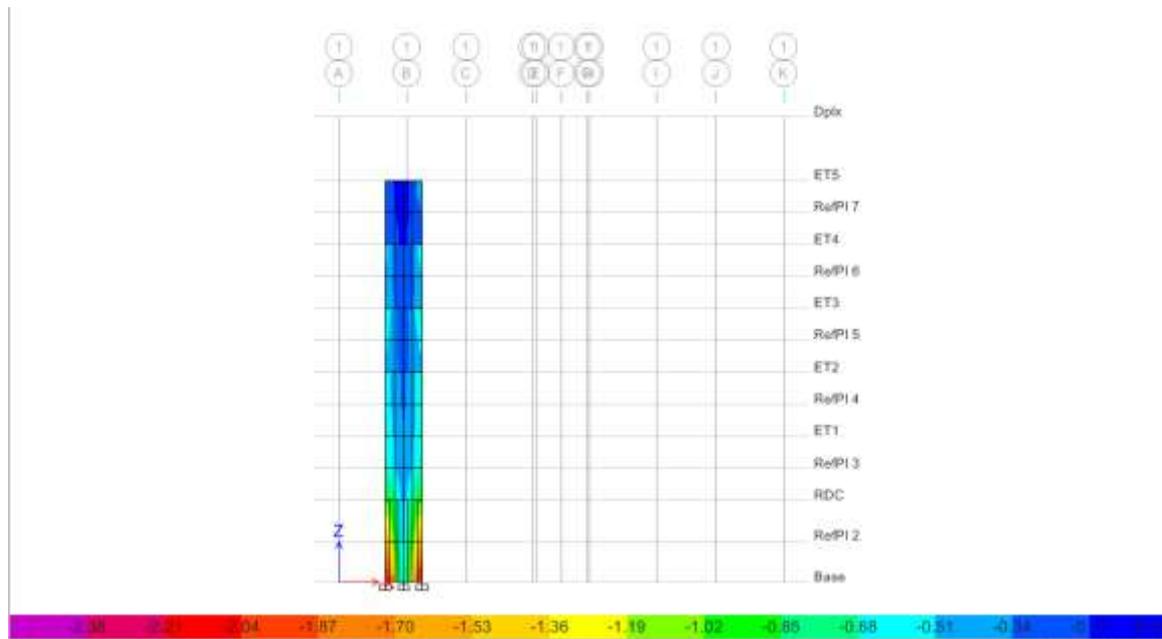


Figure 5.14 : Voile dans le sens X-X (Etabs)

Tableau 5.6 : Ferrailage des voiles selon X-X VX1=VX2 avec L=1.8m

Niveaux		N (0.8G+E)	As (cm <sup>2</sup> /ml)	$\sigma$ (G+Q+E)	$\bar{\sigma}$	Armatures
RDC	1 <sup>ere</sup> Bande	1036.66	26	6.3	18.5	10HA16+6HA14
	2 <sup>eme</sup> Bande	1042.6	26.06			10HA16+6HA14
1	1 <sup>ere</sup> Bande	522.9	13.07			8HA14+2HA12
	2 <sup>eme</sup> Bande	531.6	13.3			8HA14+2HA12
2	1 <sup>ere</sup> Bande	436.5	10.5			8HA14+2HA12
	2 <sup>eme</sup> Bande	466.8	10.9			8HA14+2HA12
3	1 <sup>ere</sup> Bande	382.5	9.56			6HA14+2HA12
	2 <sup>eme</sup> Bande	377.3	9.43			6HA14+2HA12
4	1 <sup>ere</sup> Bande	322.4	8.06			8HA12
	2 <sup>eme</sup> Bande	317.7	7.9			8HA12
5	1 <sup>ere</sup> Bande	205.3	5.13	4HA14		
	2 <sup>eme</sup> Bande	190.02	4.75	4HA14		

2) Voile avec raidisseur

On utilise les raidisseurs dans les voiles pour soulager l'espacement entre les armatures.

Niveau RDC :  $As = \frac{Ns}{\sigma_s} = \frac{1036.66}{40} = 25.92 \text{ cm}^2$

Ferraillage raidisseur (30\*30) : 6HA14/ml = 9.24cm<sup>2</sup>

Ferraillage de 2 nappes : A = 29.34 - 9.24 = 20.10 cm<sup>2</sup>

Ferraillage d'une seule nappe  $A_s = \frac{20.10}{2} = 10.05 \text{ cm}^2$

**On adopte: 5HA16/ml = 10.05cm<sup>2</sup>**

e = 15cm

**3) Armatures horizontales :**

**Exemple de calcul**

$$A_{sh} = \frac{A_s}{4} = \frac{29.34}{4} = 7.3\text{cm}^2$$

On adopte 6HA14 /ml = 9.24cm<sup>2</sup>

$St \leq \min [1.5a; 30\text{cm}]$

Donc on prend un espacement de 20 cm

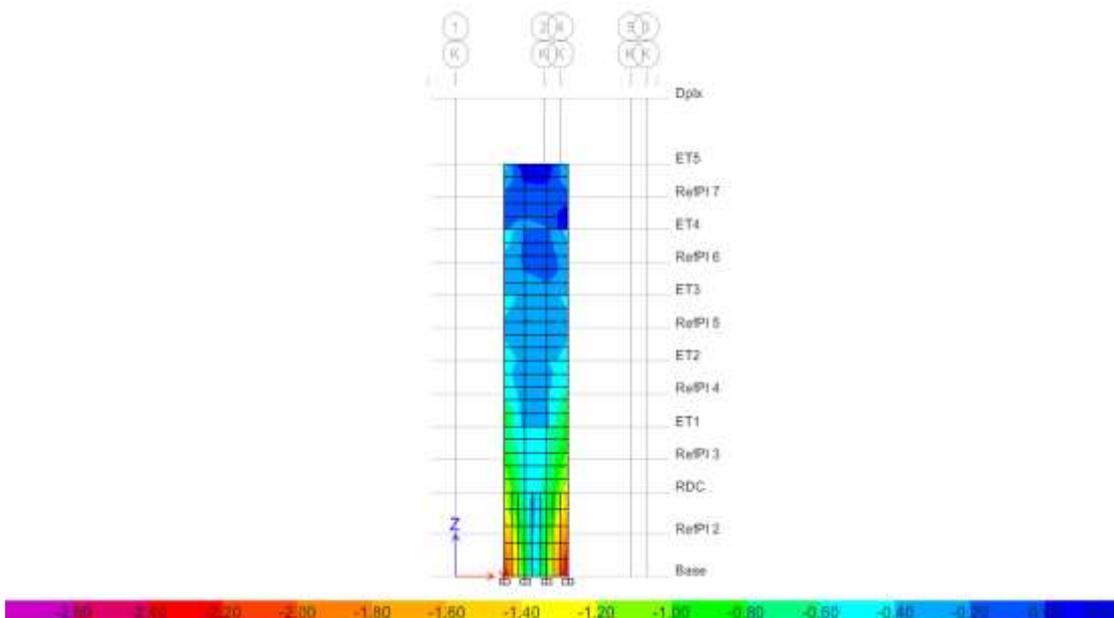


Figure 5.15. Voile dans le sens YY (Etabs)

Taleau 5.7: Ferrailage des voiles suivant le sens Y-Y

VY1 = VY2            L = 3.2m

Niveaux		N (0.8G+E)	As (cm <sup>2</sup> /ml)	$\sigma$ (G+Q+E)	$\bar{\sigma}$	Armatures
RDC	1 <sup>ere</sup> Bande	1266.80	31.67	6.44	18.5	12HA16+8HA14
	2 <sup>eme</sup> Bande	446.64	11.16			6HA16
	3 <sup>eme</sup> bande	1266.8	21.67			12HA16+8HA14
1	1 <sup>ere</sup> Bande	755.64	19			10HA16
	2 <sup>eme</sup> Bande	528.1	13.2			8HA14+HA12
	3 <sup>eme</sup> bande	739.45	18.5			10HA16
2	1 <sup>ere</sup> Bande	496.5	12.41			8HA14
	2 <sup>eme</sup> Bande	330.2	8.25			2HA12+4HA14
	3 <sup>eme</sup> bande	460.11	11.5			8HA14
3	1 <sup>ere</sup> Bande	277.4	7			4HA12+2HA14
	2 <sup>eme</sup> Bande	209.6	5.24			2HA14+2H12
	3 <sup>eme</sup> bande	278.16	7			4HA12+2HA14
4	1 <sup>ere</sup> Bande	200	5			2HA14+2H12
	2 <sup>eme</sup> Bande	157.2	4			4HA12
	3 <sup>eme</sup> bande	240.1	6			4HA14
5	1 <sup>ere</sup> Bande	84.5	2.11	4HA12		
	2 <sup>eme</sup> Bande	80.22	2	4HA12		
	3 <sup>eme</sup> bande	142	3.55	4HA12		

**Pourcentage minimum des armatures**

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

- Globalement dans la section de voile 0,15%.
- En zone courante 0,10%

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot 1 \text{ m} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : On adopte → 4HA12 /ml = 4.52cm<sup>2</sup>

**4) Voile avec raidisseur**

On utilise les raidisseurs dans les voiles pour soulager l'espacement entre les armatures

$$\text{Niveau RDC : } A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{1428}{40} = 35.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ferrailage raidisseur (30*30) : } 8\text{HA14} = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ferrailage de 2 nappes : } A = 35.7 - 12.32 = 23.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ferrailage d'une seule nappe } A_s = \frac{23.38}{2} = 11.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA16} = 12.06 \text{ cm}^2$$

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

**5) Armatures horizontales :****Exemple de calcul**

$$A_{sh} = \frac{A_s}{4} = \frac{36.44}{4} = 9.11 \text{ cm}^2$$

Pour une seule nappe :

$$A_s = \frac{9.11}{2} = 4.55 \text{ cm}^2$$

On adopte  $\rightarrow 6\text{HA10} / \text{ml} = 4.71 \text{ cm}^2 \rightarrow$  pour une seule nappe

$$S_t \leq \min [1.5a; 30 \text{ cm}]$$

Donc on prend un espacement de 20 cm

Espacement des cadres :  $S_t < e \Rightarrow S_t < 20 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Vérification de la contrainte du béton**

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

$$\bar{\sigma} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.48 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Formule B.A.E.L)}$$

$$\sigma_b = 6.44 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 6.44 < 18.48 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

**Conclusion**

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant pour la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

5.12. Schéma de ferrailage

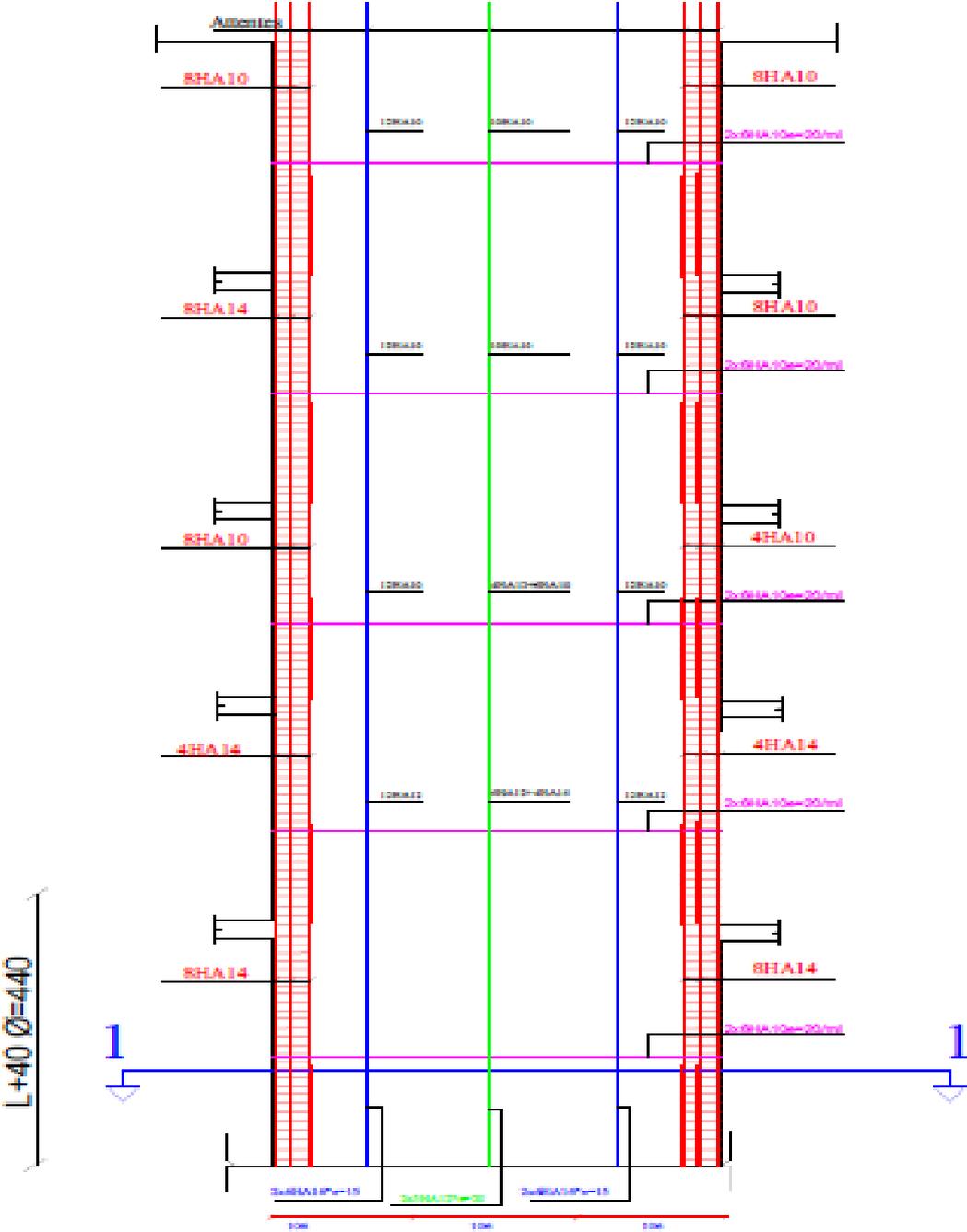


Figure 5.16: ferrailage d'un voile

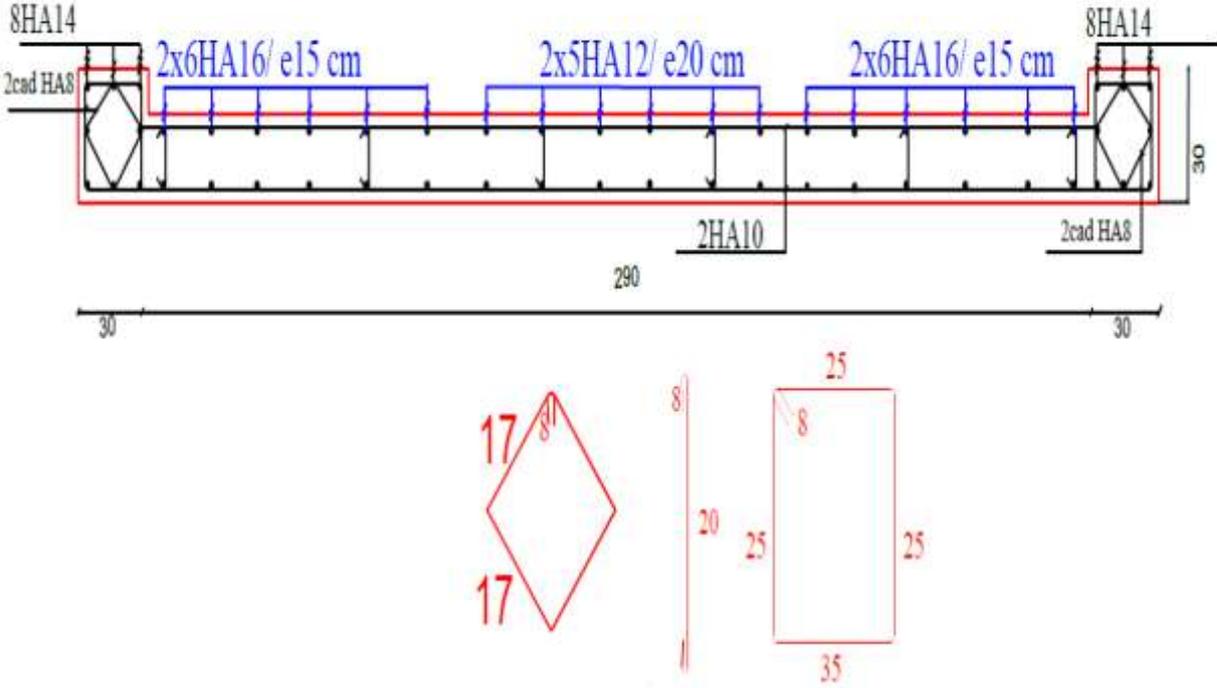


Figure 5.16: Coupe 1-1 de ferrailage d'un voile

# **Chapitre 6**

## **Etude de**

### **l'infrastructure**

---

## 6.1. Les fondations

### 1) Introduction :

Les fondations sont des éléments essentielles dans l'infrastructure d'un bâtiment, car elles transmettent les charges au sol ; soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Elles doivent constituer un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réalisation de l'encastrement à la base
- Transmission de la totalité des charges apportées par la superstructure au sol d'assise.
- Limitation des tassements différentiels et des déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

### 2) Choix du type de fondation dépend de :

- type d'ouvrage à construire.
- La nature la profondeur et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge total transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La facilité de réalisation.

La contrainte admissible du sol est égale à **1.5 bars** ; il y a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée
- Semelle filante
- Radier générale

## 6.2. Hypothèses

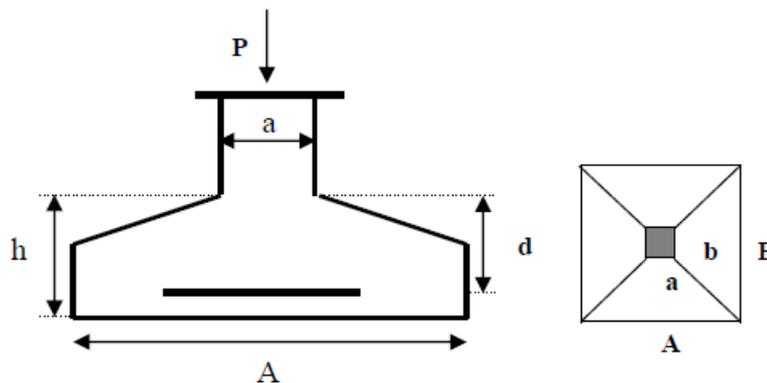
Les calculs sont menés sur la base des hypothèses suivantes :

- la largeur  $A$  doit être supérieure ou égale à 50 cm, distance permettant le travail à un ouvrier,
- les semelles sont très rigides (relativement indéformable) de sorte que les contraintes sous la semelle aient une répartition linéaire,

- les éléments de fondation sont, généralement, relativement massifs et ne se prêtent guère à l'application des méthodes de la résistance des matériaux
- les semelles de fondations sont calculées à l'E.L.S. pour le dimensionnement de la surface au sol et à l'E.L.U. vis-à-vis de leur comportement mécanique,

### 6.3. Vérification de La semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Nu qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.



La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

$N_{sup}$  : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le logiciel Etabs

S : surface d'appui de la semelle.  $\rightarrow S = A^2$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K=1$$

$\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.  $\rightarrow \overline{\sigma_{sol}} = 1.5 \text{ bars} = 150 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$N_{sup} = 1169.20 \text{ KN}$$

Les poteaux de notre structure ont des sections carrées à la base (a x a) donc, on opte pour des semelles carrées (A x A).

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{1169.20}{150}} \Rightarrow A \geq 2.79 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{A = 3.0 \text{ m}}$$

#### Remarque

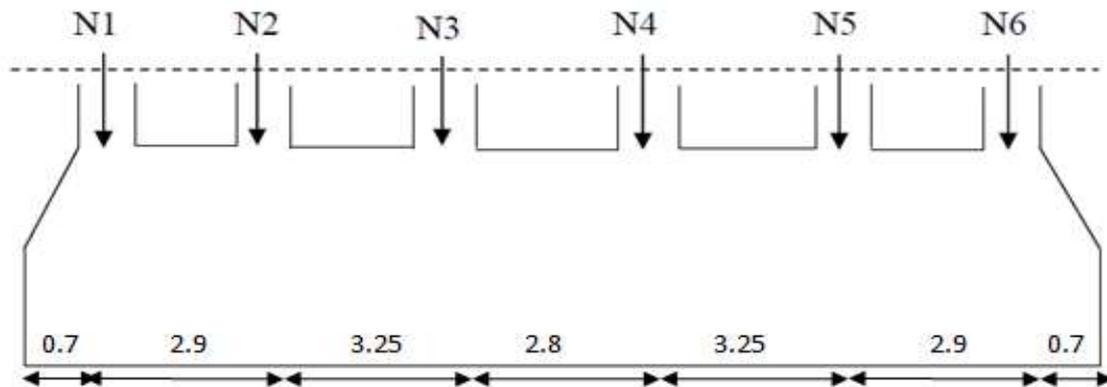
Selon l'axe x-x, on a une distance minimale entre axes poteaux de 2.8 m d'où l'emploi des semelles isolées ne convient pas il y'aura un chevauchement.

### 6.4. Vérification Semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \cdot L}$$

$$B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \cdot L}$$



Avec

B : Largeur de la semelle.

L = 16.50 m → Longueur de la semelle.

$$N_1=848.9\text{KN} \quad N_2=1000.53\text{KN} \quad N_3=1169.03\text{KN}$$

$$N_4=1152.19\text{KN} \quad N_5=1006.7\text{KN} \quad N_6=867.12\text{KN}$$

$$\sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 = 6044.47\text{KN} \text{ (Le Portique le plus sollicité)}$$

$$L=16.5\text{m}$$

$$B \geq \frac{1.1 \cdot 6044.47}{150 \cdot 16.5} \geq 2.69 \Rightarrow B \geq 2.69 \text{ m} \Rightarrow B = 3 \text{ m}$$

#### Remarque

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc se choix ne convient pas.  $N_1$

### 6.5. Introduction :

Lorsque la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et ont tendance à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier, qui occupera la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas, on doit établir des radiers généraux débordants largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieures.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité. Cependant on opte pour un radier avec nervures supérieures.

### 6.6. Etude du radier nervuré

#### 1) Prédimensionnement des Nervures du radier

La hauteur (**hn**) de la nervure du radier doit satisfaire les conditions suivantes:

**Lmax** = 515cm (longueur entre axes maximale des poteaux parallèlement aux nervures.)

Formule empirique:

La nervure doit avoir une hauteur **hn** égale à :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq H_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{515}{8} \leq H_n \leq \frac{515}{5} \Rightarrow 64.37 \leq H_n \leq 103$$

On prend : **Hn = 70 cm**

#### 2) dalle radier

Pour la dalle :  $H_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow H_d \geq \frac{515}{20} \Rightarrow H_d \geq 25.75 \text{ cm}$

On prend : **Hd = 35 cm**

#### a) Condition de régidité longueur élastique:

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \end{array} \right.$$

**I** : Inertie de la section du radier  $\rightarrow I = \frac{bxh^3}{12} = \frac{1 \times 0.70^3}{12} = 0.0286 \text{ m}^4$

**Le** : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

**E** : Module de résistance du sol  $\rightarrow E = 3.2 \times 10^4 \text{ MPa} = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

**K** : Coefficient de réaction du sol (pour un sol moyen  $K = 3 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ ).

**b** : Largeur du radier, on prend une **bande 1ml**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} = \sqrt[4]{\frac{4 * 3.2 * 10^7 * 0.0286}{3 * 10^4 * 1}} = 3.32 \text{ m}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} * 3.32 \Rightarrow L_{\max} \leq 5.21 \text{ m}$$

**5.15 m < 5.21 m** → vérifié

**b) surface du radier**

Soit :  $N_s$  les charge(Poids) totale transmise par la superstructure tiré à partir du logitièl.

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{27499.51}{150} \Rightarrow S_{rad} \geq 183.33 \text{ m}^2$$

$$\text{surface du batiment} \rightarrow S_{bat} = 21.70 \times 9.60 = 208.32 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} \leq S_{bat} \Rightarrow 183.33 \text{ m}^2 \leq 208.32 \text{ m}^2 \rightarrow \text{radier avec débord (D)}$$

**c) Calcul du débordement (D):**

$$D \geq \max\left(\frac{Hn}{2}, 30\text{cm}\right) D \geq \max\left(\frac{70}{2}; 30\text{cm}\right) = 35 \text{ cm} \rightarrow D = 100 \text{ cm}$$

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{Déb} = 208.32 + 62.6 = 270.92 \text{ m}^2$$

$$S_{Débord} = D \times P_{bat} = 1.00 \times (2 \times 21.7 + 2 \times 9.6) = 62.6 \text{ m}^2$$

$P_{bat}$  : Périmètre de l'immeuble

Donc on a un radier nervuré dont la dalle est d'épaisseur **35 cm** et les nervures **(40 x70) cm**.

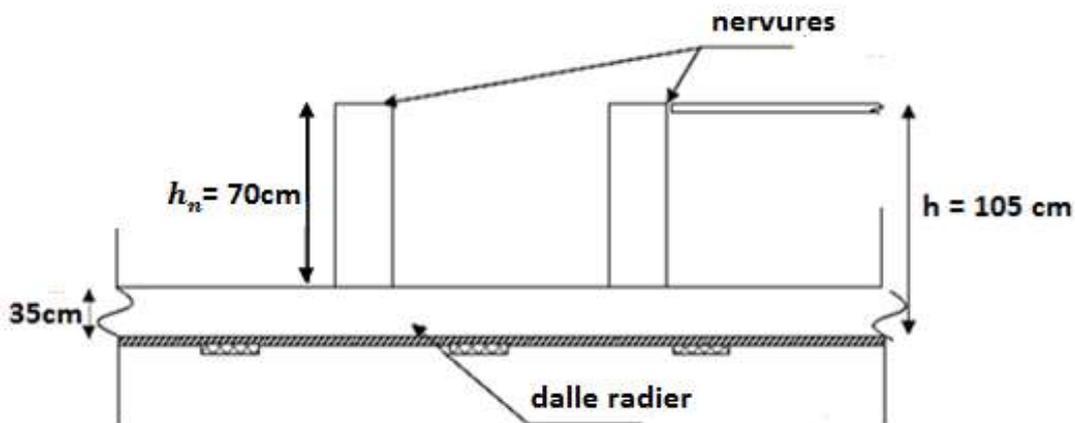


Figure 6.1 : schéma du radier à nervure

### 6.7. Principe et paramètres de modélisation :

Le radier sera calculé comme un plancher inversé à épaisseur constante chargée par les réactions du sol en utilisant un modèle éléments finis détaillé et en appliquant la théorie des dalles sur appuis élastique il sera chargé en dessus par des forces concentrées (qui représente la descente de charge sous poteaux) et des forces réduites (qui représente la descente de charge sous voiles).

#### 1) Modélisation par Autodesk robot 2019

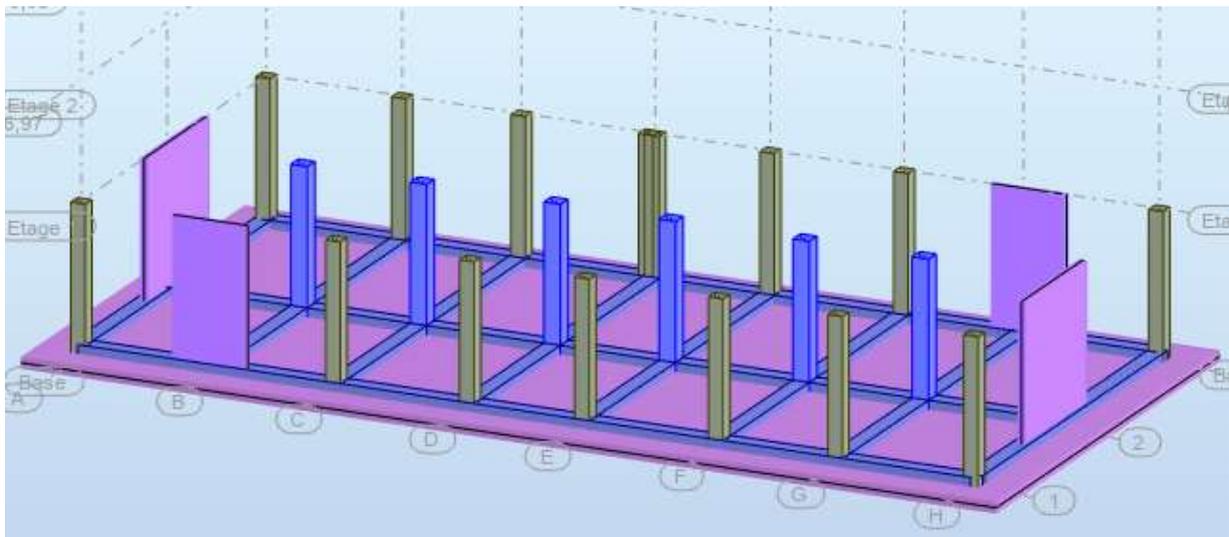


Figure 6.2 : Vue en 3D du Radier

#### Vérification de la capacité portante du sol

##### Cartographie de la réaction du sol sous la combinaison G+Q :

A tout point du radier la contrainte à ELS doit être inférieure à la capacité du sol:

$$\sigma_{\text{ELS}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec:

$\overline{\sigma}_{\text{sol}}$ : capacité portante admissible du sol.

$\sigma_{\text{ELS}}$ : contrainte sous radier à L'ELS.

D'après le logiciel Robot on a obtenu les résultats suivants:

la contrainte admissible est 1,5 bars.  $\rightarrow \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/ m}^2$

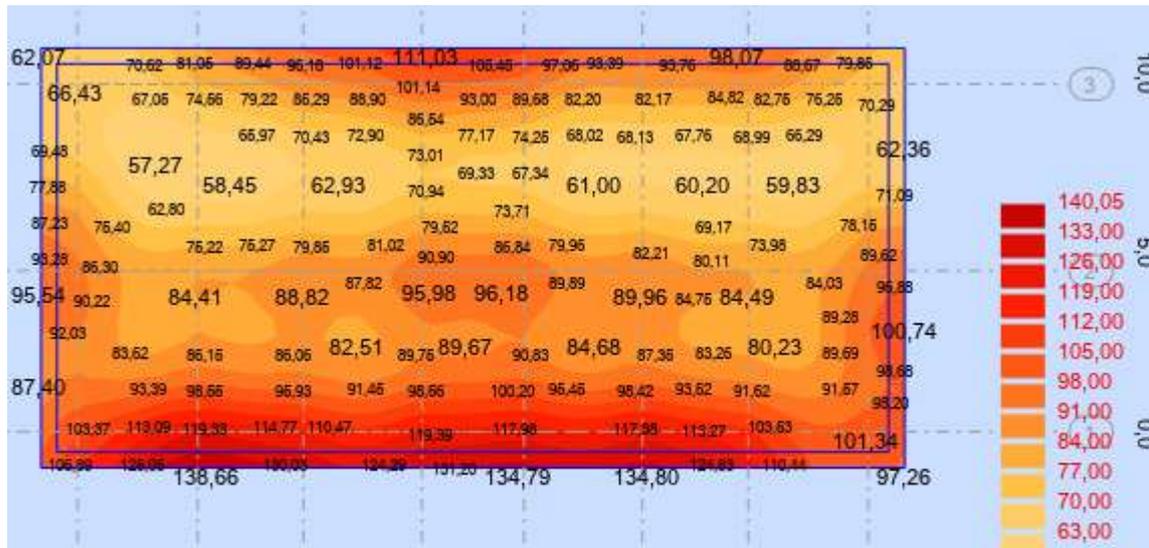


Figure 6.3 : contraintes sous radier

$$\sigma_{ELS} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow 140.05 \text{ KN/m}^2 < 150 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

On remarque que la contrainte du sol sous le radier est largement vérifiée pour la totalité de sa surface. Donc on peut passer au ferrailage du radier.

### 6.8. Ferrailage du radier nervuré :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causé par la réaction du sol.

#### 1) Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage du radier se fait à la flexion simple dépendant des moments  $M_{x-x}$  et  $M_{y-y}$  respectivement de la direction (x-x) et (y-y).

Le calcul se fera sur une bande de largeur  $b = 1 \text{ ml}$ .

La fissuration est préjudiciable.

Le ferrailage interesse le panneau le plus défavorable d'où l'on adoptera un même ferrailage pour tout le radier

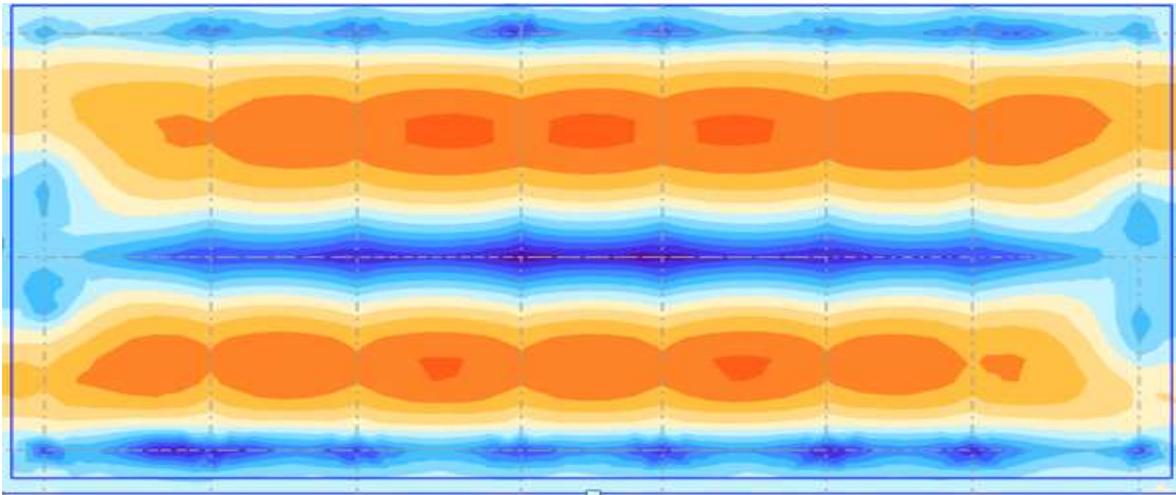


Figure 6.4: Sollicitations du radier selon  $M_{x-x}$  à L'ELS.

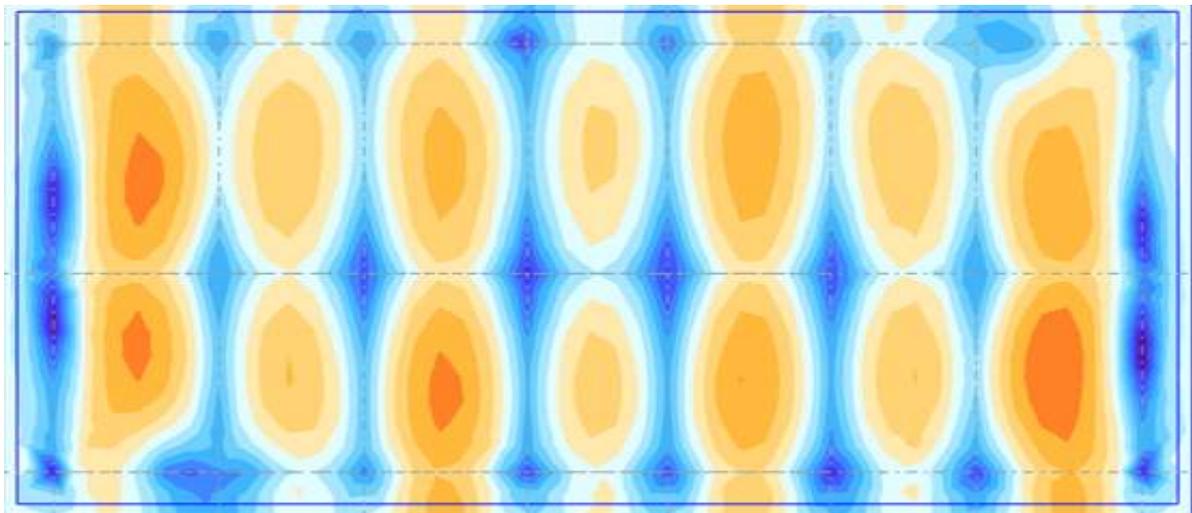
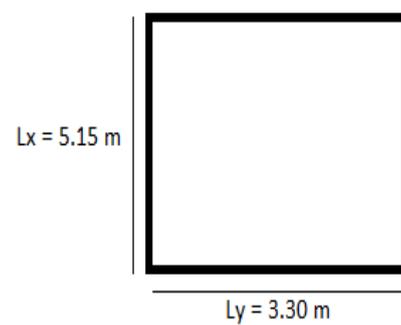


Figure 6.5 : sollicitations du radier selon  $M_{y-y}$  à L'ELS.

Le panneau le plus sollicité est de dimensions :

$L_x = 3.30 \text{ m}$  ;  $L_y = 5.15 \text{ m}$



### b) Ferrailage du radier

Tableau 6.1: récapitulatif des moments et du ferrailage longitudinal :

Sens	Position	M (KN.m)	b (cm)	h (cm)	c (cm)	AS calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	AS adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	Barres
x-x	Travée	50.26	100	35	5	9.1	<b>10.05</b>	<b>5HA16</b>
	Appuis	-81.41	100	35	5	15.1	<b>15.71</b>	<b>5HA20</b>
y-y	Travée	40.11	100	35	5	6.8	<b>9.23</b>	<b>6HA14</b>
	Appuis	-65.01	100	35	5	11.4	<b>12.06</b>	<b>6HA16</b>

**Espacement :****Travée en sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) < \min(105\text{cm}; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{O.K}$$

**Appuis en sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{O.K}$$

**Travée en sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{O.K}$$

**Appuis en sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{O.K}$$

Tableau 6.2 : de vérification à l'ELS (radier)

Sens	Lieu	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
Sens x	travée	4.7	15	vérifié
Sens x	appui	6.2	15	vérifié
Sens y	travée	1.8	15	vérifié
Sens y	appui	5.2	15	vérifié

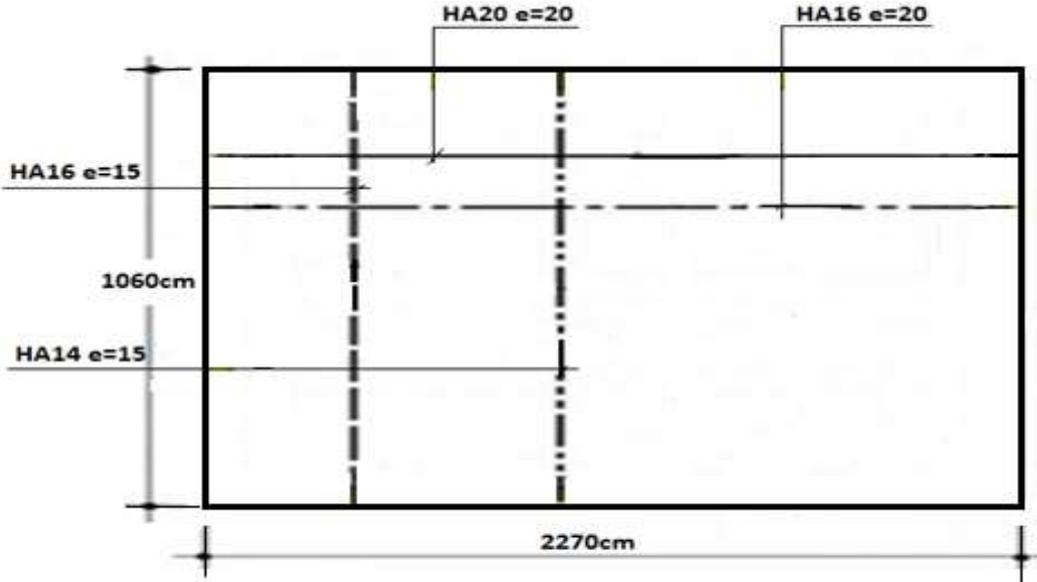


Figure 6.6 : vue en plan du ferrailage radier (nappe sup et nappe inf)

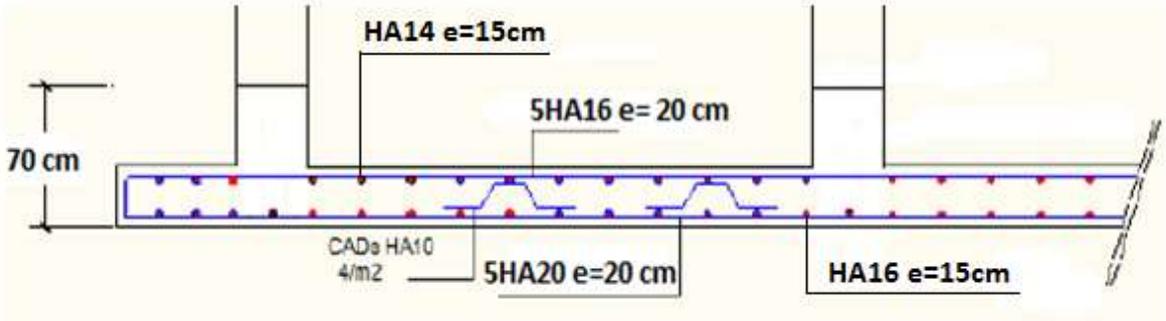


Figure 6.7: ferrailage longitudinal du radier sens y-y

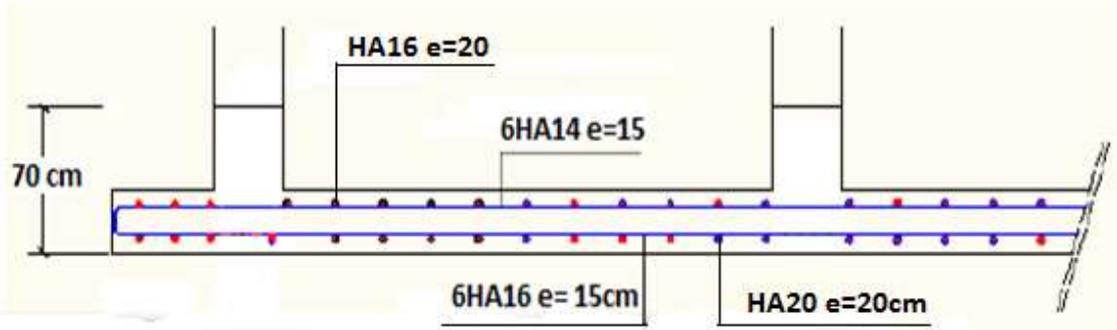


Figure 6.8: ferrailage longitudinal du radier sens x-x

### 6.9. Ferrailage des nervures

Les nervures sont calculées comme une poutre renversée en flexion simple en fonction des sollicitations déduites du logiciel Robot. La fissuration est préjudiciable.

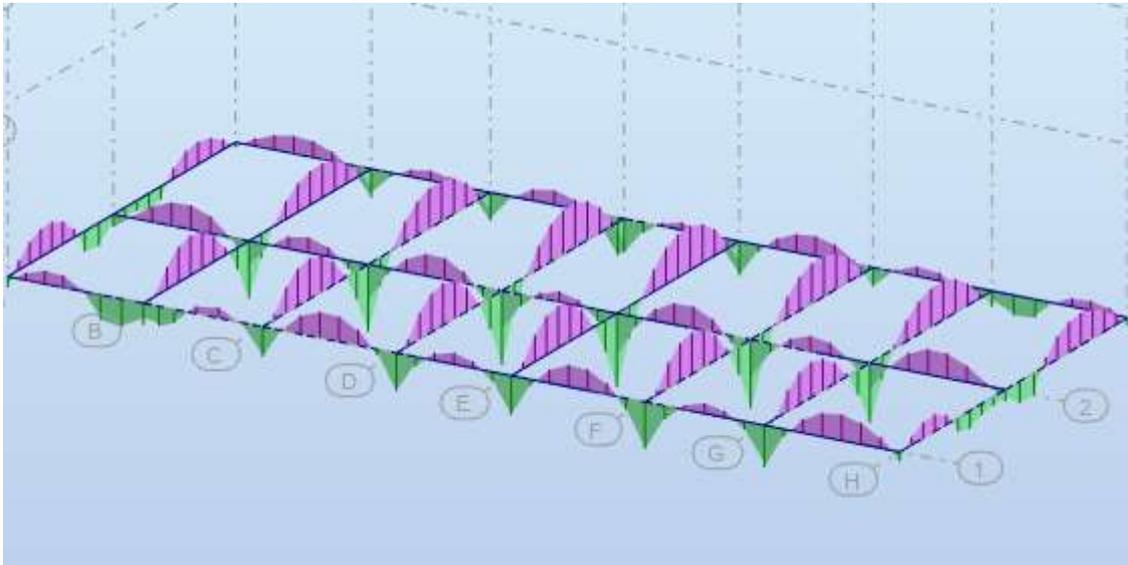


Figure 6.9 : Diagramme moment fléchissant des nervures.

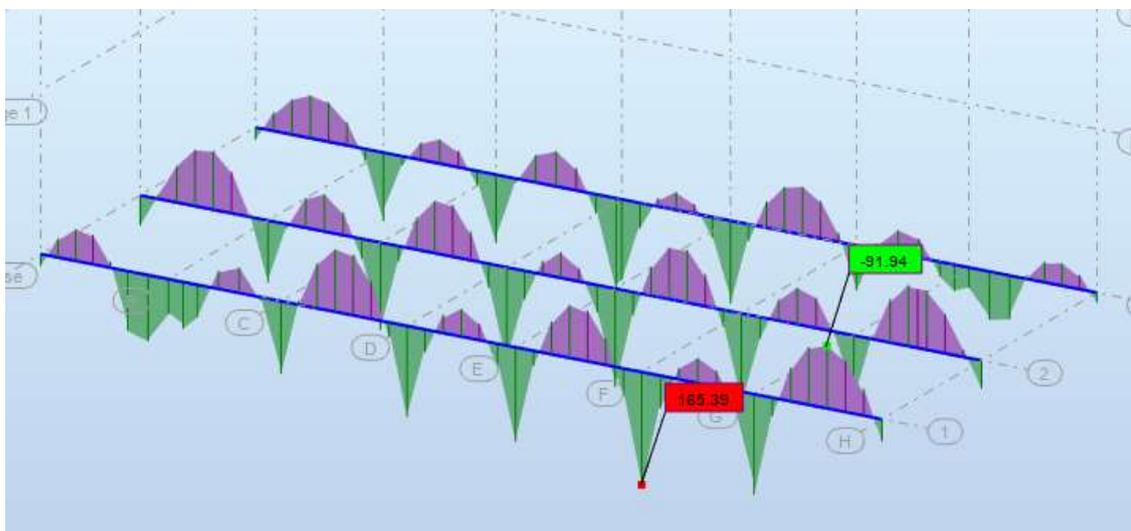


Figure 6.10 : Moment des nervures sens xx

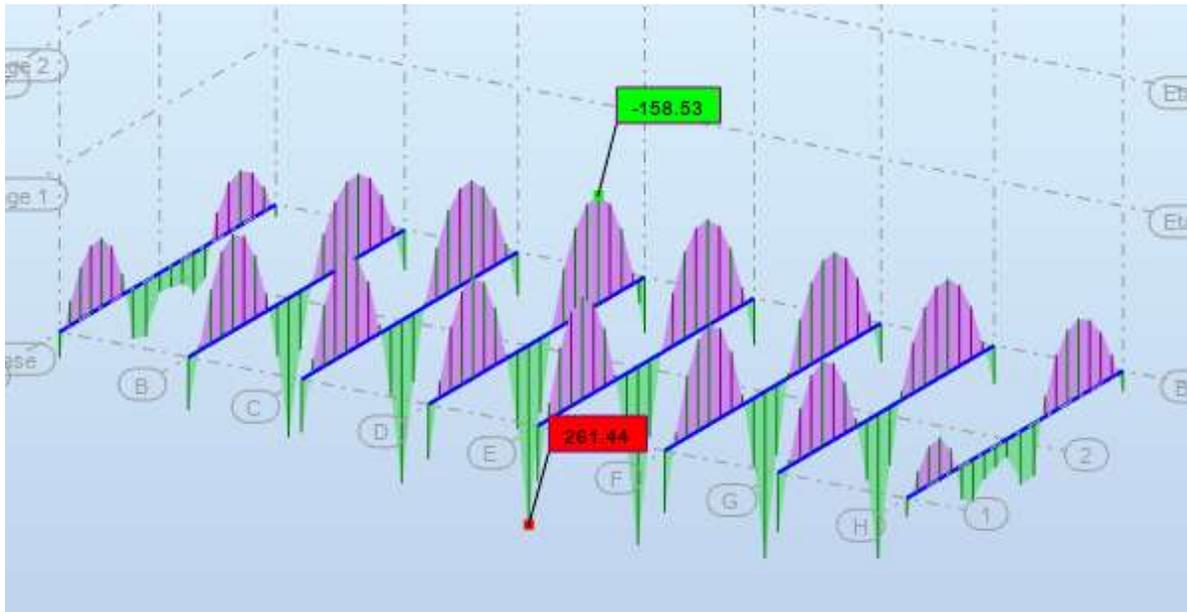


Figure 6.11: Moment des nervures sens y-y

Tableau 6.3 : des résultats à l'ELS des moments suivant les deux sens :

$M_x$ en(KNm)		$M_y$ en (KNm)	
travée	appui	travée	appui
-91.94	165.39	-158.53	261.44

Tableau 6.4 : ferrailage des nervures suivant les deux sens :

nervures	travées		appuis		Choix des armatures	
	$A_{calculé}$	$A_{adoptée}$	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$	travées	appuis
<b>Sens(x-x)</b>	7.4	3.14+4.52	13.7	6.15+8.04	4HA12+4HA10	4HA16+4HA14
<b>Sens (y-y)</b>	13.1	6.15+8.04	22.62	10.05+15.71	4HA16+4HA14	5HA20+5HA16

**a) Calcul des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_l \right) \leq \min \left( \frac{700}{35}; \frac{400}{10}; 20 \right) = \min(20\text{mm}; 40\text{mm}; 20)$$

$$\varnothing_t \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \varnothing_t = 10 \text{ mm}$$

**Section minimale des armatures transversales (RPA) :**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t \text{ min}} = 2,4 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend  $\Rightarrow$  **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>**

**Tableau 6.5: de verification à ELS (nervures):**

Sens	Lieu	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
Sens x	travée	4.4	15	Vérifié
Sens x	appui	6.3	15	Vérifié
Sens y	travée	6.1	15	Vérifié
Sens y	appui	8.4	15	Vérifié

**Tableau 6.6 : Résultats à l'ELU des moments suivant les deux sens :**

$M_x$ en (KNm)		$M_y$ en (KNm)	
travée	appui	travée	appui
-126.19	227.8	-216.90	358.84

**Tableau 6.7 : Verification effort tranchant à l'ELU (nervures)**

	$V_u$ (KN)	$\tau_u = V_u / (b*d)$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (Mpa)
Sens xx	380.88	1.51	2.5	Vérifié
Sens yy	441.52	1.75	2.5	Vérifié

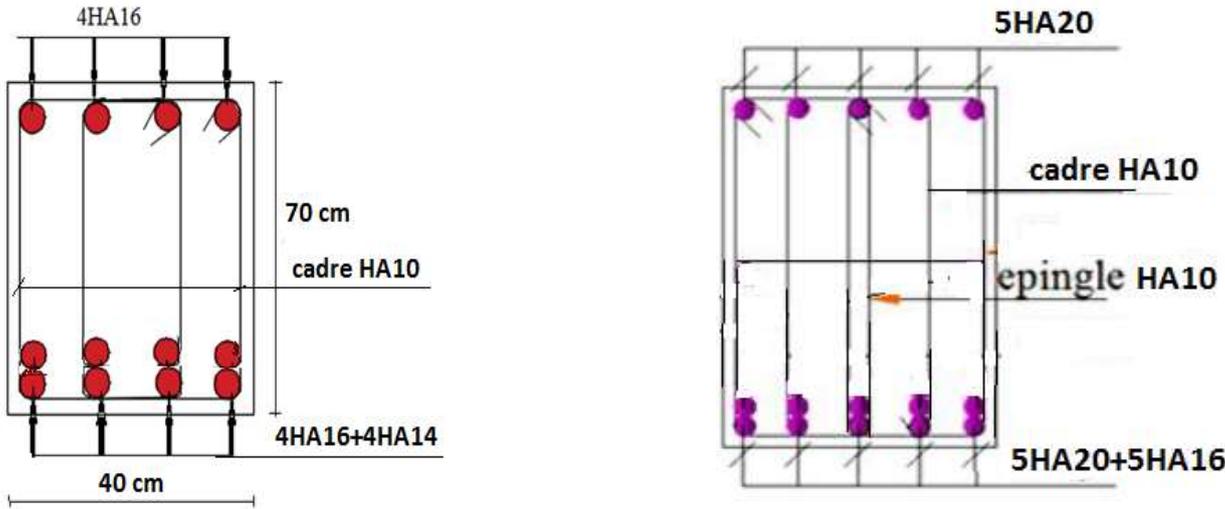


Figure 6.12: Schéma de ferrailage de la nervure (appui) respectivement Sens (xx) et sens (yy).

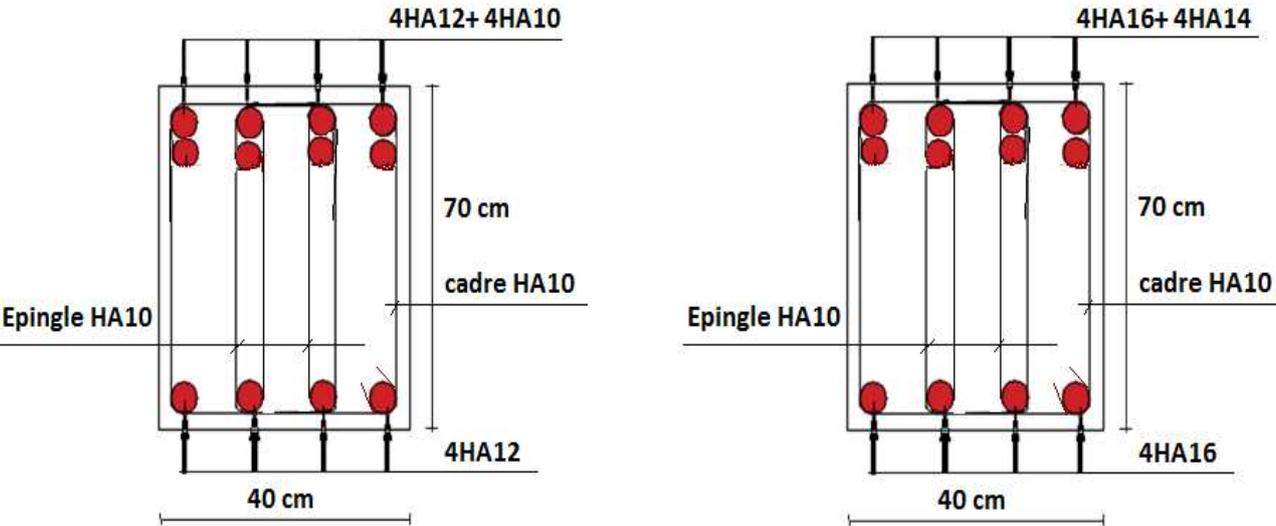


Figure 6.13: Schéma de ferrailage de la nervure (travée) respectivement Sens (xx) et sens (yy).

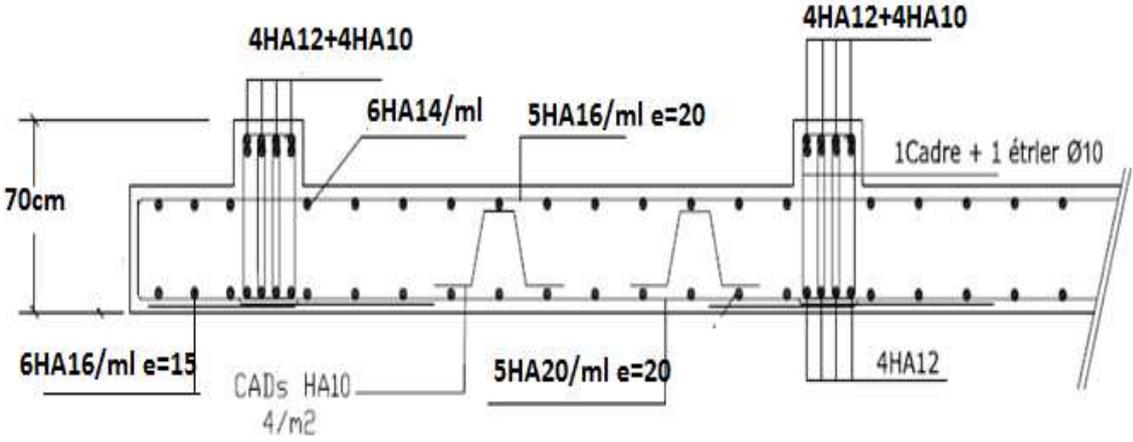


Figure 6.14 : Ferrailage du radier à nervures sens x-x

## **Conclusion générale**

Ce projet nous a été d'une opportunité très intéressante pour approfondir nos connaissances durant notre formation en se basant sur les documents techniques et même l'application des règlements, critères de sécurité imposés par l' **RPA99/version 2003** et de certaines méthodes, à mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des éléments structuraux.

De plus, nous avons pu noter l'importance de la conception parasismique qui représente une étape de travail principale qui réside dans le choix judicieux des éléments de la structure, à savoir la disposition optimale des éléments de contreventements afin de réduire le risque sismique et garder une très bonne stabilité de la structure .

Enfin, il est à signaler que l'étude des différents éléments du projet nous a été très bénéfique en temps et en effort surtout en l'application des connaissances théoriques acquises au cours de nos études et la manipulation des logiciels de calcul et de conception indispensables, tel que ETABS , ROBOT STRUCTURAL ANALYSES(2019) et AUTOCAD.

# BIBLIOGRAPHIE

## **Règlement :**

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- Règles de calcul des fondations superficielles DTR-BC 2.331
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2

## **Livre:**

- Cour de béton armé B.E.A.L 91 Jean –Pierre Mougin
- Le béton armé aux états limites selon les règles B.A.E.L91. Du Docteur Kébaili bachir
- **Chaines youtube :** Docteur Kébaili bachir

## **Thèses :**

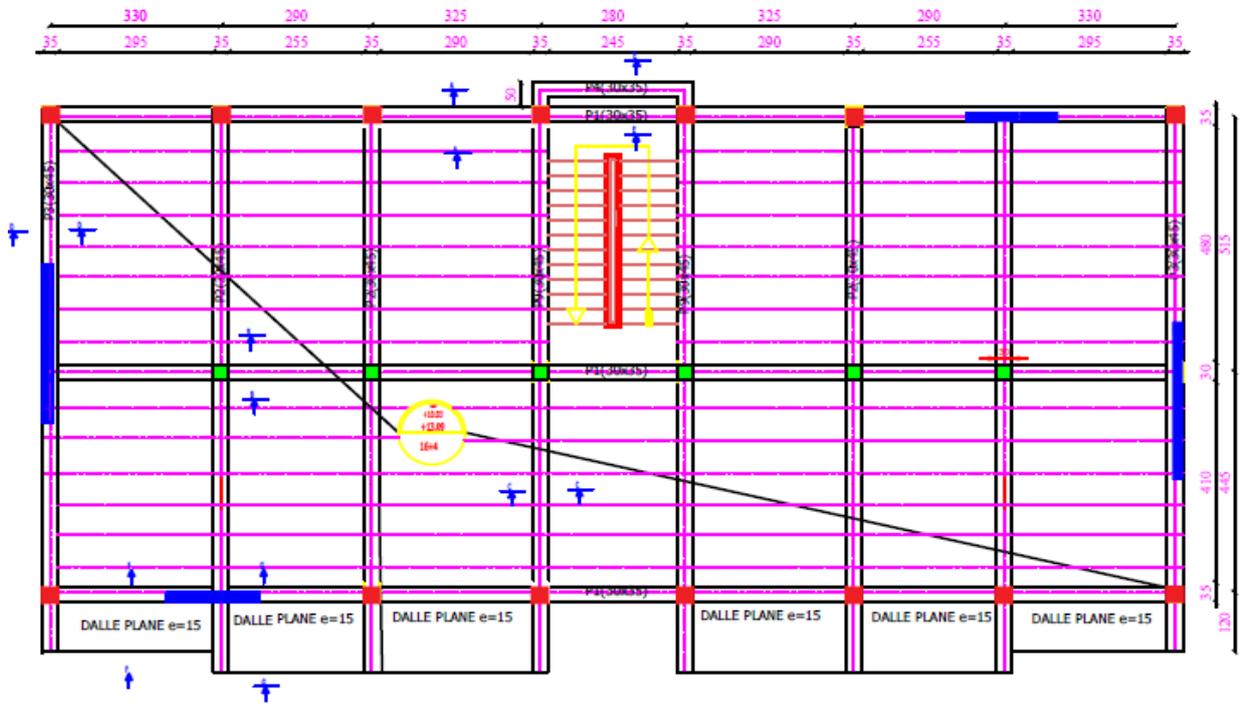
- Etude d'un bâtiment en R+5 contreventé par voiles –portiques en béton armé (2019)
- Etude d'un bâtiment en R+8 + sous sol) a usage d'habitation (2012)

## **Logiciels :**

- Autodesk robot 2019
- Logiciel d'analyse des structures Etabs
- Logiciel d'analyse des structures
- Expert 2009
- EXCEL 2013
- WORD 2013
- AUTO CAD 2014

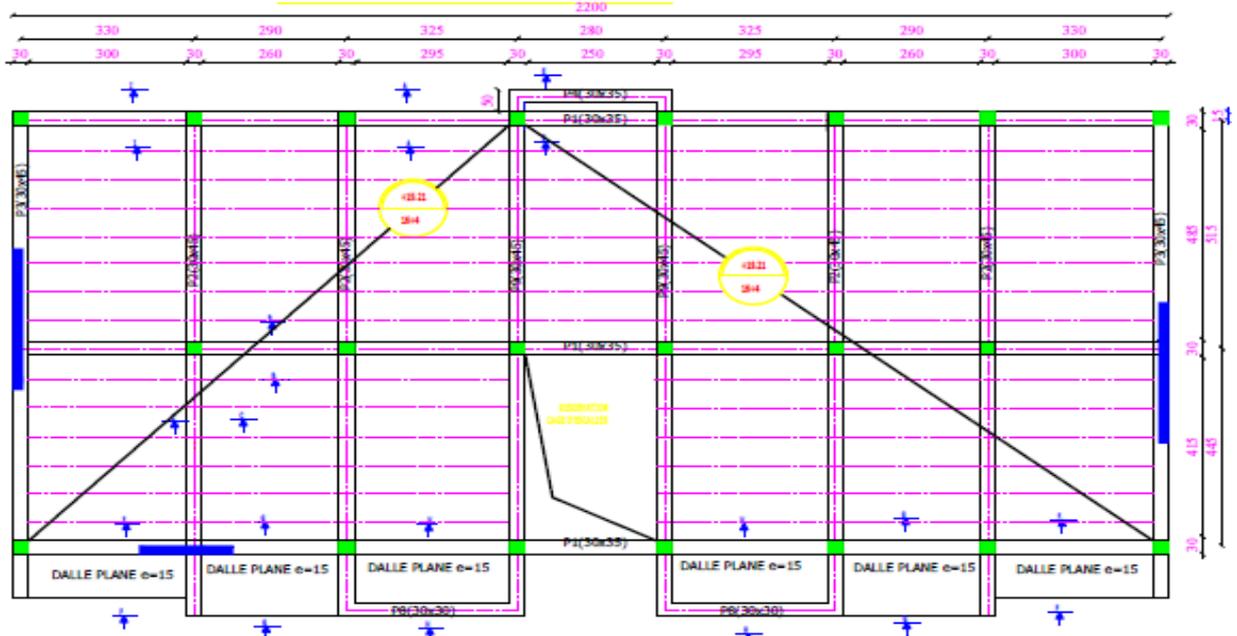
# Plan de coffrage

## COFFRAGE NIV : +6.97 & +10.03 & +13.09



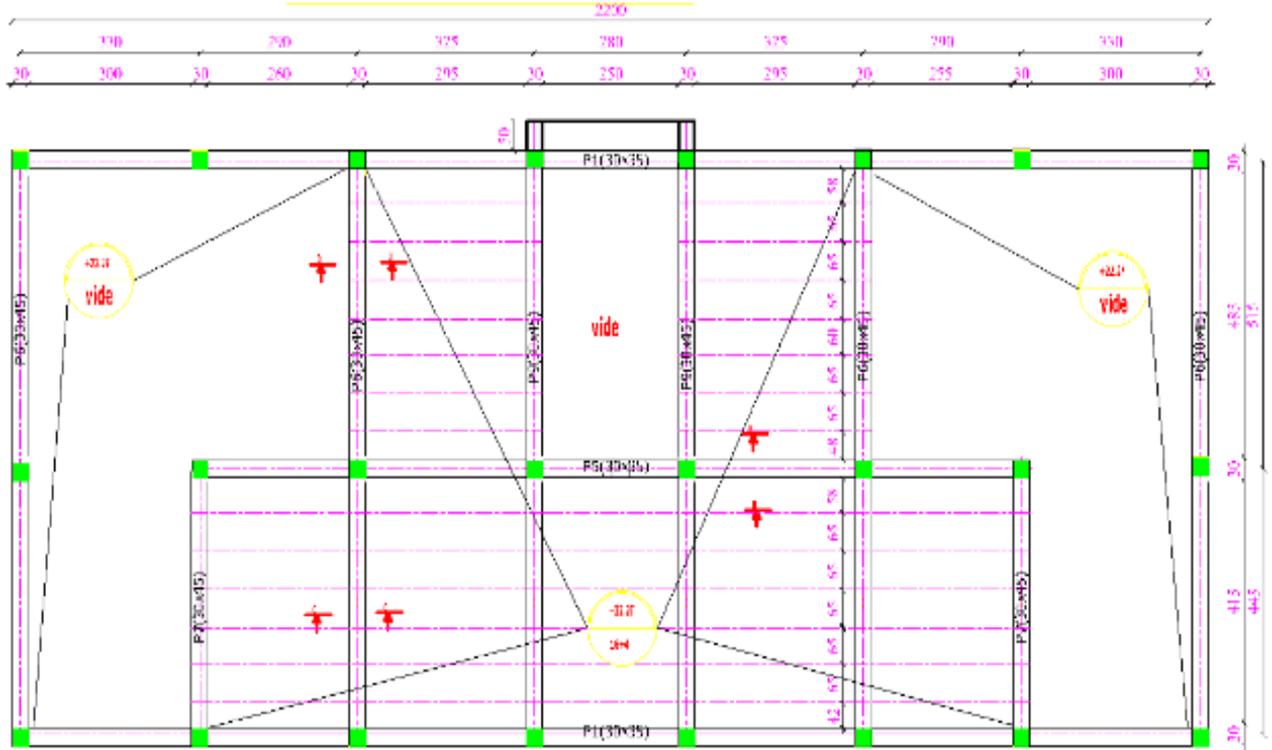
Coffrage niveau (+ 6.97)

## COFFRAGE NIV : +19.21



Coffrage niveau (+19.21)

COFFRAGE NIV : +22.27



Coffrage niveau terrasse

## Détails en coupe

