



جامعة بجاية  
Tasdawit n Bgayet  
Université de Béjaïa

UNIVERSITÉ ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

## Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil  
Option : Structures

*Sous le thème :*

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+9 + ENTRESOL + SOUS-SOL) EN  
BETON ARME À USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL**

*Sis Amaaden, commune Oued-Ghire à Bejaïa.*

Réalisé par :

 Oussama BERRAH

 Charafeddine GADOUM

Encadré Par :

 Mme. M MEZIANI

Année Universitaire 2019 – 2020

# SOMMAIRE

<b>Introduction .....</b>	<b>4</b>
<b>Chapitre I - Présentation et généralités du projet.....</b>	<b>5</b>
<b>I.1 Présentation du projet.....</b>	<b>5</b>
<b>I.2 Données géotechniques du site.....</b>	<b>5</b>
<b>I.3 Caractéristiques structurales.....</b>	<b>6</b>
I.3.1. Ossature et système de contreventement.....	6
I.3.2. Les planchers .....	6
I.3.3. La maçonnerie .....	6
I.3.4. Revêtement .....	6
I.3.5. Escaliers .....	6
<b>I.4. Caractéristiques des matériaux .....</b>	<b>7</b>
I.4.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	7
<b>Chapitre II - Pré dimensionnement des éléments .....</b>	<b>9</b>
<b>II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires .....</b>	<b>9</b>
II.1.1 Plancher à corps creux .....	9
II.1.2. Planchers à dalles pleines.....	12
<b>II.2. Escalier .....</b>	<b>13</b>
II.2.1. Escalier RDC.....	14
II.2.2. Escalier habitation .....	14
<b>II.3. Acrotère .....</b>	<b>15</b>
II.3.1. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	15
<b>II.4. Poutres.....</b>	<b>15</b>
<b>II.5. Poteaux .....</b>	<b>16</b>
<b>II.6. Les voiles .....</b>	<b>16</b>
<b>II.7. Evaluation des charges et surcharges .....</b>	<b>17</b>
II.7.1. Charges permanentes .....	17
<b>Chapitre III - Etude des éléments secondaires .....</b>	<b>27</b>
<b>III.1. Etude des planchers.....</b>	<b>27</b>

II.1.1. Etude des planchers à corps creux .....	27
II.1.2. Etude des planchers à dalle pleine .....	42
<b>III.2. Etude des escaliers .....</b>	<b>50</b>
II.2.1. Etude de l'escalier de RDV à deux volées identiques type 1 (volée1) :.....	50
<b>III.3. Etude de la poutre palière.....</b>	<b>53</b>
III.3.1. Dimensionnement.....	53
III.3.2. Calcul des sollicitations.....	54
III.3.2.1. Dimensionnement.....	54
III.3.4. Vérification de la section d'armature selon l'RPA99V2003 .....	57
<b>III.4. Etude de la poutre de chaînage.....</b>	<b>57</b>
III.4.1. Dimensionnement.....	58
III.4.2. Calcul des sollicitations.....	59
III.4.3. Calcul de ferrailage à l'ELU .....	60
III.4.4. Calcul à l'ELS .....	60
<b>III.5. Etude de l'acrotère .....</b>	<b>63</b>
III.5.1. Etude de l'acrotère .....	63
III.5.2. Hypothèses de calcul.....	63
III.5.3. Evaluation des charges et surcharges.....	63
<b>III.6. Etude de l'ascenseur .....</b>	<b>67</b>
III.6.1. Etude de l'ascenseur .....	67
III.6.2. Dimensionnement de la dalle pleine.....	68
III.6.3. Etude de la dalle de l'ascenseur .....	68
III.6.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur .....	72
<b>Chapitre IV - Étude dynamique.....</b>	<b>74</b>
<b>IV.1 Méthode de calcul.....</b>	<b>75</b>
IV.1.1. Méthode statique équivalente.....	75
IV.1.2. Méthode dynamique.....	78
<b>IV.2 Mode de Vibration et taux de participation des masses .....</b>	<b>81</b>
<b>Chapitre V - Étude des éléments structuraux.....</b>	<b>87</b>
<b>V.I Étude des poteaux.....</b>	<b>87</b>

<b>V.1.1. Calcul du ferrailage .....</b>	<b>89</b>
<b>V.1.2. Vérifications nécessaires.....</b>	<b>92</b>
<b>V.2 Étude des poutres.....</b>	<b>95</b>
V.2.1. Calcul de ferrailage .....	96
V.2.2. Vérification des armatures selon le RPA99v2003 .....	98
V.2.3. Vérifications à l'ELU.....	99
V.2.4. Vérifications à l'ELS :.....	99
V.2.5. Vérification de la zone nodale vis-à-vis les moments fléchissant .....	100
<b>V.3 Étude des voiles.....</b>	<b>103</b>
V.3.1. Les sollicitations de calcul dans les voiles : .....	104
V.3.2. Calcul du ferrailage :.....	105
<b>Chapitre VI - Étude de l'infrastructure .....</b>	<b>109</b>
<b>VI.1 Les différents types de fondations .....</b>	<b>109</b>
<b>VI.2 Choix du type des fondations.....</b>	<b>109</b>
<b>VI.3 Étude des fondations.....</b>	<b>109</b>
VI.3.1 Combinaisons de calcul .....	109
VI.3.2 Calcul de la surface des fondations .....	109
<b>VI.4 Étude du radier nervuré.....</b>	<b>111</b>
VI.4.1 Dimensionnement du radier .....	111
<b>VI.5 Étude du voile périphérique.....</b>	<b>120</b>
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>124</b>
<b>Annexes .....</b>	Erreur ! Signet non défini.

## Introduction

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil.

Ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels.

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires du bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre nous avons présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique, par le logiciel ETABS. En ce qui concerne le cinquième chapitre nous avons exposé le ferrailage des éléments résistants. Dans sixième chapitres nous avons une étude du sol et des fondations et les voiles périphériques.

Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.

Le phénomène sismique est toujours le souci de la construction civile, il est difficile d'évaluer le risque sismique tant que la prévision est incertaine et son apparition est aléatoire.

Chaque étude d'un projet de la construction a des buts dont on peut citer :

- La sécurité (la plus importante) : assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage ;
- Économie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses) ;
- Confort et Esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins coûteux par rapport aux autres matériaux avec beaucoup d'autres avantages comme :

- Souplesse d'utilisation ;
- Durabilité (duré de vie) ;
- Résistance au feu.

Afin de conclure notre formation en génie Civil, spécialité structure, à l'université A. MIRA du Bejaïa, on a réalisé durant trois mois, du 2 Mai au 26 juillet, un projet dans le but d'obtention d'un diplôme en master 2, dont l'intitulé est d'une étude d'une structure en béton armé (R+9 + l'entresol + sous-sol) avec une terrasse inaccessible en contreventé par un système mixte (voile-portique) avec interaction qui nous a été confié par le bureau d'étude MEDDOUNI.

# Chapitre I - Présentation et généralités du projet

## I.1 Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé (R+9+Entresol+sous-sol) avec terrasse inaccessible en toiture. Destiné à usage d'habitation aux étages supérieurs et commercial au niveau de l'entresol.

Ce bâtiment appartient au projet des 199 logements promotionnels (Bloc B), implanté au lieu-dit AMAADEN-COMMUNE OUED-GHIRE, Wilaya de Bejaia. D'après le règlement parasismique Algérien RPA 99V2003 est classée en zone de moyenne sismicité (Zone II-a), groupe d'usage 2.

### Les dimensions du bâtiment sont :

- La hauteur totale .....34,79 m

### Le bâtiment comprend un entresol et un sous-sol

- La largeur .....15,67 m
- La longueur .....26,53 m
- La hauteur du sous- sol .....2,66 m
- La hauteur du entresol .....3,57m

### Pour le rez-de-chaussée et étages courants :

- La hauteur du RDC.....3,57 m
- La hauteur de E.C .....2,89 m
- La largeur .....15,67 m
- La longueur .....18,94 m

## I.2 Données géotechniques du site

Suivant la situation et géologie du terrain il ressort que cette dernière est caractérisée par une morphologie d'un terrain légèrement penté.

D'après la géologie de site et le coupe lithologique des sondages carottés prélevé sur place montrent que le site est constitué essentiellement par les successions de couche suivant :

- **0,00-0,50m** : terre végétale
- **0,50-6,00m** : argile beige gravo-cailleuse plastique, compacte, avec concrétion gypseuse par endroit
- **6,00-15,00m** : roche de grés de taille moyenne enveloppée dans une matrice argilo-graveleuse par endroit

Les résultats des essais aux laboratoires montrent que le sol présente de bonnes caractéristiques physico-mécaniques indiquant un sol non agressif.

Compte tenu des résultats des essais à la standard pénétration test « SPT » et au pénétromètre dynamique : la contrainte admissible est limitée à 1,75 bars.

Les résultats des essais réalisés dans l'assiette du projet, ont permis de classer le site en Catégorie S3 « site meuble » selon le RPA99 version 2003.

Protection des talus par des murs de soutènement on effectue un drainage.

Les paramètres à prendre en compte lors du dimensionnement des murs des soutènements sont :

$C(\text{bars})=0,37$ ,  $\phi(\text{°}) = 22^\circ$

Les densités humides et sèches égale à 1,9 t/m<sup>3</sup>.

### **I.3 Caractéristiques structurales**

#### **I.3.1. Ossature et système de contreventement**

Le bâtiment étudié présente une hauteur totale de 34,79m, ce qui nécessite selon le RPA99V2003, l'utilisation d'un système de contreventement autre que les portiques auto-stables. Le système qu'on suppose est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles, par-ce-que le rez-de-chaussée a destiné à usage commerciale (**RPA99/2003**)

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

Dans ce bâtiment nous avons deux types de planchers : Les planchers en corps creux semi préfabriqués avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les portes à faux, ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur seront réalisées en dalles pleines.

#### **I.3.3. La maçonnerie**

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de 15 cm à l'extérieur et 10 cm à l'intérieur séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### **I.3.4. Revêtement**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### **I.3.5. Escaliers**

On a un seul type d'escalier : Escalier de deux paillasse de longueurs identique 2,4m avec un palier intermédiaire de 1,3m utilisé pour l'accès d'un niveau à autre.

### I.3.6. Balcons

Tous les balcons extérieurs sont réalisés en dalle pleine, mais il y a un balcon en corps creux appartient à l'espace habitable.

### I.3.7. Infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol
- Limitation des tassements différentiels

## I.4. Caractéristiques des matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93**.

### I.4.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux

#### 1.4.1.1. Le béton

Le béton choisi est de classe **C25/30**, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques présentées dans le tableau suivant :

*Tableau I.1 caractéristique mécanique du béton*

Caractéristique	$f_{c28}(MPa)$	$f_{t28}(MPa)$	$E_{i28}(MPa)$	$E_{v28}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$E_s(MPa)$
valeurs	25	2,1	32164,20	10818,86	15	200000

#### 1.4.1.2. L'acier

**Définition :** Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

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

**Résistance caractéristique de l'acier :** On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

**Principales armatures utilisées :**

*Tableau I.2  $f_e$  en fonction du type d'acier.*

	Aciers à hautes adhérences		Aciers ronds lisses		Treillis soudés à hautes adhérences
désignation	$f_e E400$	$f_e E500$	$f_e E215$	$f_e E235$	$f_e TE500$
$f_e(MPa)$	400	500	215	235	500



## Conclusion

### Béton :

Résistance caractéristique  $f_{c28} = 25MPa$

Contrainte limite Al 'ELU :

- Situation durable 14,2 MPa
- Situation accidentelle 18,45 MPa

Contrainte limite Al 'ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 MPa$$

### Acier :

Limite d'élasticité  $f_e = 400MPa$

Module d'élasticité  $2 * 10^5 MPa$

Contrainte limite Al 'ELU :

- Situation durable 400 MPa
- Situation accidentelle 348 MPa

Contrainte limite AL'ELS :

- FN=240 MPa
- FTN= 176 MPa

## Chapitre II - Pré dimensionnement des éléments

Définition : le pré dimensionnement c'est donner des dimensions aux différents éléments de la structure avant l'étude du projet, il se fait selon les règles parasismiques algériennes (RPA) et les normes techniques assurant les conditions de la flèche et de résistance.

### II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires

**Planchers :** ce sont des surfaces généralement horizontales limitant les étages, qui doivent être conçus d'une manière à résister leurs poids propres et les surcharges qui peuvent être de nature dynamique ou statique, et être aussi conforme à l'isolation thermique, acoustique ou étanchéité notamment ils ont un rôle majeur comme un diaphragme rigide dans le plan de la structure pour participer à la résistance aux efforts horizontaux. Dans notre projet, nous avons deux types de planchers à étudier :

- Plancher à corps creux ;
- Plancher à dalle pleine

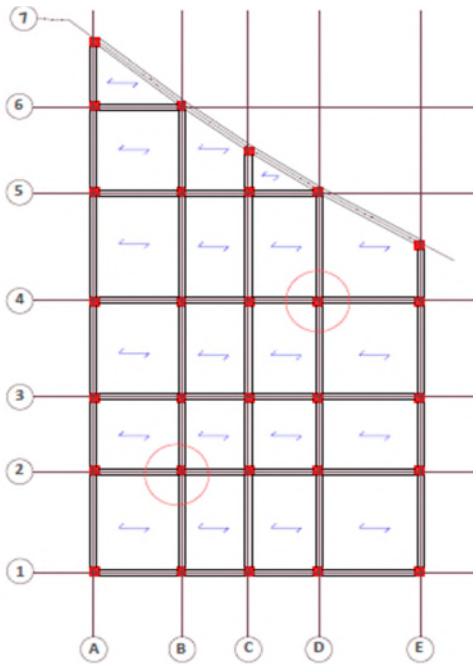
#### II.1.1 Plancher à corps creux

##### Disposition des poutrelles :

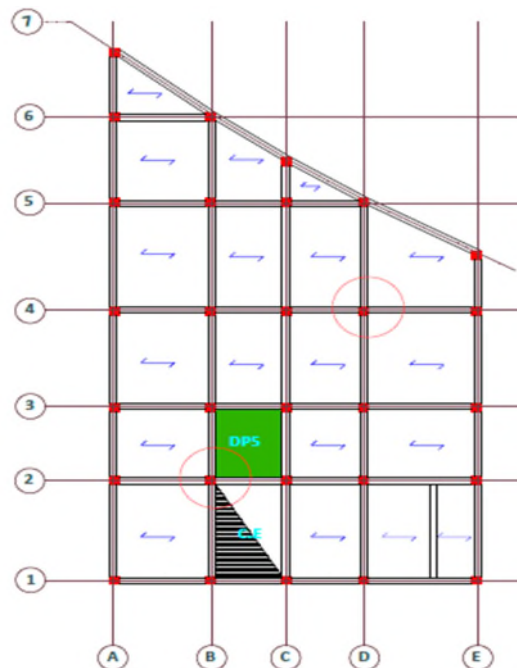
La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Critère de la petite portée ;
- Critère de la continuité (de sens où il y'a plus d'appui).

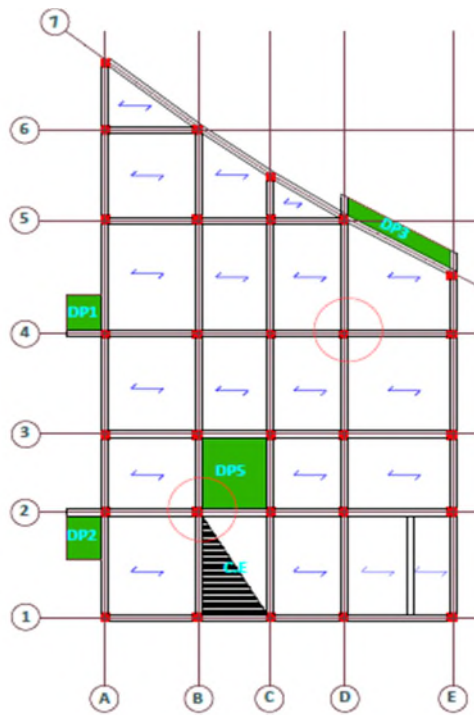
Pour ce projet la disposition est effectuée selon le premier critère et cela pour tous les planchers comme indiqué sur les figures suivantes :



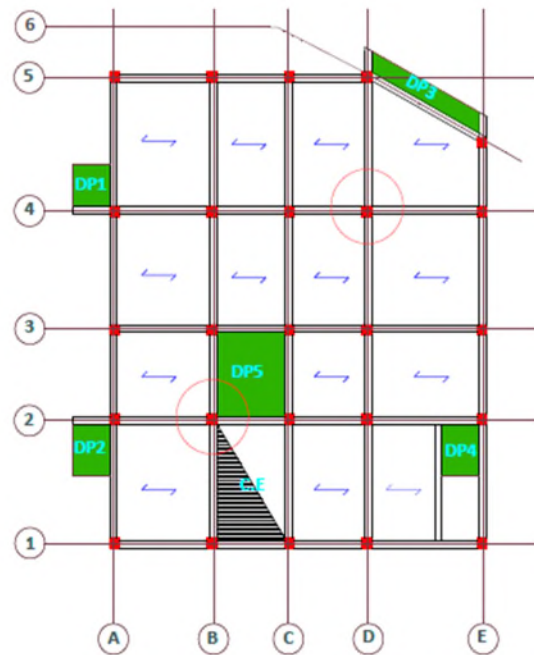
Sous-sol et entresol



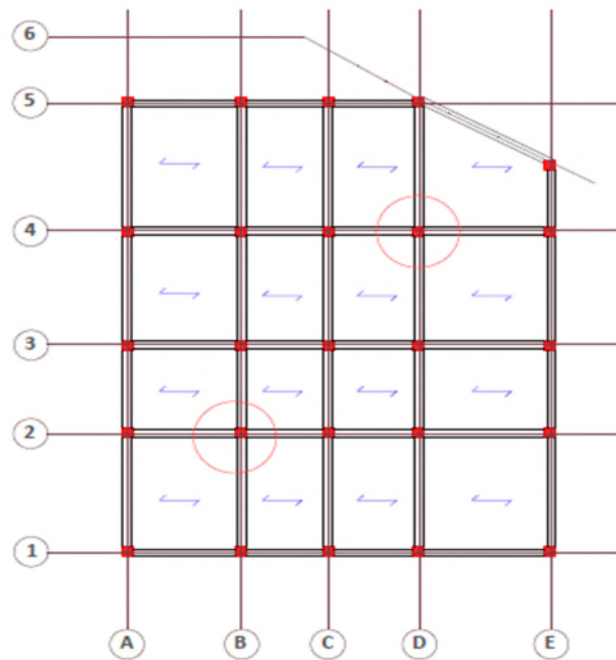
Rez-de-chaussée



**Etage 1**



**Etage 2 à 8**



**Etage 9 (plancher terrasse)**

*Figure II.2.la disposition des poutrelle dans les différents niveaux*

Les planchers à corps creux sont des planchers de hauteur variable, constitué de corps creux, de poutrelles nervurées, une dalle de compression en béton armé de 4 à 6 cm d'épaisseur et un treillis à soudé.

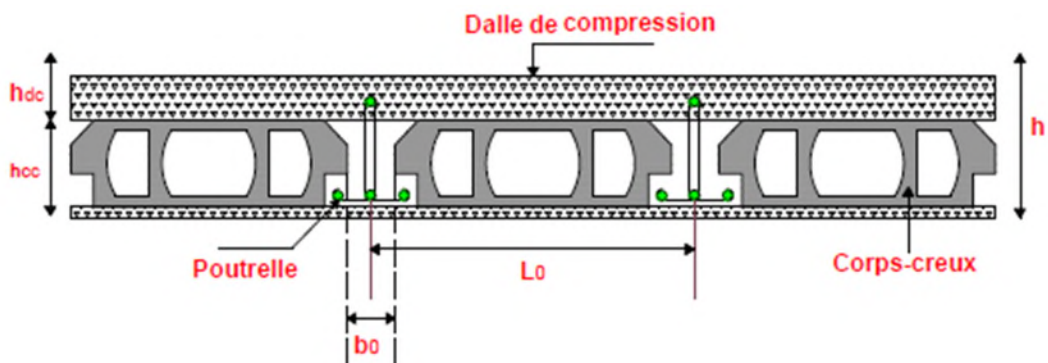


Figure II.1. Exemple d'un plancher à corps creux

La hauteur totale  $h_t$  du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$H_t \geq L_{max}/22,5 \dots\dots\dots (\text{BAEL91}).$$

D'où:  $L_{max}$ : la distance maximale entre nus d'appui de deux poutres principaux.

Dans ce projet :  $L_{max}=5,39-0,3=5,09 \text{ m}$

$$h_t \geq 509/22,5=22,62, \text{ soit } h_t=24 \text{ cm ; } (20+4) \text{ cm}$$

-La hauteur de corps creux : 20 cm

-l'épaisseur de la dalle de compression : 4 cm

**Dimensionnement des poutrelles :**

- $h_t$  : la hauteur du plancher = (20+4) cm
- $b$  : La largeur de la dalle de compression
- $b_0$  : la largeur de l'âme

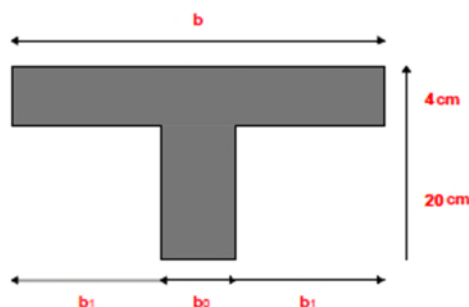


Figure II.3. dimension d'une poutrelle

La largeur de la dalle de la compression :

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \leq \min(L_x / 2 ; L_y / 10)$$

(CBA93 article 4.1.3)

Avec :  $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t = (9,6 \text{ à } 12,2) \text{ cm}$

On opte  $b_0 = 12 \text{ cm}$

- La distance entre nus de poutrelle :  $L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$
- La distance entre nus d'appui des poutrelles :  $L_y = 2,8 \text{ m}$

### II.1.2. Planchers à dalles pleines

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place, repose sur 1, 2, 3 ou 4 appuis continus ou non continus.

L'épaisseur de ces éléments dépend plus souvent du type d'utilisation, ainsi des conditions de vérification de résistance suivantes :

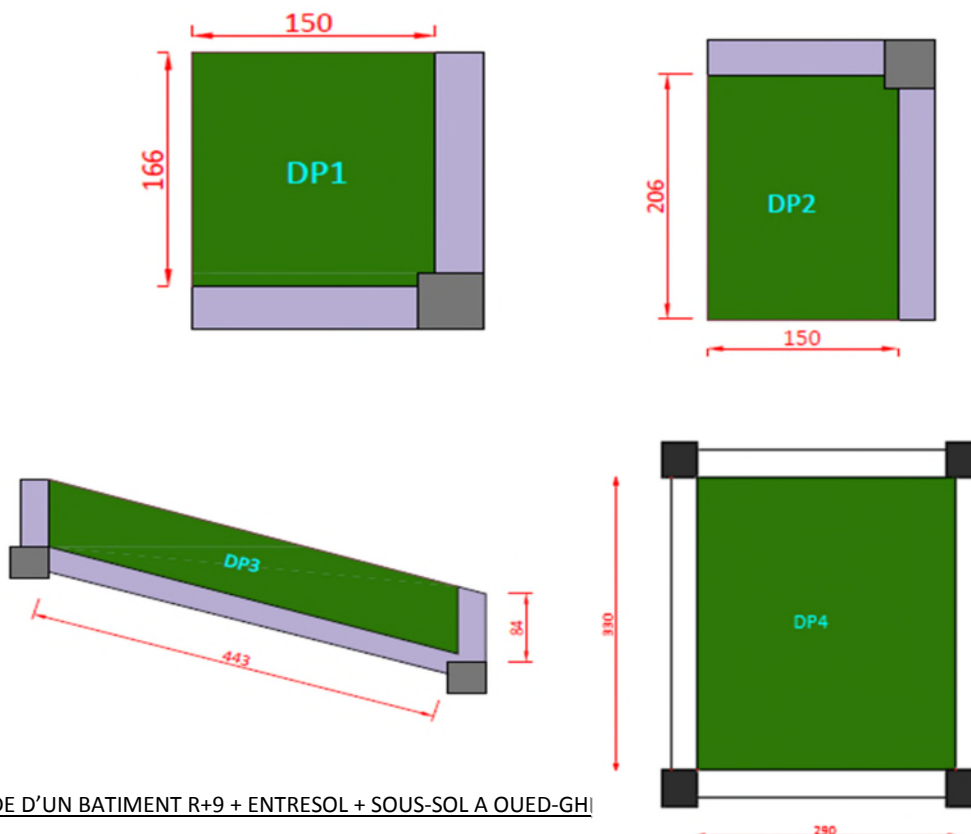
#### Critère de résistance :

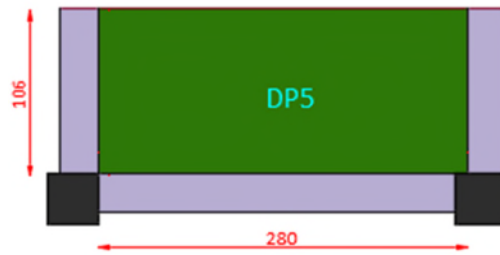
- $e \geq L_x / 20$  pour une dalle sur un seul ou deux appuis
- $L_x / 35 \leq e \leq L_y / 30$  pour une dalle sur quatre appuis avec  $\rho \leq 0,4$
- $L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40$  pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec  $\rho > 0,4$

Avec  $L_x$  : est la plus petite portée du panneau de dalle.

#### Coupe-feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu
- $e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu
- $e \geq 14 \text{ cm}$  pour trois heures de coupe-feu





**Figure II.4.** Dimensions de différents types de dalle pleine

➤ **Type 1 :** une dalle sur deux appuis :

$$1) \rho = Lx/Ly = 1,5/1,66 = 0,9 > 0,4$$

$$e \geq Lx/20 = 150/20$$

$$e \geq 7,5 \text{ cm soit } e = 7,5 \text{ cm}$$

$$2) \rho = Lx/Ly = 1,5/2,06 = 0,72 > 0,4$$

$$e \geq 150/20 \text{ donc } e \geq 7,5$$

$$\text{Soit } e = 7,5 \text{ cm}$$

➤ **Type 2 :** dalle sur trois appuis :

$$1) \rho = Lx/Ly = 0,84/5,43 = 0,15 < 0,4$$

$$84/35 \leq e \leq 84/30 \text{ donc } 2,4 \leq e \leq 2,8$$

$$\text{Soit } e = 2,5 \text{ cm}$$

$$2) \rho = Lx/Ly = 1,06/2,80 = 0,38 < 0,4$$

$$3,03 \leq e \leq 3,53$$

$$\text{Soit } e = 3,5 \text{ cm}$$

➤ **Type 3 :** dalle sur quatre appuis (DP<sub>as</sub>)

$$\rho = 2,9/3,3 = 0,87 > 0,4$$

$$290/45 \leq e \leq 290/40$$

$$6,44 \leq e \leq 7,25$$

$$\text{Soit } e = 6,5 \text{ cm}$$

Pour notre cas c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant donc on opte pour :

\*e=15cm pour la cage d'ascenseur pour trois heures de coupe-feu.

\*e=12cm pour les balcons pour deux heures de coupe-feu.

## II.2. Escalier

L'escalier est un élément de l'ouvrage et aussi une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marche, permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et en descendant.

Dans ce projet, on a des escaliers droits à deux volées identiques.

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur  $h$  des contremarches se situe entre :  $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$
- La largeur  $g$  de la marche se situe entre :  $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$
- La formule empirique de BLONDEL :  $60 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

### II.2.1. Escalier RDC

C'est un escalier droit à deux volées identiques

Détermination de la valeur de (N) :

En fixant la hauteur de contre marche  $h=17\text{cm}$

$H_{vol1}=1,525\text{m}$

$N_{vol1}= H_{vol1}/h=1,525/0,17=9$  contre marche

Nombre des marches M :

$M_{vol1}=N-1=9-1=8$  marches

Calcul de giron  $g$  :

$60 \leq 2h+g \leq 64$  donc  $26 \leq g \leq 30$

On prend  $g=30\text{cm}$

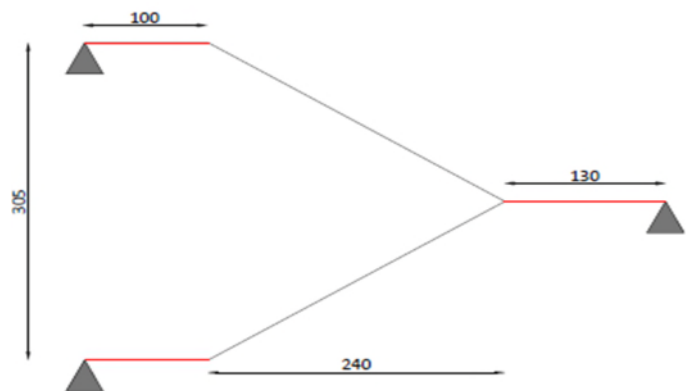


Figure II.5. Schéma statique d'escalier de RDC

### II.2.2. Escalier habitation

C'est un escalier droit à deux volées identiques

Détermination de la valeur de (N) :

En fixant  $h=16\text{cm}$

$H_{vol}=1,445\text{m}$

$N=1,445/0,16=9$  contre marche

Nombre des marches :

$M=n-1=8$  marches

Le giron  $g$  :  $28 \leq g \leq 32$

On prend  $g=30\text{cm}$

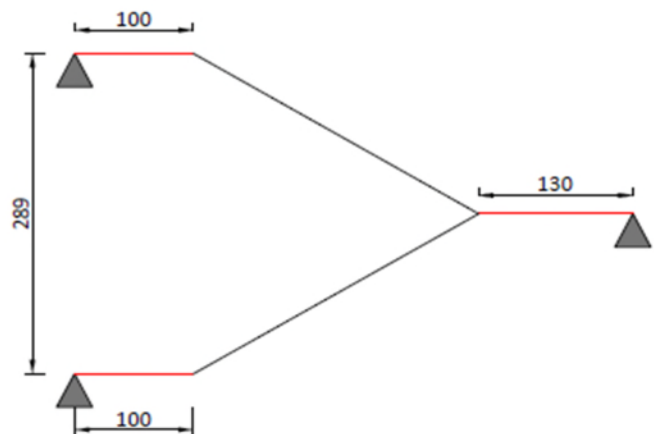


Figure II.6. Schéma statique d'escalier des étages courants

### L'épaisseur de la paille

$L=L_{p1}+L_{p2}+L_v$

-pour étage d'habitation

$L/30 \leq e \leq L/20$

$L=5,1\text{m}$

$17 \leq e \leq 25,5$

**-Pour RDC**

$L=5,14\text{m}$

$17,13 \leq e \leq 25,7$

On prend  $e=18\text{cm}$  pour tous les niveaux.

### II.3. Acrotère

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert pour l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

**Les charges revenant à l'acrotère :**

$H=60\text{cm}$

$$S = (0,6 * 0,1) + (0,07 * 0,1) + \frac{0,03 * 0,1}{2}$$

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

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

Le calcul se fera pour une bande de 1ml

$$G_1=25*0,0685*1=1,712\text{kN}$$

Poids d'enduit en ciment

- à l'extérieur :  $e = 1,5\text{cm}$

$$G_2=20*0,015*0,1*1=0,18\text{kN}$$

- à l'intérieur :  $e = 2\text{cm}$

$$G_3=20*0,02*0,6*1=0,24\text{kN}$$

$$G_{\text{tot}}=G_1+G_2+G_3=2,132\text{kN}$$

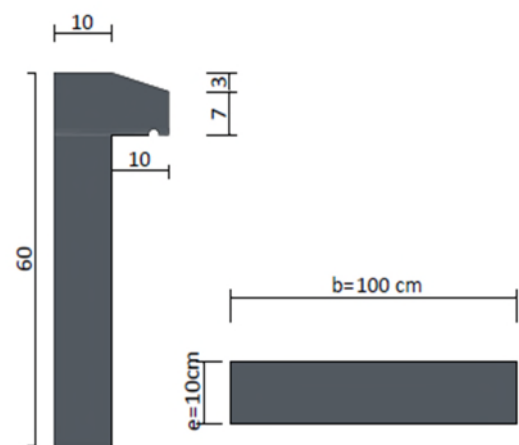


Figure II.7. Schéma de l'acrotère.

### II.3.1. Pré dimensionnement des éléments principaux

Les éléments principaux : sont des éléments porteurs faisant partie du système de Contreventement (poteaux, poutres, voiles).

### II.4. Poutres

Ce sont des éléments en béton armé, qui sont classées dans la catégorie des éléments structuraux, leur rôle principal est la transmission des charges verticales au système Porteur (poteaux et voiles).

- **Les poutres principales :**

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en satisfaisant la condition de la flèche suivante :

$$L_{\text{max}}/15 \leq h \leq L_{\text{max}}/10$$

Avec  $L_{\text{max}}=4,99\text{m}$

$$\text{Alors : } 499/15 \leq h \leq 499/10 \quad 33,27 \leq h \leq 49,9$$



On opte  $h=40\text{cm}$

$0,4h \leq b \leq 0,8h$  (BAEL)

$16 \leq b \leq 32$  soit  $b=30\text{cm}$

#### **Vérification des exigences du RPA99v2003 :**

- $b=30 > 20\text{cm}$ ..... condition vérifiée

- $h=40 > 30\text{cm}$ .....condition vérifiée

- $h/b=40/30=1,33 < 4$ .....condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées donc on opte pour des poutres principales avec une section de  $(30*40)\text{cm}^2$

#### **Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$L_{\max}=4,75-0,3=4,45\text{m}$

$445/15 \leq h \leq 445/10 \rightarrow 29,67 \leq h \leq 44,5$

Soit  $h=35\text{ cm}$ ,  $b=30\text{cm}$

#### **Vérification des exigences du RPA99v2003**

Selon les recommandations du RPA99V2003, on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b=30 > 20\text{cm}$ .....condition vérifiée

- $h=35 > 30\text{cm}$ .....condition vérifiée

- $h/b=35/30=1,167 < 4$ .....condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées donc on opte pour les poutres secondaires avec une section de  $(30* 35)\text{cm}^2$ .

### **II.5. Poteaux**

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé. Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon les règlements suivants :

**BAEL91 (Art.B.8.4.1)** : En appliquant le critère de résistance et le critère de stabilité

De forme (flambement).

#### **Les conditions du RPA 99v2003(Art.7.4.1).**

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

-sous-sol, entre sol  $(45*50)\text{ cm}^2$

-RDC, 1<sup>er</sup> étage  $(45*45)\text{ cm}^2$

-2,3<sup>ème</sup> étage  $(40*45)\text{ cm}^2$

-4,5<sup>ème</sup> étage  $(40*40)\text{ cm}^2$

-6,7<sup>ème</sup> étage  $(35*40)\text{ cm}^2$

-8,9<sup>ème</sup> étage  $(35*35)\text{ cm}^2$

### **II.6. Les voiles**

Les voiles sont des éléments verticaux en console encastés au sol en béton armé et ayant une épaisseur faible vis-à-vis de leur largeur, ils représentent une ligne de défense contre les séismes. De ce fait, ils peuvent au besoin remplir la fonction de contreventement et/ou de portance de la structure. Leur pré

dimensionnement passe par les considérations du RPA99v2003 (**Art. 7.7.1**), qui définissent un voile comme un élément satisfaisant les conditions suivantes :

L'épaisseur minimale du voile doit être dans tous les cas supérieurs à 15 cm et doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité à leurs extrémités.

$$e \geq \max (h_e/20 ; 15\text{cm})$$

- Pour le sous-sol :  $h_e = 2,66 - 0,4 = 2,26\text{m}$       donc  $e \geq \max (11,3 ; 15) = 15\text{cm}$
- Pour l'entre sol :  $h_e = 3,57 - 0,4 = 3,17\text{m}$       donc  $e \geq \max (15,85 ; 15) = 15,85\text{cm}$
- Pour RDC :  $h_e = 3,17\text{m}$       donc  $e \geq \max (15,85 ; 15) = 15,85\text{cm}$
- Pour les étages courants :  $h_e = 2,89 - 0,4 = 2,49\text{m}$       donc  $e \geq \max (12,45 ; 15) = 15\text{cm}$

Il sera pris une épaisseur de :

-e=20cm pour sous-sol, l'entre sol et RDC

-e=15cm pour les étages courants

\*la longueur des voiles :

$$L \geq 4 * e ;$$

-L ≥ 80cm pour le sous-sol et l'entresol et RDC

-L ≥ 60cm pour les étages courants

## II.7. Evaluation des charges et surcharges

### II.7.1. Charges permanentes

Les tableaux ci-dessous, désignent les charges permanentes des éléments suivants :

#### II.7.1.1. Toiture en terrasse inaccessible

**Tableau II.1.** Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (kN/m³)	L'épaisseur e (en m)	Poids (en kN/m²)
1	Protection en gravillon roulé	20	0,04	0,8
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	Isolation thermique ou liège	18	0,015	3,2
4	Forme de pont	22	0,1	2,2
5	Plancher à corps creux	/	(0,2+0,04)	3,2
6	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				6,79
Charge d'exploitation Q				1

### II.7.1.2. Plancher terrasse accessible

*Tableau II.2. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible*

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (knN/m³)	L'épaisseur e (en m)	Poids (en kN/m²)
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Forme de pont	22	0,1	2,2
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Plancher à corps creux	/	(0,2+0,04)	3,2
6	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,80</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

### II.7.1.3. Plancher étage courant et RDC

*Tableau II.3. Evaluation des charges revenant au plancher à corps creux*

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (kN/m³)	L'épaisseur e (en m)	Poids (en kN/m²)
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,03	0,54
4	Plancher à corps creux	/	(0,2+0,04)	3,2
5	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
6	Cloison de séparation	9	0,1	0,9
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,68</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

### II.7.1.4. Plancher de sous-sol et l'entresol

*Tableau II.3. Evaluation des charges revenant au plancher à corps creux*

	Désignation des éléments	Poids volumique (k N/m³)	L'épaisseur E(en m)	Poids (en kN/m²)
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,03	0,54
4	Plancher à corps creux	/	(0,2+0,04)	3,2
5	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
<b>Charge permanente G :</b>				<b>4,78</b>

Charge d'exploitation étage commerciaux Q	5
Charge d'exploitation à usage personnel (garage personnel) Q	2,5

### II.7.1.3. Plancher à dalle pleine (ascenseur)

Tableau II.5 Evaluation des charges de la dalle pleine (ascenseur)

	Désignation des éléments	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	L'épaisseur E(en m)	Poids (en kN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,03	0,54
4	Dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,33</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>		<b>Etage courant</b>		<b>2,5</b>
		<b>Terrasse inaccessible</b>		<b>1</b>

### II.7.1.4. Acrotère terrasse inaccessible

Tableau II.6 Evaluation des charges de l'acrotère

Type	Poids de l'acrotère	Enduit en ciment extérieur	Enduit en ciment intérieur	Poids totale
1	1,712	0,18	0,24	2,132
<b>Charge permanente G</b>				<b>2,132</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

### II.7.1.5. Les murs

Tableau II.7 Evaluation des charges des murs

Désignation des éléments	Poids volumique	L'épaisseur	Poids total
Brique creuse	9	0,15	1,35
Brique creuse	9	0,1	0,9
Enduit en ciment	20	0,015	0,3
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
L'âme d'air	/	0,1	/
<b>Charge permanente G</b>			<b>2,75</b>

### II.7.1.6. Le palier

**Tableau II.8** Evaluation des charges de palier

	Désignation des éléments	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	L'épaisseur e (en m)	Poids (en kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,18	4,5
5	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,9</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>2,5</b>

### II.7.1.7. La volée

**Tableau II.9** Evaluation des charges de volée

Eléments		Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids
Paillasse		25	0,18/cos $\alpha$	5,33
carrelage	horizontale	22	0,2	0,44
	verticale	22	0,02h/g	0,25
Mortier de pose	horizontale	20	0,02	0,4
	verticale	20	0,02h/g	0,23
Enduit en plâtre		10	0,02/cos $\alpha$	0,237
Poids des marches		22	h/2	1,87
Garde de corps		/	/	0,6
<b>Charge permanent G (kN /m<sup>2</sup>)</b>				<b>9,35</b>

### II.7.1.8. Plancher à dalle pleine (balcon)

**Tableau II.10** Evaluation des charges de la dalle pleine

	Désignation des éléments	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	L'épaisseur E(en m)	Poids (en kN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4

3	Lit de sable	18	0,03	0,54
4	Dalle pleine	25	0,12	3
5	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
<b>Charge permanente G</b>				4,58
<b>Charge d'exploitation Q</b>				3,5

### Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon trois critères :

- Critère de résistance
- Critère de stabilité de forme
- Conditions de RPA99/2003

### Poids propre des éléments revenant au poteau le plus sollicité, l'étude de poteau centrale D4 :

- La surface afférente :

$$S_{aff} = S1+S2+S3+S4$$

$$S_{aff} = 2,225*(2,225+1,5) + 2,5*(2,225+1,5) = 17,6m^2$$

$$S_{poutre} = 0,3*(2,225+2,225+1,5+2,5) = 2,535m^2$$

### Poids du plancher :

- Terrasse inaccessible :

$$G = 17,6 * 6,79 = 119,5kN$$

$$Q = 17,6 * 1 = 17,6kN$$

- RDC et étages courants :

$$G = 17,6 * 5,68 = 99,97kN$$

$$Q = 17,6 * 1,5 = 26,4kN$$

Entresol :

$$G = 17,6 * 4,78 = 84,13kN$$

$$Q = 17,6 * 5 = 88kN$$

Sous-sol :

$$G = 84,13kN$$

$$Q = 17,6 * 2,5 = 44kN$$

### Poids de poutre :

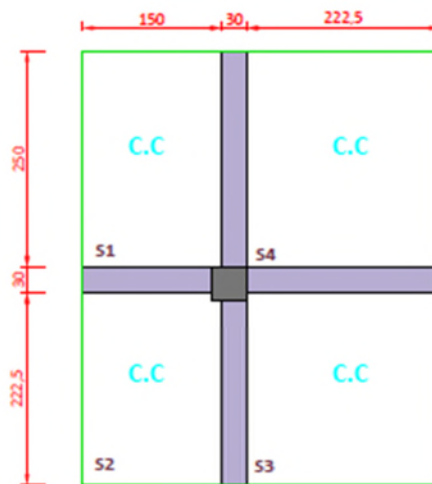


Figure II.8. Surface afférente du poteau central D4

- Poutre principale :

$$L_{pp}=4,725\text{m}$$

$$G_{pp}=0,3*0,4*4,725*25=14,18\text{kN}$$

- Poutre secondaire :

$$L_{ps}=3,725\text{m}$$

$$G_{ps}=0,3*0,35*3,725*25=9,78\text{kN}$$

$$G_p=G_{pp}+G_{ps}=23,96\text{kN}$$

### Poids des poteaux :

$$G_{pot}=S*h*25$$

- Sous-sol:  $h=2,5+0,16=2,66\text{m}$

$$G_{pot}=25*0,45*0,5*2,66=14,96\text{kN}$$

- L'entresol:  $h=3,06\text{m}$

$$G_{pot}=25*0,45*0,5*3,06=17,21\text{kN}$$

- RDC:  $h=3,57\text{m}$

$$G_{pot}=25*0,45*0,45*3,57=18,07\text{kN}$$

- Étage 1:  $h=2,73+0,16=2,89\text{m}$

$$G_{pot}=25*0,45*0,45*2,89=14,63\text{kN}$$

- Étages 2 et 3:  $h=2,89\text{m}$

$$G_{pot}=25*0,4*0,45*2,89=13,01\text{kN}$$

- Étage 4 et 5 :  $h=2,89\text{m}$

$$G_{pot}=25*0,4*0,4*2,89=11,56\text{kN}$$

- Étage 6 et 7 :  $h=2,89\text{m}$

$$G_{pot}=25*0,35*0,4*2,89=10,12\text{kN}$$

- Étage 8 et 9 :  $h=2,89\text{m}$

$$G_{pot}=25*0,35*0,35*2,89=8,85\text{kN}$$

### La loi de dégression :

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2 \dots Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment, on adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- étage 9 :  $Q_0=17,6*1=17,6\text{kN}$
- étage 8 :  $Q_0+Q_1=44\text{kN}$
- étage 7 :  $Q_0+0,95 (Q_1+Q_2) =67,76\text{kN}$
- étage 6 :  $Q_0+0,9 (Q_1+Q_2+Q_3) =88,88\text{kN}$
- étage 5 :  $Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4) =107,36\text{kN}$
- étage 4 :  $Q_0+0,8 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5) =124,2\text{kN}$
- étage 3 :  $Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =136,4\text{kN}$
- étage 2 :  $Q_0+0,71 (Q_1+Q_2 +Q_3+ Q_4+ Q_5+Q_6+Q_7) =148,81\text{kN}$
- étage 1 :  $Q_0+0,68 (Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) =161,22\text{kN}$
- RDC :  $Q_0+0,66 (Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) =174,42\text{kN}$
- entresol :  $Q_0+0,65 (Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) +Q_{10} =260,04\text{kN}$
- sous-sol :  $Q_0+0,636(Q_1+Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{11}) +Q_{10} =284,7\text{kN}$

**La descente de charge sur le poteau central :**

*Tableau II.11 descente de charge du poteau D4*

ETAGE	NIVEAU	ELEMENTS	CHARGE G en kN	SURCHAGE Q en kN
ETAGE 9	11	Plancher Poutre Poteau L'acrotère somme	119,5 23,96 8,85 2,132 154,44	17,6
ETAGE 8	10	Venant de 11 Plancher Poutre Poteau Somme	154,44 99,97 23,96 8,85 287,22	44
ETAGE 7	09	Venant de 10 Plancher Poutre Poteau Somme	287,22 99,97 23,96 10,12 421,27	67,76
ETAGE 6	08	Venant de 09 Plancher Poutre Poteau somme	421,27 99,97 23,96 10,12 555,32	88,88
ETAGE 5	07	Venant de 08 Plancher Poutre Poteau Murs Somme	555,32 99,97 23,96 11,56 31,67 722,48	107,36



ETAGE 4	06	Venant de 07 Plancher Poutre Poteau Murs somme	722,48 99,97 23,96 11,56 31,67 889,64	124,2
ETAGE 3	05	Venant de 06 Plancher Poutre Poteau Murs Somme	889,64 99,97 23,96 13,01 31,67 1058,25	136,4
ETAGE 2	04	Venant de 05 Plancher Poutre Poteau Murs somme	1058,25 99,97 23,96 13,01 31,67 1226,86	148,81
ETAGE 1	03	Venant de 04 Plancher Poutre Poteau Murs somme	1226,86 99,97 23,96 14,63 31,67 1397,09	161,22
RDC	02	Venant de 03 Plancher Poutre Poteau somme	1397,09 99,97 23,96 18,07 1539,1	174,42
ENTRESOL	01	Venant de 02 Plancher Poutre Poteau somme	1539,1 84,13 23,96 17,21 1664,4	260,04
SOUS-SOL	00	Venant de 01 Plancher Poutre Poteau somme	1664,4 84,13 23,96 14,96 1787,45	284,7
			1,35G=2413,05	1,5Q=427,05

A l'ELU :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 2838,11 \text{ kN}$

Afin de prendre en considération la continuité des portiques le CBA93 (article 3.8.1.1) nous exige de majorer l'effort  $N_u$  comme suit :

- 10% poteau interne voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins trois travées
- 15% poteau dans le cas d'un bâtiment à deux travées

$$N_u^* = 1,1 \quad N_u = 1,1 * 2838,11 = 3121,92 \text{ kN}$$

**Remarque :** d'après le calcul et les résultats obtenus dans l'étude de poteau de la cage d'escalier on conclut que le poteau central est le plus sollicité.

**Vérification au flambement :**

D'après le **CBA93 (article 6.8.8.1)**

$$N_u \leq \alpha * \left( \frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_s} + \frac{A_s}{\gamma_s} \right)$$

$$B_r = (b - 2) * (h - 2)$$

On a:  $\alpha = f(\lambda)$  avec:  $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$  ..... si  $\lambda \leq 50$

$$\alpha = \frac{0,6}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} \text{ ..... Si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$* \lambda = \frac{L_f}{i}, L_f = 0,7 L_0 = 0,7 * 2,66 = 1,86 \text{ m}$$

$$* I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0,5^4}{12} = 5,21 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$* i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0,144 \text{ m}$$

Donc  $\lambda = \frac{1,86}{0,144} = 12,92 < 50$  ce qui donne :

$$- \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 * \left(\frac{12,92}{35}\right)^2} = 0,827$$

On prend  $A_s = 1\% B_r$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u^*}{\alpha * \left( \frac{f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right)}$$

$$B_{rcal} \geq 0,177 \text{ m}^2$$

$B_r = (50-2) * (50-2) = 0,23 \text{ m}^2 > 0,177 \text{ ..... c'est vérifié}$

**Tableau II.13** vérification au flambement de poteau central pour tous les niveaux :

Niveau	$N_u^*$	i	$\lambda$	$\alpha$	$B_r$	$B_{rcal}$	observation
9	258,38	0,13	15,56	0,818	0,1089	0,015	Vérifié
8	499,12	0,13	15,56	0,818	0,1089	0,029	Vérifié
7	737,4	0,13	15,56	0,818	0,1254	0,042	Vérifié
6	971,3	0,13	15,56	0,818	0,1254	0,055	Vérifié
5	1250,02	0,13	15,56	0,818	0,1444	0,071	Vérifié
4	1526,04	0,13	15,56	0,818	0,1444	0,087	Vérifié
3	1796,56	0,144	14,05	0,823	0,1634	0,101	Vérifié

2	2067,42	0,144	14,05	0,823	0,1634	0,117	Vérfié
1	2340,69	0,144	14,05	0,823	0,1849	0,132	Vérfié
RDC	2573,35	0,144	17,35	0,810	0,1849	0,147	Vérfié
Entresol	2900,7	0,144	14,87	0,820	0,2064	0,164	Vérfié
Sous-sol	3121,92	0,144	12,92	0,827	0,2064	0,175	Vérfié

### Vérfication des conditions du RPA99/2003 :

- $\min(b ; h) = 30 > 25\text{cm}$ .....Condition vérfiée
- $\min(b ; h) = 30 > h_e/20 = 16,65\text{cm}$ ..... Condition vérfiée
- $1/4 \leq h/b=1,33 \leq 4$  ..... Condition vérfiée

### Conclusion

Les conditions sont vérfiées donc on opte les dimensions proposées comme suit :

- poutre principale :  $(30*40) \text{ cm}^2$
- poutre secondaire :  $(30*35) \text{ cm}^2$

Les dimensions des poteaux :

*Tableau II.14. Les dimensions adoptées pour les poteaux dans les différents étages*

Niveau	Sous-sol et entresol	RDC et Etage1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9
Dimensions (cm <sup>2</sup> )	(45*50)	(45*45)	(40*45)	(40*40)	(35*40)	(35*35)

# Chapitre III - Etude des éléments secondaires

## Introduction

Les éléments secondaires (non structuraux) sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, ils n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismique, Leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie ou bien en béton.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalle pleine) ;
- Les escaliers ;
- Poutre palière ;
- Les poutres de chainages ;
- L'acrotère ;
- L'ascenseur

### III.1. Etude des planchers

#### II.1.1. Etude des planchers à corps creux

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux ( $20 + 4 = 24$  cm).

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

Les poutrelles sont des sections en Té, elles portent les entrevous, ces derniers servent de coffrage perdu pour la dalle de compression, elles sont calculées en flexion simple en respectant le critère d'inertie constante.

##### II.1.1.1. Type de poutrelles

Selon la disposition adoptée, les planchers présentent quatre types de poutrelles qui sont résumés dans les figures suivantes :

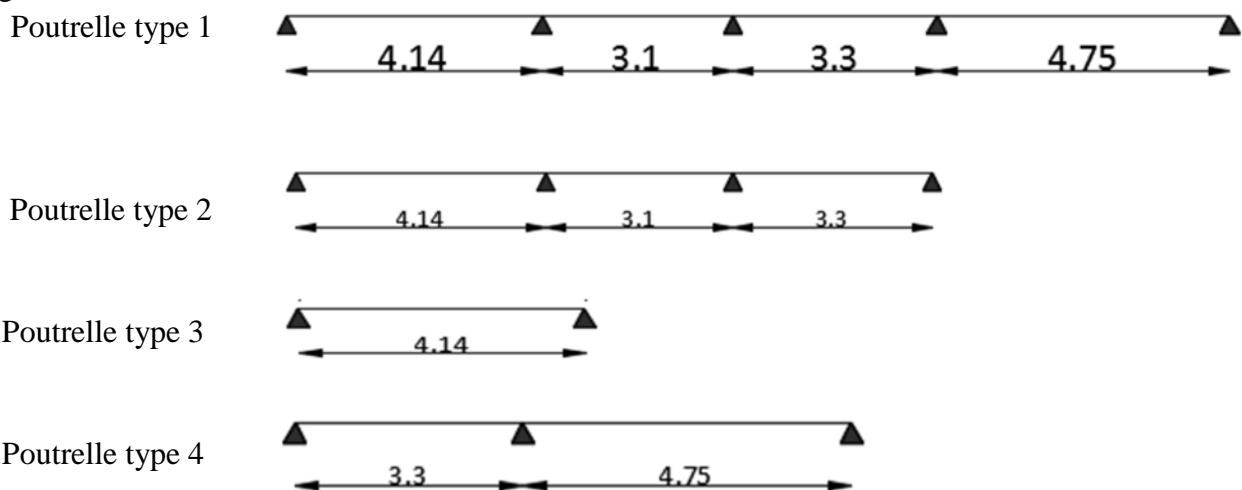


Figure III.1 Schéma des différents types de poutrelles

Les différents types de poutrelles sont disposés comme suit :

- Sous-sol et entresol : type (1,2,3)
- Plancher RDC et 1<sup>er</sup> étage : type (1,2,3 ,4)
- Plancher (2<sup>ème</sup> aux 9<sup>ème</sup>) étage : type (1,3,4)

### II.1.1.2. Méthode de calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues, soumises à la flexion simple, et au cisaillement. Dans ce projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- Poutrelles isostatique : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- Poutrelles hyperstatique (continue) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

#### III.1.1.2.1. Méthode forfaitaire (CBA article b6.2.2.1)

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

- Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5 \text{ kN/m}^2 ; 2G)$
- Les portées successives doivent satisfaire la condition  $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N)
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{Constant}$ )

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (type 1 pour les étages courants)

- $Q = 1,5 \leq \min(5 ; 2*5,68) \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.
- $0.8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25$  ( $L_i/L_{i+1}) = (414/310) = 1.33 > 1.25 \dots\dots\dots$  Condition non vérifiée.
- $330/475 = 0.69 < 0.8 \dots\dots\dots$  Condition non vérifiée.

La deuxième condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée pour tous les étages, donc on calcul avec la méthode de Caquot Minorée.

**Remarque :** les deux types **T<sub>2</sub>** et **T<sub>4</sub>** font partie de **T<sub>1</sub>** donc le calcul se fait aussi par la méthode de Caquot minorée.

#### III.1.1.2.2. Méthode de Caquot Minorée

Cette méthode s'applique lorsqu'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode se base sur la méthode des trois moments. On minore « G » par un coefficient de « 2/3 » uniquement pour le calcul des moments aux appuis, tandis que pour le calcul les moments en travées, on revient à l'intégralité de « G ».  $G' = 2/3 * G$   
 Le calcul des charges revenant sur les appuis des poutrelles est représenté dans les tableaux suivants :

Niveau	G'=2G/3 (kN/m <sup>2</sup> )	Q(kN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			P <sub>u</sub> '(kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> '(kN/m) =L <sub>0</sub> *p <sub>u</sub> '	P <sub>s</sub> '(kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> '(kN/m) =L <sub>0</sub> *p <sub>s</sub> '
Sous-sol	3,19	2,5	8,06	5,24	5,69	3,7
Entresol	3,19	5	11,8	7,67	8,19	5,32
1 <sup>ère</sup> étage (terrasse accessible)	4,53	1,5	8,37	5,44	6,03	3,92
RDC et 2 à 8 <sup>ème</sup> étage	3,79	1,5	7,36	4,79	5,29	3,43
Terrasse inaccessible	4,53	1	7,6	4,94	5,52	3,58

Tableau III.1 les charges appliquées sur les appuis des poutrelles

### II.1.1.3. Calcul des sollicitations dans les poutrelles

Exemple de calcul : type 4 de l'étage courant

#### Moments aux appuis :

##### -Appuis de rive :

$M_A = M_C = 0$ , mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif  $M = - 0,15 M_0$ , tel que :

$$M_0 = (q_u' * L^2) / 8 \text{ avec } L = \max(L_{AB}; L_{BC}) = 4,75\text{m}$$

$$M_0^u = (4,79 * 4,75^2) / 8 = 13,51\text{kN.m}$$

$$M_0^s = (3,43 * 4,75^2) / 8 = 9,67\text{kN.m}$$

##### ELU :

$$M_A = M_C = -2,026\text{kN.m}$$

##### ELS :

$$M_A = M_C = -1,45\text{kN.m}$$

##### -Appuis intermédiaires :

$$M_B = -q' * \left( \frac{L'_g{}^3 + L'_d{}^3}{8,5 * (L'_g + L'_d)} \right)$$

Avec :

$$L' = \begin{cases} l: & \text{si la travée est de rive} \\ 0,8l: & \text{si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

**ELU :**

$$M_B = -4,78 * \frac{3,3^3 + 4,75^3}{8,5 * (3,3 + 4,75)} = -10,008 \text{ kN.m}$$

**ELS :**

$$M_B = -3,43 * \frac{3,3^3 + 4,75^3}{8,5 * (3,3 + 4,75)} = -7,186 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_t = M_0(x) + M_g \left( 1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left( \frac{x}{l} \right)$$

$M_0$  : le moment max dans la travée supposée isostatique

$$M_0(x) = \frac{q * x}{2} * (l - x) \rightarrow x = \frac{l}{2} - \left( \frac{M_g - M_d}{q * l} \right) \text{ Avec :}$$

$M_g$  : le moment de l'appui à gauche de la travée considérée

$M_d$  : le moment de l'appui à droite de la travée considérée

$l$  : la longueur de la travée

**Travée AB :**

$$l = 3,3 \text{ m}, \quad x = \frac{3,3}{2} - \left( \frac{0 - (-10,008)}{6,45 * 3,3} \right) = 1,18 \text{ m}$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) * L_0 = 6,45 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (G + Q) * L_0 = 4,67 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_0(x) = \frac{6,45 * 1,18}{2} (3,3 - 1,18) = 8,07 \text{ kN.m} \\ M_{AB}^u = 8,07 + 0 + (-10,008) * \frac{1,18}{3,3} = 4,485 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_0(x) = \frac{4,67 * 1,18}{2} (3,3 - 1,18) = 5,84 \text{ kN.m} \\ M_{AB}^s = 5,84 + 0 + (-7,186) * \frac{1,18}{3,3} = 3,268 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Travée BC :**

$$l = 4,75 \text{ m}, \quad x = \frac{4,75}{2} - \left( \frac{-0 + (-10,008)}{6,45 * 4,75} \right) = 2,702 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_0(x) = \frac{6,45 \cdot 2,702}{2} (4,75 - 2,702) = 17,85 \text{ kN.m} \\ M_{AB}^u = 17,85 + 0 + (-10,008) \cdot \left(1 - \frac{2,702}{4,75}\right) = 13,523 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_0(x) = \frac{4,67 \cdot 2,702}{2} (4,75 - 2,702) = 12,92 \text{ kN.m} \\ M_{AB}^s = 12,92 + 0 + (-7,186) \cdot \left(1 - \frac{2,702}{4,75}\right) = 9,815 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Calcul des efforts tranchants :**

$$V = V_0 + \left(\frac{M_d - M_g}{l}\right) \quad \text{Avec } V_0 = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

**Travée AB :**

$$l = 3,3 \text{ m}$$

$$V_A = \frac{6,45 \cdot 3,3}{2} + \left(\frac{-0 + (-10,008)}{3,3}\right) = 7,605 \text{ kN}$$

$$V_B = -\frac{6,45 \cdot 3,3}{2} + \left(\frac{-0 + (-10,008)}{3,3}\right) = -13,67 \text{ kN}$$

**Travée BC :**

$$l = 4,75 \text{ m}$$

$$V_B = \frac{6,45 \cdot 4,75}{2} + \left(\frac{0 - (-10,008)}{4,75}\right) = 17,419 \text{ kN}$$

$$V_C = -\frac{6,45 \cdot 4,75}{2} + \left(\frac{0 - (-10,008)}{4,75}\right) = -13,205 \text{ kN}$$

**Les sollicitations dans les différents types de poutrelles aux différents étages :**

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivant :

- **Sous-sol :**

*Tableau III.2 les sollicitations dans les différents types de poutrelle pour sous-sol*

Types	ELU				ELS		
	$M_a^{\text{rive}}$ (kN.m)	$M_a^{\text{inter}}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$V_u$ (KN)	$M_a^{\text{rive}}$ (kN.m)	$M_a^{\text{inter}}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)
Type 1	-2,22	-10,463	13,839	17,954	-1,56	-7,389	9,907
Type 2	-1,68	-8,019	10,482	-15,665	-1,19	-5,663	7,504
Type 3	-1,68	/	14,209	13,728	-1,19	/	10,138
max	-2,22	-10,463	14,209	17,954	-1,56	-7,389	10,138

- **entresol :**

*Tableau III.3 les sollicitations dans les différents types de poutrelle pour l'entresol*



Types	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (kN.m)	$M_a^{inter}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$V_u$ (KN)	$M_a^{rive}$ (kN.m)	$M_a^{inter}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)
Type 1	-3,83	-15,335	18,485	24,767	-2,69	-10,637	13,005
Type 2	-2,91	-11,753	13,998	-21,612	-2,04	-8,152	9,848
Type 3	-2,91	/	19,43	18,77	-2,04	/	13,62
max	-3,83	-15,335	19,43	24,767	-2,69	-10,637	13,62

- **RDC et première étage :**

*Tableau III.4 les sollicitations dans les différents types de poutrelle pour terrasse accessible (Étage 1)*

types	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (kN.m)	$M_a^{inter}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$V_u$ (KN)	$M_a^{rive}$ (kN.m)	$M_a^{inter}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)
Type 1	-2,388	-8,336	12,023	17,394	-1,73	-6,009	8,749
Type 3	-2,388	/	15,92	15,38	-1,73	/	11,56
Type 4	-2,388	-8,336	15,92	17,394	-1,73	-6,009	11,56

- **RDC et étages courants**

*Tableau III.5 les sollicitations dans les différents types de poutrelle pour RDC et étages courants*

types	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (kN.m)	$M_a^{inter}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$V_u$ (KN)	$M_a^{rive}$ (kN.m)	$M_a^{inter}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)
Type 1	-2,73	-9,566	13,714	17,326	-1,97	-6,869	9,952
Type 3	-2,07	/	13,81	13,34	-1,5	/	10
Type 4	-2,73	-10,008	13,523	17,419	-1,97	-7,186	9,815
max	-2,73	-10,008	13,81	17,419	-1,97	-7,186	9,952

- **Terrasse inaccessible (étage9) :**

*Tableau III.6 les sollicitations dans les différents types de poutrelle pour terrasse inaccessible*

types	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (kN.m)	$M_a^{inter}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$V_u$ (KN)	$M_a^{rive}$ (kN.m)	$M_a^{inter}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)
Type 1	-2,09	-9,889	14,921	18,548	-1,51	-7,181	10,917
Type 3	-2,23	/	14,85	14,34	-1,63	/	-10,63
Type 4	-2,09	-10,347	14,722	18,644	-1,51	-7,513	10,773

max	-2,23	-10,347	14,921	18,644	-1,63	-7,513	10,917
-----	-------	---------	--------	--------	-------	--------	--------

**- Ferrailage des poutrelles :**

Le ferrailage des poutrelles des différents niveaux s'effectuera en fonction des sollicitations maximales

**Tableau III.7** les sollicitations maximales pour les différents niveaux

Niveau	ELU				ELS		
	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (kN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kN.m)	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (kN.m)	M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kN.m)
Sous-sol	-2,22	-10,463	14,209	17,954	-1,56	-7,389	10,138
Entresol	-3,83	-15,335	19,43	24,767	-2,69	-10,637	13,62
Terrasse accessible (étage 1)	-2,388	-8,336	15,92	17,394	-1,73	-6,009	11,56
RDC et étages coutants	-2,73	-10,008	13,81	17,419	-1,97	-7,186	9,952
Terrasse inaccessible	-2,23	-10,347	14,921	18,644	-1,63	-7,513	10,917

**Exemple de calcul :** terrasse inaccessible

**A- Calcul des armatures longitudinales**

**En travée :**

Les poutrelles se calculent comme des sections en T en flexion simple, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

$$h_t = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, d = 22 \text{ cm}, d' = 2 \text{ cm}, b = 65 \text{ cm}, M_t = 14,981 \text{ kN.m}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}, F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, F_{bu} = 14,2 \text{ MPa}, F_c = 400 \text{ MPa}$$

Moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 * \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 14,2 * 0,65 * 0,04 * \left( 0,22 - \frac{0,04}{2} \right) = 0,074 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a } M_u = 0,014921 \text{ MN.m} < M_{tu} = 0,074 \text{ MN.m}$$

⇒ la table de compression n'est pas entièrement comprimée.

L'axe neutre passe par la table de compression. Donc, calcul d'une section rectangulaire

$(b \times h)$

$$u_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{14,921 * 10^{-3}}{14,2 * 0,65 * 0,22^2} = 0,033 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$\Rightarrow A' = 0$  donc les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires.

$$-\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$-\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,033}) = 0,042$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22 * (1 - 0,4 * 0,042) = 0,216 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}} = \frac{14,981 * 10^{-3}}{0,216 * 348} = 1,98 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité : CBA93 (Article A.4.2.1)**

$$A_t^{min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 0,65 * 0,22 * 2,1}{400} = 1,72 \text{ cm}^2 < A_t^{cal} = 1,98 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

- **Appui intermédiaire :**

Les moments au niveau des appuis sont négatifs ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section de  $(b_0 * h)$ .

$$Ma = 10,347 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{10,347 * 10^{-3}}{0,12 * 0,22^2 * 14,2} = 0,126 < 0,186$$

$\Rightarrow$  pivot A  $\Rightarrow A' = 0 \Rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$-\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,12}) = 0,148$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22 * (1 - 0,4 * 0,16) = 0,233 \text{ m}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_t}{Z * f_{st}} = \frac{10,347 * 10^{-3}}{0,233 * 348} = 1,28 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité: CBA93 (Article A.4.2.1)**

$$A_a^{min} = \frac{0,23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 0,12 * 0,22 * 2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2 < A_t^{cal} = 1,28 \text{ cm}^2$$

- **Appuis de rives :**

$$Ma = 2,23 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{2,23 * 10^{-3}}{0,12 * 0,22^2 * 14,2} = 0,027 < 0,186$$

⇒ pivot A ⇒ A'=0 ⇒ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$-\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,035}) = 0,033$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22 * (1 - 0,4 * 0,033) = 0,223m$$

$$A_a^{int} = \frac{M_t}{Z * f_{st}} = \frac{2,23 * 10^{-3}}{0,223 * 348} = 0,29cm^2$$

$$A_a^{min} = \frac{0,23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 0,12 * 0,22 * 2,1}{400} = 0,32cm^2 > A_t^{cal} = 0,29cm^2$$

### Choix des barres :

- En travée : A=1,99cm<sup>2</sup> ⇒ soit 2HA12+1HA8=2,76cm<sup>2</sup>

- En appui intermédiaire : A=1,28cm<sup>2</sup> ⇒ soit 2HA12=2,26cm<sup>2</sup>

- En appui de rive : A=0,32 ⇒ soit 1HA8=0,5cm<sup>2</sup>

### B- Calcule des armatures transversales : BAEL99(Article5.1.2.2)

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{min}, \frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(8; 12; 6,85) = 6,85mm$$

Soit  $\phi_t = 8mm$  ⇒ on adopte un étrier  $\phi_8$  : A<sub>trans</sub>=1 $\phi_8$  =0.5cm<sup>2</sup>

### Vérification au cisaillement CBA93(ArticleA.5.1.1)

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} = \frac{18,548 * 10^{-3}}{0,12 * 0,22} = 0,702MPa$$

$$\tau_u = 0,702 < \bar{\tau} = 3,33 MPa$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

### Escapement (St):

$$1-St \leq \min(0,9d; 40cm) = 19,8cm \Rightarrow St \leq 19,8cm$$

$$2-St \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} \Rightarrow St \leq 47,5cm$$

$$3-St \leq \frac{0,8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau_u - 0,3 * f_{t28})} \Rightarrow St \leq 20,74cm$$

$$St \leq \min(1; 2; 3) = 19.8cm$$

D'où, St=15cm

### Vérification de la jonction Table – Nervure :

$$\tau_u = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0,9 * b * h_0 * d} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{0,265 * 18,548 * 10^{-3}}{0,9 * 0,65 * 0,04 * 0,22} = 0,95 < 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas risque de cisaillement à la jonction table-nervure.

### Vérification des armatures longitudinales $A_l$ :

#### - Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 3,26 \text{cm}^2$$

$$A_l = 3,26 \geq \frac{1,15 * 18,548 * 10^{-3}}{400} = 0,53 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### - Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{max} + \frac{M_u}{0,9 * d})$$

$$\frac{1,15}{400} \left( 18,548 * 10^{-3} + \frac{-9,889 * 10^{-3}}{0,9 * d} \right) = -0,902 \text{cm}^2 < 0$$

⇒ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

### Vérification de la bielle :

$$\sigma_{bc} \leq \frac{0,8 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} \leq \frac{2 * V_u}{a * b_0}$$

$$\Rightarrow V_u \leq 0,267 a * b_0 * f_{c28}$$

$$a = \min(0,9d; \text{largeur de l'appui} - 4 \text{cm}) = \min(19,8; 26) = 19,8 \text{cm}$$

Ce qui donne  $V_u \leq 158,598 \text{kN} \Rightarrow 18,548 < 158,598 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

### Vérification à L'ELS :

Les vérifications nécessaires sont :

-vérification des contraintes

-vérification de la flèche

### Vérification des contraintes :

$$\text{FPN} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$M_{ser}$  : moment max à L'ELS.

$I$ : Moment d'inertie par rapport à l'axe neutre.

$Y$  : position de l'axe neutre.

$$I = \frac{b*y^3}{3} - (b - b_0) * \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - 15A * d - (b - b_0) * \frac{h_0^2}{2} = 0$$

**\*en travée :**

$$M_{ser}=10.917kn.m , A_t=2.07cm^2$$

$$\text{Position de l'axe neutre(H)} : H = \frac{b*h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$H = -38.9cm^3 < 0$  donc l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  section en T

**Tableau III.8** vérification des contraintes dans le niveau de terrasse inaccessible

Position	$M_{ser}(kN.m)$	Y(m)	$I(m^4)10^{-5}$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
Travée	10,917	0,0473	14,63	3,53	15	Vérifiée
Appui de rive	2,14	0,0251	3,25	5,804	15	vérifiée
Appui inter	-7,181	0,043	12,34	2,62	15	Vérifiée

**Vérification de l'état limite de déformation :**

**Vérification de la flèche :**

$$L=4.75m, M_0 = q_s * \frac{l^2}{8} = 14,28kN.m , M_t=10,917 kN.m$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{24}{475} = 0,05 < \frac{10,917}{15*14,28} = 0,051 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b_0*d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,07}{12*22} = 0,00784 \leq \frac{3,6}{400} 0,009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$L = 4.75 < 8m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La première condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification à la flèche

Selon le **BAEL91** la flèche totale est définie comme suit :

$$\Delta_f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji}$$

Avec :  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée)

$f_{ji}$  : la flèche de l'ensemble des charges permanentes avant de mis en œuvre des cloisons

$f_{pi}$  : : la flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitation

$$f_{adm} = \begin{cases} \frac{L}{500} , L \leq 5m \\ \frac{L}{1000} + 0,5cm , L > 5m \end{cases}$$

$$\Delta_f \leq f_{adm}$$

$$*q_j = 0,65 G_{\text{plancher}} = 0,65 * 3,2 = 2,08 \text{ kN/m}$$

$$*q_g = 0,65 * G_{\text{terrasse}} = 0,65 * 6,79 = 4,41 \text{ kN/m}$$

$$*q_p = 0,65(G+Q) = 0,65(6,79+1) = 5,06 \text{ kN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} * l^2}{8} = \frac{(2,08 * 4,75^2)}{8} = 5,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} * l^2}{8} = \frac{(4,41 * 4,75^2)}{8} = 12,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} * l^2}{8} = \frac{(5,06 * 4,75^2)}{8} = 14,27 \text{ kN.m}$$

**calcul de  $\rho$  et  $\lambda$ :**

$$A_s = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 * d} = \frac{2,07}{12 * 22} = 0,0104$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) \rho} = 3,93 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = 0,4 * \lambda_i = 1,57 \dots\dots\dots \text{Déformation différée}$$

**Calcul de moment d'inertie  $I$  et la position de l'axe neutre  $Y$  :**

$$I = 14,64 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$Y = 4,69 \text{ cm}$$

**Calcul des contraintes  $\sigma$  :**

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = 104,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = 220,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = 253,02 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $\mu$  :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0,43$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0,67$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0,71$$

$$I_0 = 32246 \text{ cm}^4$$

**Calcul du moment d'inertie fictive :**

$$I_{fij} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 13923 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 10251 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 9880,9 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 18171 \text{ cm}^4$$

**Calcul des modules de young :**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

**Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{fji}} = 2,93 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{fgi}} = 8,43 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{fpi}} = 10,04 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 E_v \cdot I_{fgv}} = 14,27 \text{ mm}$$

$$\Delta_f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 12,95 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{4750}{500} = 9.5 \text{ mm} < \Delta_f = 16.09 \text{ mm} \dots \text{ La flèche n'est pas vérifiée}$$

Donc on doit augmenter la section d'acier

On adopte la section d'acier suivante :  $A_T = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ , ce qui donne :

$$\Delta_f = 9.156 \text{ mm} < f_{adm} = 9.5 \text{ mm}$$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (type1 terrasse inaccessible), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.9** résultats de ferrailage dans les différents niveaux

Niveau	Endroit	M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	travée	14,209	0,032	0,04	0,216	1,89	1,72	3HA12=3,39
	Appui inter	10,463	0,127	0,17	0,205	1,47	0,32	2HA12=2.26
	Appui de rive	2,22	0,027	0,034	0,217	0,29	0,32	1HA10=0.79



Entresol	travée	19,43	0,043	0,056	0,215	2,6	1,72	3HA14 =4,62
	Appui inter	15,335	0,1863	0,26	0,197	2,24	0,32	2HA12=2,26
	Appui de rive	3,83	0,046	0,059	0,214	0,512	0,32	1HA10=0,79
Terrasse accessible (1 <sup>er</sup> étage)	travée	15,92	0,0357	0,045	0,216	2,12	1,72	3HA12 =3,39
	Appui inter	8,336	0,101	0,134	0,208	1,15	0,32	2HA12=2,26
	Appui de rive	2,388	0,028	0,036	0,217	0,31	0,32	1HA10=0,79
RDC et étages courants	travée	13,81	0,031	0,039	0,216	1,833	1,72	3HA12=3,39
	Appui inter	10,008	0,121	0,163	0,206	1,4	0,32	2HA12=2,26
	Appui de rive	2,73	0,033	0,042	0,216	0,362	0,32	1HA10=0,79
Terrasse inaccessible	travée	14,981	0,033	0,042	0,216	1,99	1,72	3HA14=4,62
	Appui inter	9,889	0,12	0,16	0,205	1,38	0,32	2HA12 = 2,26
	Appui de rive	2,23	0,027	0,034	0,216	0,29	0,32	1HA10=0,79

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux suivant :

### Vérification à l'ELU :

*Tableau III.10 Les vérifications des poutrelles à l'ELU dans les différents niveaux*

Niveaux	Cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Bielle $V_u \geq$	Armatures longitudinales		Jonction $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
			Appui de rive	Appui intermédiaire	
Sous-sol	0,68<3,33	17,954<158,6	4,18>0,52	2,26	0,92<3,33
Entresol	0,94<3,33	24,767<158,6	5,41>0,71	3,39>2,94	1,27<3,33
Terrasse accessible (1 <sup>ère</sup> étage)	0,66<3,33	17,419<158,6	4,18>0,5	2,26>1,95	0,897<3,33
RDC et étages courants	0,66<3,33	17,419<158,6	4,18>0,5	2,26>1,95	0,897<3,33
Terrasse inaccessible	0,706<3,33	18,644<185,6	0,79>0,53	1,63>1,96	0,95<3,33
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### Vérification nécessaire à l'ELS :

*Tableau III.11 Les vérifications des poutrelles à l'ELS dans les différents niveaux*

Niveaux	Endroit	$M_s$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	Contraintes $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Sous-sol	Travée	10,138	3,39	5,24	17367	3,06<15	vérifiée
	Appui de rive	1,56	0,79	2,84	4874,1	0,91<15	vérifiée
	Appui inter	7,389	2,26	4,3	12343	2,57<15	vérifiée
Entresol	Travée	13,62	4,62	6,12	22274	3,74<15	vérifiée
	Appui de rive	2,69	0,79	2,84	4874,1	1,56<15	vérifiée
	Appui inter	10,637	2,26	4,3	12343	3,71<15	vérifiée
Terrasse accessible (1 <sup>ère</sup> étage)	Travée	11,56	3,39	5,24	17367	3,48<15	vérifiée
	Appui de rive	1,73	0,79	2,84	4874,1	1,01<15	vérifiée
	Appui inter	6,009	2,26	4,3	12343	2,09<15	vérifiée
RDC et étages courants	Travée	9,952	3,39	5,24	17367	3,004<15	vérifiée
	Appui de rive	1,97	0,79	2,84	4874,1	1,15<15	vérifiée
	Appui inter	7,186	2,26	4,3	12343	2,5<15	vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	10,917	4,62	6,13	22274	3,002<15	vérifiée
	Appui de rive	1,63	0,79	2,84	4874,1	0,95<15	vérifiée
	Appui inter	7,513	2,26	4,3	12343	2,62<15	vérifiée

### Vérification de la flèche :

Tableau III.12 vérification de la flèche dans les différents niveaux

Niveau	Sous-sol	Entresol	Terrasse accessible (1 <sup>ère</sup> étage)	RDC et étages courants	Terrasse inaccessible
Y(cm)	5,13	5,86	5,13	5,13	5,86
I(cm <sup>4</sup> )	17397	22413	17397	17397	22413
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	35677	38660	35677	35677	38660
$f_{ij}$ (mm)	2,47	1,97	1,21	3,56	1,94
$f_{ig}$ (mm)	4,41	3,36	3,71	5,55	5,28
$f_{ip}$ (mm)	7,62	8,18	4,82	7,49	6,25
$f_{vg}$ (mm)	8,08	6,61	6,75	9,98	10,01
$\Delta_f$ (mm)	8,82	9,46	6,64	8,36	9,03
$f_{adm}$ (mm)	9,5	9,5	8,28	9,5	9,5
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### Etude de la dalle de compression :

Selon le CBA93(B.6.8.4.2.3) la dalle de compression sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

-20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

-30 cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

En utilisant un treillis soudé TS de nuance  $F_e=500\text{MPa}$

#### Armatures perpendiculaire :

$$A_{\perp} = \frac{4*b}{f_e} = \frac{4*65}{400} = 0.65\text{cm}^2/\text{ml}$$

#### Armatures parallèles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325\text{cm}^2/\text{ml}$$

#### \*choix des barres :

$$- A_{\perp} : 5\emptyset 6/\text{ml}=1.41\text{cm}^2 \Rightarrow St=20\text{cm}\leq 20\text{cm}$$

$$- A_{\parallel} : 4\emptyset 6/\text{ml}=1.13\text{cm}^2 \Rightarrow St=25\text{cm}\leq 30\text{cm}$$

D'où on adopte un treillis soudé TS  $\emptyset 6$  (20\*20).

### II.1.2. Etude des planchers à dalle pleine

#### III.1.2.1. Dalle sur 3 appuis (D3) :

##### III.1.2.1.1. Evaluations des chargements et calculs des sollicitations :

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$G = 4,58 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,15 < 0,4$$

$$L_x = 0,84 < \frac{L_y}{2} = 2,715\text{m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = \frac{p*L_x^2*L_y}{2} - \frac{2}{3}p * L_x^3 \\ M_{0y} = \frac{p*L_x^3}{6} \end{cases}$$

$$p_u = 1,35G + 1,5Q = 11,433\text{kn/m}^2$$

$$p_s = G + Q = 8,08\text{kn/m}^2$$

#### À l'ELU

$$\{ M_{0x} = 17,385\text{kN.m}$$

$$\{ M_{0y} = 1,129\text{kN.m}$$

#### En travée :

$$\{ M_{tx} = 0.85M_{0x} = 14,777\text{kN.m}$$

$$\{ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0,96\text{kN.m}$$

**En appui :**

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,4M_{0x} = -6,95kN.m \\ M_{ay} = -0,4M_{0y} = -0,45kN.m \end{cases}$$

**à l'ELS**

$$\begin{cases} M_{0x} = 12,286kN.m \\ M_{0y} = 0,798kN.m \end{cases}$$

**En travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 10,44kN.m \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,678kN.m \end{cases}$$

**En appui :**

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,4M_{tx} = -4,91kN.m \\ M_{ay} = -0,4M_{ty} = -0,319kN.m \end{cases}$$

### III.1.2.1.2. Ferrailage à l'ELU

#### Calcul de ferrailage

La section à ferrailer est une section rectangulaire (b x h) à la flexion simple avec une bande de 1 ml.

**En travée :**

- **Dans le sens x-x :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu}bd^2} = \frac{0,014777}{14,2*1*0,1^2} = 0,104$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,138$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,0945m$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z*f_{st}} = \frac{0,014777}{0,0945*348} = 4,5cm^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2}(3 - \rho) * b * e \text{ avec } \rho_0 = 0,0008 (F_e400)$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2}(3 - 0,15) * 1 * 0,12 = 1,368cm^2$$

$$A_x > A_x^{min} \text{ donc on ferraille avec } A_x=4,5 cm^2$$

On choisit **4HA12=4,52cm<sup>2</sup>**

- **Dans le sens y-y :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{f_{bu}bd^2} = \frac{0,96}{14,2*1*0,1^2} = 0,0068$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0085$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,0997m$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{z*f_{st}} = \frac{0,014777}{0,0997*348} = 0,28cm^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 0,96cm^2$$

$$A_y < A_y^{min} \text{ donc on ferraille avec } A_y^{min}=0,96cm^2$$

On choisit **4HA8=2,01cm<sup>2</sup>**

**En appui :**

- Dans le sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0,049, \alpha = 0,063, z = 0,097m, A_{ax} = 2,05cm^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A^{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,1 * \frac{2,1}{400} = 1,21cm^2$$

$$A_x > A_x^{min} \text{ donc on ferraille avec } A_x = 2,58cm^2$$

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

- Dans le sens y-y :

$$\mu_{bu} = 0,0032, \alpha = 0,004, z = 0,0998m, A_{ay} = 0,13 < A_y^{min} \text{ donc on ferraille avec } A_y^{min} = 1,21cm^2$$

On choisit **4HA8=2,01cm<sup>2</sup>**

Calcul de l'espacement :

$$// lx : st \leq (3e ; 33) cm = 33cm \rightarrow st = 25cm$$

$$// ly : st \leq (4e ; 45) cm = 45cm \rightarrow st = 25cm$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**En travée :**

*Tableau III.13 les résultats de ferrailage en travée dans les différentes dalles*

Types		$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$	$A_{tx}$	$A_{tx}^{min}$	$A_{ty}$	$A_{ty}^{min}$	$A_{opt}$
DP1	x	0,007	0,0088	0,0996	0,29	1,0063	/	/	4HA10=3,14cm <sup>2</sup>
	y	0,0055	0,0069	0,0997	/	/	0,225	0,96	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
DP2	x	0,0101	0,013	0,099	0,42	1,09	/	/	4HA10=3,14cm <sup>2</sup>
	y	0,005	0,006	0,0998	/	/	0,19	0,96	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
DP3	x	0,104	0,138	0,0945	4,5	1,368	/	/	4HA12=4,52cm <sup>2</sup>
	y	0,0068	0,0085	0,0997	/	/	0,28	0,96	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
DP <sub>AS</sub> (étages courants)	x	0,016	0,02	0,129	0,84	1,27	/	/	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
	y	0,011	0,014	0,129	/	/	0,61	1,2	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
DP <sub>AS</sub> (terrasse)	X	0,013	0,016	0,129	0,67	1,27	/	/	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
	y	0,009	0,011	0,129	/	/	0,49	1,2	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
DP5	x	0,053	0,069	0,097	2,24	1,26	/	/	4HA10=3,14cm <sup>2</sup>
	y	0,014	0,017	0,099	/	/	0,56	0,96	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>

**En appui :**

Tableau III.14 les résultats de ferrailage en appui dans les différentes dalles

Types		$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$	$A_{ax}$	$A_{ax}^{min}$	$A_{ay}$	$A_{ay}^{min}$	$A_{opt}$
DP1	X	0,0025	0,0031	0,0999	0,101	1,21	/	/	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
	y	0,0019	0,0024	0,0999	/	/	0,079	1,21	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
DP2	x	0,0036	0,0045	0,0998	0,15	1,21	/	/	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
	y	0,0017	0,0021	0,0999	/	/	0,07	1,21	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
DP3	x	0,049	0,063	0,097	2,05	1,21	/	/	4HA10=3,14cm <sup>2</sup>
	y	0,0031	0,004	0,0998	/	/	0,13	1,21	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
DPAs (étages courants)	x	0,0056	0,07	0,129	0,3	1,57	/	/	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
	y	0,004	0,005	0,129	/	/	0,21	1,57	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
DPAs (terrasse)	X	0,004	0,005	0,129	0,24	1,57	/	/	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
	y	0,003	0,004	0,129	/	/	0,17	1,2	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
DP5	x	0,025	0,031	0,099	1,04	1,21	/	/	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
	y	0,006	0,008	0,099	/	/	0,26	1,21	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>

**Calcul de l'espacement** : pour tous les types

// lx :  $st \leq (3e ; 33) \text{ cm} = 33\text{cm} \rightarrow st = 25\text{cm}$

// ly :  $st \leq (4e ; 45) \text{ cm} = 45\text{cm} \rightarrow st = 25\text{cm}$

**Vérification à l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,17\text{MPa}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} V_u^x = p_u * \frac{L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 4,8\text{kN} \\ V_u^y = p_u * \frac{L_y}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 0,02\text{kN} \end{cases}$$

- Dans le sens x-x

$$\tau_u = \frac{4,8 * 10^{-3}}{1 * 0,1} = 0,048\text{MPa} < 1,17\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Dans le sens y-y

$$\tau_u = \frac{0,02 * 10^{-3}}{1 * 0,1} = 0,0002\text{MPa} < 1,17\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

**Vérifications à l'ELS**

La dalle D3 se trouve à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton  $\sigma_{bc}$  ainsi que la contrainte de traction dans l'acier  $\sigma_{st}$ .

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{t28} = 15MPa$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + 15A \cdot y - 15A \cdot d = 0$$

**En travée**

- **Dans le sens x-x :**

$$Y = 3,066cm$$

$$I = 4220,6cm^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,44 \cdot 10^{-3}}{4220,6 \cdot 10^{-8}} 3,066 \cdot 10^{-3} = 7,59 < 15MPa \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Dans le sens y-y :**

$$Y = 2,17cm$$

$$I = 2189,1cm^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,678 \cdot 10^{-3}}{2189,1 \cdot 10^{-8}} 2,17 \cdot 10^{-3} = 0,67 < 15MPa \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**En appui**

- **Dans le sens x-x :**

$$Y = 2,63cm$$

$$I = 3164,7cm^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,91 \cdot 10^{-3}}{3164,7 \cdot 10^{-8}} 2,63 \cdot 10^{-3} = 4,08 < 15MPa \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Dans le sens y-y :**

$$Y = 2,17$$

$$I = 2189,1cm^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,319 \cdot 10^{-3}}{2189,1 \cdot 10^{-8}} 2,17 \cdot 10^{-3} = 0,316 < 15MPa \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63MPa$$

**En travée**

- Dans le sens x-x :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot 10,44 \cdot 10^{-3}}{4220,6 \cdot 10^{-8}} * (0,1 - 0,03066) = 257,43 > 201,63 \text{MPa} \dots \text{Condition non vérifiée}$$

- Dans le sens y-y :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot 0,678 \cdot 10^{-3}}{2189,1 \cdot 10^{-8}} * (0,1 - 0,0217) = 36,39 < 201,63 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

### En appui

- Dans le sens x-x :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot 4,91 \cdot 10^{-3}}{3164,7 \cdot 10^{-8}} * (0,1 - 0,0263) = 171,52 < 201,63 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Dans le sens y-y :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot 0,32 \cdot 10^{-3}}{2189,1 \cdot 10^{-8}} * (0,1 - 0,0217) = 17,16 \text{MPa} < 201,63 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Dans le sens x-x la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, on augmente l'épaisseur de la dalle soit e=14cm et la section d'acier on reprend 5HA12=5,65cm<sup>2</sup>, Celui qui donne :

$$- \sigma_{st} = 171,89 < 201,63 \text{MPa}$$

Les résultats des autres types sont résumés dans le tableau suivant :

### En travée

**Tableau III.15** vérification des contraintes en travée dans les différentes dalles

Type		$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ = 1.17MPa	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ =15MPa	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ = 201.63MPa	Observation
DP1	X	0,057	0,68	28,48	vérifiée
	Y	0,042	0,69	37,21	vérifiée
DP2	X	0,057	0,92	38,79	vérifiée
	Y	0,046	0,67	36,13	vérifiée
DP3	X	0,04	5,19	171,89	vérifiée
	Y	0	0,5	30,14	vérifiée
DP <sub>AS</sub> (étages courants)	X	0.093	1,64	102,91	Vérifiée
	Y	0.096	1,33	83,09	vérifiée
DP <sub>AS</sub> (terrasse)	X	0.065	1.64	102.92	Vérifiée
	y	0.077	1.33	83.1	vérifiée
DP5	x	0.061	4.45	186.79	Vérifiée
	y	0	1.35	73.12	vérifiée

### En appui



**Tableau III.16** vérification des contraintes en appui dans les différentes dalles

Type		$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ =15MPa	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ = 201.63MPa	Observation
DP1	X	0,29	15,45	vérifiée
	Y	0,42	22,8	vérifiée
DP2	X	0,39	21,03	vérifiée
	Y	0,41	22,14	vérifiée
DP3	X	3,05	141,96	vérifiée
	Y	0,24	14,18	vérifiée
DP <sub>AS</sub> (étages courants)	X	0,72	44,93	Vérifiée
	y	0,58	36,27	vérifiée
DP <sub>AS</sub> (terrasse)	X	0,58	36,32	Vérifiée
	y	0,47	29,33	vérifiée
DP5	x	2,5	135,04	vérifiée
	y	0,64	34,41	vérifiée

**Etat limite de déformation (Flèche) :**

- **Dans le sens x-x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} - \frac{h_t}{L_x} = \frac{0,14}{0,84} = 0,167 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{14,78}{20 \cdot 17,38}\right) = 0,042 \dots \text{condition vérifiée} \\ - \frac{A_s}{b \cdot d} = 5,65 \cdot 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \cdot 10^{-3} \dots \text{condition vérifiée} \\ - L_x = 0,84 < 8m \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

On remarque que toutes les conditions sont satisfaites, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire selon le sens (x-x).

- **Dans le sens y-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} - \frac{h_t}{L_x} = \frac{0,14}{5,43} = 0,026 < \max\left(\frac{3}{80}; \frac{0,96}{20 \cdot 1,13}\right) = 0,042 \dots \text{condition non vérifiée} \\ - \frac{A_s}{b \cdot d} = 2,01 \cdot 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \cdot 10^{-3} \dots \text{condition non vérifiée} \\ - L_x = 5,43 < 8m \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

On remarque que la 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire selon le sens (y-y).

Les résultats de calcul de la flèche de la dalle DP3 sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.17** vérification de la flèche dans la dalle DP3

Sens	y-y
L (m)	5,43
$q_{jser}$ (kn/m)	3,75
$q_{gser}$ (kn/m)	5,33
$q_{pser}$ (kn/m)	8,83
$M_{jser}$ (kn.m)	0,31
$M_{gser}$ (kn.m)	0,45
$M_{pser}$ (kn.m)	0,74
$I$ (cm <sup>4</sup> )	3239,42
Y(cm)	2,41
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	23620,4
$\lambda_i$	12,54
$\lambda_v$	5,01
$\sigma_s^j$	13,989
$\sigma_s^g$	19,883
$\sigma_s^p$	32,94
$\mu_j$	0
$\mu_g$	0
$\mu_p$	0
$I_f^{ji}$ (cm <sup>4</sup> )	25982
$I_f^{gi}$ (cm <sup>4</sup> )	25982
$I_f^{pi}$ (cm <sup>4</sup> )	25982
$I_f^{gv}$ (cm <sup>4</sup> )	25982
$f_{ji}$ (mm)	0,11
$f_{gi}$ (mm)	0,16
$f_{pi}$ (mm)	0,26
$f_{gv}$ (mm)	0,47
$\Delta f$ (mm)	0,46
$f_{adm}$ (mm)	10,86
observation	vérifiée

### Vérification des conditions de la déformation

**DPI** : toutes les conditions sont satisfaites, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**DP2** : toutes les conditions sont satisfaites, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**DP<sub>AS</sub> (terrasse inaccessible et étages courants)** : toutes les conditions sont satisfaites, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Pour le cas de la réservation d'ascenseur et trappe d'accès : Les armatures coupées sont remplacées par une section d'armatures équivalente :

$$\text{- Ascenseur : } \begin{cases} A_{tx} = 2,01 * 1,6 = 3,22, \text{ soit } 4HA12 = 4,52\text{cm}^2 \\ A_{ty} = 2,01 * 1,9 = 3,42, \text{ soit } 4HA12 = 4,52\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{- Trappe d'accès : } \begin{cases} A_{tx} = 2,01 * 0,8 = 1,62, \text{ soit } 2HA12 = 2,26\text{cm}^2 \\ A_{ty} = 2,01 * 0,8 = 1,62, \text{ soit } 2HA12 = 2,26\text{cm}^2 \end{cases}$$

**DP5** : toutes les conditions sont satisfaites, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.2. Etude des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée, l'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qui lui convient.

On dispose de deux types d'escaliers :

-L'escalier de RDC à deux volées identiques avec  $h=17\text{cm}$

-L'escalier de étages courants à deux volées identiques avec  $h=16\text{cm}$

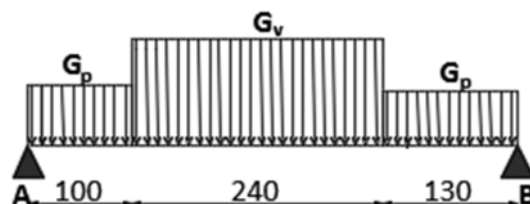
Dans ce projet on prend le chargement le plus défavorable qui se trouve dans l'RDC, donc on va étudier un seul type d'escalier.

#### II.2.1. Etude de l'escalier de RDV à deux volées identiques type 1 (volée1) :

**Les charges :**

$$\text{Volée : } G_v=9,35 \text{ kN/m}^2 \quad Q_v=2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Palier : } G_p=5,9 \text{ kN/m}^2 \quad Q_p=2,5 \text{ kN/m}^2$$



*Figure III.13 schémas statique de la volée1*

**Calcul du chargement qui revient sur l'escalier :**

**ELU :**

$$q_{uv}=(1,35 G_v+1,5 Q_v)*1\text{ml}=16,37 \text{ kN/m}$$

$$q_{up}=(1,35 G_p+1,5 Q_p)*1\text{ml}=11,715 \text{ kN/m}$$

**ELS :**

$$q_{sv}=(G_v+G_p)*1\text{ml}=11,85 \text{ kN/m}$$

$$q_{up}=(G_p+Q_p)*1\text{ml}=8,4 \text{ kN/m}$$

**Calcul des réactions d'appuis :**

**R<sub>A</sub> :**

$$\text{- ELU= } 23,44 \text{ kN}$$

**R<sub>B</sub> :**

$$\text{- ELU= } 20,36 \text{ kN}$$

- ELS= 16,95 kN

- ELS=14,67 kN

● **Calcul des sollicitations :**

Sollicitations dans la volée2

*Tableau III.18 sollicitations dans la volée2*

Appuis	Réaction (kN)		$V_u^{\max}$ (kN)	$M_0^{\max}$ (kN.m)	
	ELU	ELS		ELU	ELS
A	33,47	24,14	33,47	42,079	30,403
B	32,76	23,61			

**Les moments corrigés :**

**ELU :**

$$M_t = 0,75M_0 = 31,559 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = -21,039 \text{ kN.m}$$

**ELS :**

$$M_t = 0,75M_0 = 25,842 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = -12,161 \text{ kN.m}$$

**Ferraillage à l'ELU :**

**Ferraillage longitudinale :**

- Les fissurations sont considérées comme peu nuisibles.
- La section est soumise à la flexion simple.
- L'enrobage  $C=2\text{cm}$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

*Tableau III.19 résultats de ferraillage de l'escalier*

Position	$M_u$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{choisit}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	ST (cm)
Travée	31,559	0,087	0,113	0,152	5,94	1,932	6HA12=6,79	16,66
Appui	,039	0,058	0,074	0,155	3,89	1,932	5HA10=3,93	20

**Armatures de répartitions :**

Charges réparties  $\Rightarrow A_{répartition} = \frac{A_{choisit}}{4}$

**En travée :**  $A_r = 1,7 \text{ cm}^2$  soit:  $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow st = 25 \text{ cm}$

**En appui :**  $0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit:  $A_r = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow st = 33 \text{ cm}$

**Vérification à l'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,16 * \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

-En travée :  $A_t=6,79 > A_{\min}=1,932 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

-En appui :  $A_a= 3,93 > A_{\min}=1,932 \text{ cm}^2$ ..... condition vérifiée.

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

$$V_u = 33,47 \text{ kn}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} = \frac{33,47*10^{-3}}{1*0,16} = 0,209 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = \frac{0,07*f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{MPa}$$

0,209 < 1,17.....condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

**- Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 6,79 + 3,93 = 10,72 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \left( v_u + \frac{M_u^a}{0,9*d} \right) * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_l \geq \left( 33,47 - \frac{21,039}{0,9*0,16} \right) * 10^{-3} * \frac{1,15}{400} = -3,24 \text{ cm}^2$$

10,72 > -3,24  $\text{cm}^2$ .....condition vérifiée.

**- Vérification des espacements :**

**Armatures principales :**

En travée :  $st \leq (3e ; 33) \Rightarrow st = 100/6 = 16,66 \text{ cm} \rightarrow st = 17 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ .

En appui :  $st \leq (3e ; 33) \Rightarrow st = 100/5 = 20 \rightarrow st = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ .

**Armatures de répartitions :**

En travée :  $st \leq (4e ; 45) \Rightarrow st = 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow st = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ .

En appui :  $st \leq (4e ; 45) \Rightarrow st = 100/3 = 33,33 \text{ cm} \rightarrow st = 33 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ .

**Vérification à l'ELS:**

**- Vérification des contraintes :**

Les vérifications des contraintes sont présentées dans le tableau suivant :

*Tableau III.20 vérification des contraintes d'escalier à l'ELS*

Position	$M_{ser}$ (Kn.m)	y(m)	$I*10^{-4}$ ( $\text{m}^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	25,842	0,0478	1,6462	7,5046	15	vérifiée
Appui	-12,161	0,0379	1,0603	4,351	15	vérifiée

**- Vérification de l'état limite de déformation :**

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0}\right) * l \quad e=0,18 \text{cm} \geq \max(0,0625 ; 0,0425)*470=29,375$$

$e=18 \text{cm} < 29,375 \text{cm}$ .....condition non vérifiée

$$2) A_t \leq \frac{2*b*d}{f_e} \quad 6,79 \text{cm} < 8 \text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$3) l = 4,7 \text{m} < 8 \text{m} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

**Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements j, g et p :**

*g : l'ensemble des charges permanentes.*

*J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.*

**P** : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

- Sous g :

$$\begin{cases} q_v^g = 9,35 \text{ kN/m} \\ q_p^g = 5,9 \text{ kN/m} \end{cases} \quad \text{Donc} \quad M_g = 19,97 \text{ kN.m}$$

- Sous j :

$$\begin{cases} q_v^j = 7,437 \text{ kN/m} \\ q_p^j = 4,7 \text{ kN/m} \end{cases} \quad \text{Donc} \quad M_j = 15,89 \text{ kN.m}$$

- Sous p :

$$\begin{cases} q_v^p = 11,85 \text{ kN/m} \\ q_p^p = 8,4 \text{ kN/m} \end{cases} \quad \text{Donc} \quad M_p = 25,84 \text{ kN.m}$$

**Calcul des  $\sigma_{st}$**

$$\sigma_{st}^g = 204,21 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_{st}^j = 162,47 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_{st}^p = 264,19 \text{ MPa}$$

**Calcul des  $\mu$**

$$\mu_g = 0,339 \quad ; \quad \mu_j = 0,243 \quad ; \quad \mu_p = 0,442$$

**Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :**

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 112807 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 180851 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 137185 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 94925 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{gi} = 1,205 \text{ mm} \\ f_{gv} = 2,255 \text{ mm} \\ f_{ji} = 0,788 \text{ mm} \\ f_{pi} = 1,853 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0,2115 \text{ cm} \\ \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm} \end{cases} \quad \Delta f < \bar{f} \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la flèche est vérifiée.

**Conclusion :**

On adopte le même ferrailage pour l'escalier d'étages courants.

### III.3. Etude de la poutre palière

#### III.3.1. Dimensionnement

Selon le **BAEL91/99** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10}$$

$$20,67 \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

On opte poutre de  $30 \times 30 \text{ cm}^2$  :  $b = 30 \text{ cm}$  ,  $h = 30 \text{ cm}$

Selon le **RPA99/2003**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

### Evaluation du chargement sur la poutre palière :

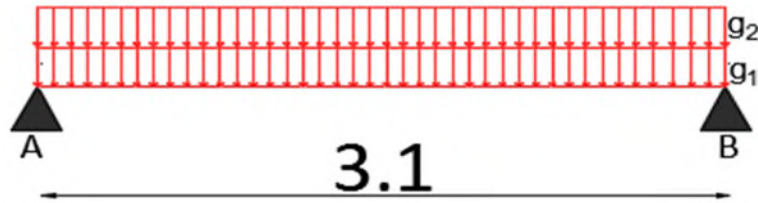


Figure III.15 schémas statique de la poutre palière

- Poids propre :  $g1 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ kN/m}$

- Poids de mur :  $g2 = G_{mur} \times h_{mur} = 2,75 \times 1,125 = 3,09 \text{ kN/m}$

Charge issus de l'escalier du RDC :

- Réactions d'appuis :

$$R_b = \begin{cases} ELU: 32,76 \text{ kN/m} \\ ELS: 23,61 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- Moment de flexion de la volée qui provoque un moment de torsion :  $M_a = -21,039 \text{ kN}$ .

$$\text{Alors} \begin{cases} q_u = 1,35 \times (2,25 + 3,09) + 32,76 = 39,97 \text{ kN/m} \\ q_s = (2,25 + 3,09) + 23,61 = 28,95 \text{ kN/m} \end{cases}$$

### III.3.2. Calcul des sollicitations

#### Calcul des moments :

À l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 48,01 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 40,8 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -24,005 \text{ kN.m}$$

À l'ELS :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = 34,78 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 29,56 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -17,39 \text{ kN.m}$$

#### Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_u \cdot \frac{l}{2} = 39,97 \cdot \frac{3,1}{2} = 61,95 \text{ kN}$$

#### Calcul du moment de torsion :

$$M_{tor} = M_a^{vol} \cdot \frac{l}{2} = -21,039 \cdot \frac{3,1}{2} = -32,61 \text{ kN.m}$$

#### III.3.2.1. Dimensionnement

#### Calcul du ferrailage longitudinal (ELU) :

Les résultats du ferrailage à la flexion simple sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21** résultats de ferrailage longitudinal de la poutre palière (30\*30) à la flexion simple

Position	M (kN.m)	$\mu_{bu}$	pivot	$\alpha$	Z(m)	$A_{fs}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	40,8	0,122	A	0,163	0,261	4,48	1,01	vérifiée
Appui	-24,005	0,072	A	0,093	0,269	2,56	1,01	vérifiée

**Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b*d} = \frac{61,95*10^{-3}}{0,3*0,28} = 0,737MPa$$

**Calcul à la torsion :**

Selon le **BAEL91/99** (A. 5. 4. 2.2)

$$A_l^{tor} = \frac{M^{tor}*U}{2*\Omega*f_e} \text{ Avec } \begin{cases} U = 2[(b - e)(h - e)] \\ \Omega = (b - e) * (h - e) \\ e = \frac{\phi}{6} \Rightarrow \phi = \min(b; h) \end{cases}$$

Avec :

U : La section creuse équivalente de la section (b\*h)

$\Omega$  : Le périmètre de la section de la poutre palière

$$e = \frac{30}{6} = 5cm \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30-5)=625cm^2$$

$$U = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100cm$$

Donc :

$$A_l^{tor} = \frac{32,61*10^{-3}}{2*0,0625*400} = 6,52cm^2$$

**Contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_u^{tor} = \frac{M^{tor}}{2 \Omega e} = \frac{32,61*10^{-3}}{2*0,0625*0,05} = 5,217MPa$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{tot}^{tor} = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0,737^2 + 5,217^2} = 5,269MPa$$

$$FPN \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3,33MPa$$

Ce qui donne  $\tau_{tot}^{tor} > \bar{\tau}_u \Rightarrow$  il y'a risque de rupture par cisaillement, donc on augmente la section de la poutre soit (35\*40).

**Calcul de poids propre :**

$$g = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0,35 \times 0,4 = 3,5 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,35 \times (3,5 + 3,09) + 32,76 = 41,66 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 3,5 + 3,09 + 23,61 = 30,2 \text{ kN/m}$$

**Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = q_u * \frac{l}{2} = 41,66 * \frac{3,1}{2} = 64,57kN$$

**Calcul de la contrainte du cisaillement :**



$$\tau_{FS} = \frac{64,57 \cdot 10^{-3}}{0,35 \cdot 0,38} = 0,485 \text{MPa}$$

$$\tau_{\text{tot}}^{\text{tor}} = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{\text{tor}}^2} = \sqrt{0,485^2 + 2,804^2} = 2,846 \text{MPa}$$

$$\tau_{\text{tot}}^{\text{tor}} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée pour une section de (35\*40) cm<sup>2</sup>, mais ce n'est pas économique parce que la section est importante, de préférence de revoir le calcul du ferrailage.

### Calcul des sollicitations :

#### Calcul des moments :

##### À l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 50,04 \text{kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 42,53 \text{kN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -25,02 \text{kN.m}$$

##### À l'ELS:

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = 36,27 \text{kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 30,83 \text{kN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -18,14 \text{kN.m}$$

#### Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_u \cdot \frac{l}{2} = 41,66 \cdot \frac{3,1}{2} = 64,57 \text{kN}$$

### Calcul de ferrailage à la flexion simple :

Tableau III.22 résultats de ferrailage longitudinal de la poutre palière (35\*40) à la flexion simple

Position	M (kN.m)	$\mu_{bu}$	pivot	$\alpha$	Z(m)	$A_{fs}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{cal} \geq A^{min}$
Travée	42,53	0,059	A	0,0766	0,368	3,32	1,605	vérifiée
Appui	-25,02	0,034	A	0,0444	0,373	1,92	1,605	vérifiée

### Calcul à la torsion :

Selon le **BAEL91/99** (A. 5. 4. 2.2)

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M^{\text{tor}} \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} \text{ Avec } \begin{cases} U = 2[(b - e)(h - e)] \\ \Omega = (b - e) \cdot (h - e) \\ e = \frac{\phi}{6} \Rightarrow \phi = \min(b; h) \end{cases}$$

$$e = \frac{35}{6} = 5,83 \text{cm} \Rightarrow \Omega = (35 - 5,83)(40 - 5,83) = 969,73 \text{cm}^2$$

$$U = 2[(35 - 5,83) + (40 - 5,83)] = 126,68 \text{cm}$$

Donc :

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{32,61 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,096973 \cdot 400} = 4,2 \text{cm}^2$$

### Calcul des armatures transversal :

**- À la flexion simple :**

On fixe  $ST=15\text{cm} < \min(0,9d ; 40\text{cm})$

$$A_{tranc}^{FS} \geq \frac{0,4 * b * ST}{f_e} = 0,525\text{cm}^2$$

$$A_{tranc}^{FS} \geq \frac{b * ST(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9f_e} = 0,212\text{cm}^2$$

$$A_{tranc}^{FS} \geq \max(a: b) \text{ Soit } A_{tranc}^{FS} = 0,53\text{cm}^2$$

**- à la torsion :**

$$A_{tors}^{tor} = \frac{M_{tor} * ST}{2 \Omega f_e} = 0,630\text{cm}^2$$

Les résultats de ferrailage pour une poutre de  $(35*40) \text{ cm}^2$  à la flexion simple et torsion sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.23** Les résultats de ferrailage à la flexion simple et torsion

Ferrailage	Flexion simple (cm <sup>2</sup> )		torsion	A <sub>totale</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> )	
	travée	appui		travée	appui	travée	appui
Longitudinale	3,32	1,92	4,2	5,42	4,02	3HA14+ 2HA12=6,88	3HA14= 4,62
Transversal	0,53		0,630	1,16		4Ø <sub>8</sub> = 2,01 (1cadre+1 étrier)	

**III.3.4. Vérification de la section d'armature selon l'RPA99V2003**

$$A_{long}^{min} = 0,5\%(b * h) = 7\text{cm} < A_t + A_a = 11,5\text{cm}^2$$

$$A_{trans}^{min} = 0,3\%(b * ST) = 1,575\text{cm} < A_{trans} = 2,01\text{cm}^2$$

**Calcul à l'ELS :**

**Vérification des contraintes :**

**Tableau III.24** vérification de la contrainte du béton

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	y(m)	I*10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
travée	30,83	0,123	8,9873	4,223	15	vérifiée
appui	-18,14	0,104	6,5912	2,875	15	vérifiée

**Vérification de l'état limite de déformation :**

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) * l \quad h=40\text{cm} \geq \max(0,0625 ; 0,085)*310=28,9\text{cm}$$

$h=40\text{cm} > 28,9 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

$$2) A_t \leq \frac{4,2*b*d}{f_e} \leftrightarrow 6,88\text{cm} < 8\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$3) l = 3,1\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, il n'y a pas risque de déformation (flèche).

**III.4. Etude de la poutre de chaînage**

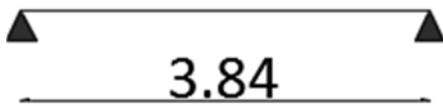
La poutre de chaînage c'est un élément porteur horizontal, conçu pour lier la construction en maçonneries afin de les rendre solidaires à la structure.

### III.4.1. Dimensionnement

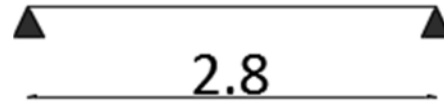
Condition de la flèche selon le BAEL91/99

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

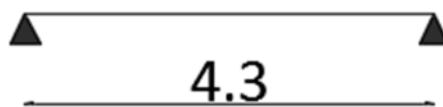
On a six (6) types de poutre de chaînage représenté comme suit :



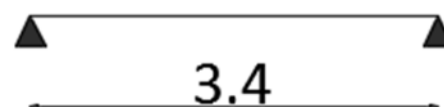
●poutre de chaînage type1



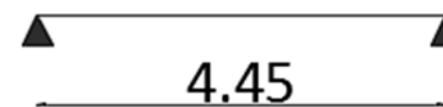
●poutre de chaînage type2



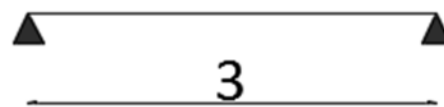
●poutre de chaînage type3



●poutre de chaînage type4



●poutre de chaînage type5



●poutre de chaînage type6

*Figure III.18 schémas des différents types de poutre de chaînage*

**Type1 :**

$$L=4,14-0,3=3,84\text{m}$$

$$\frac{384}{15} \leq h \leq \frac{384}{10} \Rightarrow 25,6 \leq h \leq 38,4$$

**Type2 :**

$$L=3,1-0,3=2,8\text{m}$$

$$\frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18,67 \leq h \leq 28$$

**Type3 :**

$$L=5-0,3=4,7\text{m}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31,33 \leq h \leq 47$$

**Type4 :**

$$L=3,7-0,3=3,4\text{m}$$

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22,67 \leq h \leq 34$$

**Type5 :**

$$L=4,75-0,3=4,45\text{m}$$

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \Rightarrow 29,67 \leq h \leq 44,5$$

**Type6 :**

$$L=3,3-0,3=3\text{m}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

Soit :

- h =30cm pour types 1 et 4
- h =25cm pour types 2 et 6
- h =35cm pour types 3 et 5
- b =25cm pour tous les types

**Exigence RPA99/2003 (Art 9.3.3)**

- Hauteur minimal  $h \geq 15 \text{ cm}$  ..... vérifiée
- Largeur minimale  $b \geq \frac{2}{3} e_{mur} = 16.67$  ..... Vérifiée

### III.4.2. Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage est calculée à la flexion simple, simplement appuyés soumis à son poids propre ainsi que le poids des cloisons qui lui revient.

**Exemple de calcul : type 1**

$$G_{p, \text{ch}} = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ kN/m}$$

$$G_{mur} = 2,75(2,89 - 0,3) = 7,123 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,35 * (1,875 + 7,123) + 1,5 * 1,5 = 14,4 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (1,875 + 7,123) + (1,5) = 10,5 \text{ kN/m}$$

$$M_0^u = \frac{q * L^2}{8} = \frac{14,4 * 3,84^2}{8} = 26,54 \text{ kN.m}$$

$$M_0^s = \frac{q * L^2}{8} = \frac{10,5 * 3,84^2}{8} = 19,35 \text{ kN.m}$$

$$M_t^u = M_0^u = 26,54 \text{ kN.m}$$

$$M_t^s = M_0^s = 19,35 \text{ kN.m}$$

$$M_a^u = -0,15M_0^u = -3,98 \text{ kN.m}$$

$$M_a^s = -0,15M_0^s = -2,9 \text{ kN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = 27,65 \text{ kN}$$

### III.4.3. Calcul de ferrailage à l'ELU

#### Calculs des ferrillages longitudinaux

Tableau III.25 résultats de ferrailage de type 1

Endroit	Mu (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>choisi</sub>
Travée	26,54	0,095	0,125	0,265	2,87	0,84	3HA12=3,39
Appui	3,98	0,014	0,018	0,277	0,41	0,84	3HA10=2,36

#### Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration nuisible (FN) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{27,65 \cdot 10^{-3}}{0,25 \cdot 0,28} = 0,395 < \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de rupture par cisaillement.

#### Calcul de ferrailage transversal

On choisit  $A_t$  et on calcule l'espacement ( $St$ ) :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_t^{\min}\right) = 8,57 \text{ mm}$$

Soit un cadre et un étrier de  $\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

$$a) St \leq \min(0,9d; 40) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 25,2 \text{ cm}$$

$$b) St \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{1,01 \cdot 400}{0,4 \cdot 25} = 40,4 \text{ cm}$$

$$c) St \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{\gamma_s \cdot b \times (\tau_u - 0,3 \cdot K \times f_t 28)} = \frac{0,9 \cdot 1,01 \cdot 400 (\sin 90 + \cos 90)}{1,15 \cdot 25 \times (0,426 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1)} = -61,99 \Rightarrow St < 0, \text{ valeur à écarter.}$$

Avec :  $\begin{cases} \alpha = 90^\circ, \text{ armatures d'âme sont droite} \\ K = 1, \text{ FN et il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$

$St \leq \min(a; b; c) = 25,2 \text{ cm}$  soit  $St = 20 \text{ cm}$

### III.4.4. Calcul à l'ELS

#### Vérification des contraintes :

Tableau III.26 vérification des contraintes pour type 1

Endroit	Mser (K N.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	22,49	8,83	24424	6,99	15	227,8	201,63

<b>Appui</b>	3,37	7,6	18390	1,19	15	48,25	201,63
--------------	------	-----	-------	------	----	-------	--------

On remarque que la contrainte d'acier en travée n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de ferrailage soit  $A=3HA14=4,62$  qui donne  $\sigma_{st} = 169,77\text{MPa}$ .

### Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$-\frac{h}{L} = \frac{30}{384} = 0,078 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,1 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-\frac{h}{L} = \frac{30}{384} = 0,078 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-A = 4,62 < \frac{4,2*b*d}{f_e} = 7,35\text{cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-L = 3,84 < 8\text{m} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont satisfaites donc Il n'y a pas de risque de déformation (flèche).

Le ferrailage des autres types sont résumés dans le tableau suivant :

*Tableau III.27 résultats de ferrailage pour les différents types*

Type	Endroit	Mu (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_{choisi}$	$A_{trans}$
P <sub>CH2</sub>	Travée	13,7	0,073	0,095	0,221	1,78	0,69	3HA12=3,39	1Φ6=0,28
	appui	2,06	0,01	0,013	0,228	0,26	0,69	3HA10=2,36	
P <sub>CH3</sub>	Travée	40,92	0,106	0,14	0,311	3,77	0,996	3HA14=4,62	3=1,01
	appui	6,14	0,016	0,02	0,327	0,54	0,996	3HA10=2,36	
P <sub>CH4</sub>	Travée	20,81	0,074	0,097	0,269	2,22	0,84	3HA12=3,39	1Φ8=0,5
	appui	15,17	0,011	0,014	0,278	0,32	0,84	3HA10=2,36	
P <sub>CH5</sub>	Travée	36,21	0,093	0,123	0,314	3,31	0,996	3HA14=4,62	2Φ8=1,01
	appui	5,43	0,014	0,017	0,327	0,47	0,996	3HA10=2,36	
P <sub>CH6</sub>	Travée	15,93	0,085	0,111	0,219	2,08	0,69	3HA12=3,39	1Φ6=0,28
	appui	2,39	0,012	0,016	0,228	0,3	0,69	3HA10=2,36	

### Vérification nécessaire :

*Tableau III.28 vérification des contraintes pour les différents types*

Type	endroit	Mser (Kn.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$
P <sub>CH2</sub>	Travée	9,98	7,85	15702	0,34	2,5	4,99	15	144,43	201,63

	appui	1,5	6,78	11911	4	2,5	0,85	15	30,64	201,63
<b>P<sub>CH3</sub></b>	Travée	29,85	11,03	44632	0,42	2,5	7,38	15	/	/
	appui	4,48	8,35	26361	0,42	2,5	1,42	15	/	/
<b>P<sub>CH4</sub></b>	Travée	15,17	8,83	24424	0,23	2,5	5,48	15	178,59	201,63
	appui	2,28	7,6	18390	0,23	2,5	0,94	15	37,93	201,63
<b>P<sub>CH5</sub></b>	Travée	26,41	11,03	44632	0,39	2,5	6,53	15	194,95	201,63
	appui	3,96	8,35	26361	0,39	2,5	1,25	15	55,53	201,63
<b>P<sub>CH6</sub></b>	Travée	11,61	7,85	15702	0,36	2,5	5,8	15	168,01	201,63
	appui	1,74	6,78	11911	0,36	2,5	0,99	15	35,55	201,63

### Vérification de la flèche :

### Vérification de l'état limite de déformation :

#### Type 2 :

$$-\frac{h}{L} = \frac{25}{280} = 0,089 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,1 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-\frac{h}{L} = \frac{25}{280} = 0,089 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-A = 3,39 < \frac{4,2*b*d}{f_e} = 6,04\text{cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-L = 2,8 < 8\text{m} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

#### Type 3 :

$$-\frac{h}{L} = \frac{35}{470} = 0,074 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,1 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-\frac{h}{L} = \frac{35}{470} = 0,074 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-A = 4,62 < \frac{4,2*b*d}{f_e} = 8,66\text{cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-L = 4,7 < 8\text{m} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

#### Type 4 :

$$-\frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0,088 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,1 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-\frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-A = 3,39 < \frac{4,2*b*d}{f_e} = 7,35\text{cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-L = 3,4 < 8\text{m} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

#### Type 5 :

$$-\frac{h}{L} = \frac{35}{445} = 0,079 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,1 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-\frac{h}{L} = \frac{35}{445} = 0,079 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-A = 4,62 < \frac{4,2*b*d}{f_e} = 8,66\text{cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-L = 4,45 < 8\text{m} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### Type 6 :

$$-\frac{h}{L} = \frac{25}{300} = 0,083 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,1 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-\frac{h}{L} = \frac{25}{300} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-A = 3,39 < \frac{4,2*b*d}{f_e} = 6,04\text{cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$-L = 3\text{m} < 8\text{m} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont satisfaites pour tous les types, donc Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

## III.5. Etude de l'acrotère

### III.5.1. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire au niveau de la terrasse, il forme une paroi comme garde-corps, coulé en place et qui doit être solidaire de l'élément porteur et obligatoirement en béton armé.

Il nécessite d'avoir une hauteur H minimale de sorte qu'elle permet la réalisation d'un relevé d'étanchéité contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (W), à une surcharge horizontale due à des travaux d'entretien (Q) et une force sismique (Fp) définie par l'RPA99/2003.

### III.5.2. Hypothèses de calcul

L'acrotère est sollicité en flexion composée ;

La fissuration est considérée nuisible ;

Le calcul de ferrailage pour une bande de 1 ml.

### III.5.3. Evaluation des charges et surcharges

#### Verticales

$$G=2,132\text{kN/ml}, Q=1\text{kN/ml}$$

#### Horizontales (dues au séisme)

$F_p = 4 * A * C_p * W_p$  D'après le RPA99/2003, l'acrotère est soumis à :



**Fp** : Une force horizontale due au séisme

**A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4 -1) du RPA99/2003 pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

**CP** : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (TAB. 6.1 du RPA99/2003).

**WP** : poids de l'élément considéré.

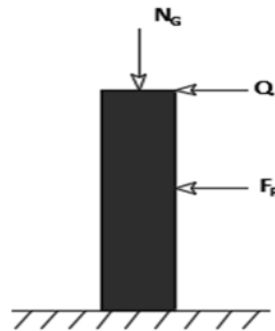


Figure III.20 : les sollicitations sur l'acrotère

Pour ce projet :  $\begin{cases} - \text{Groupe d'usage 2} \\ - \text{Zone IIa (Bejaia)} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15; CP = 0,8; WP = G = 2,132\text{kN/ml}$

Donc :  $Fp = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,132 = 1,02\text{kN}$

**Remarque** : La section de calcul en flexion composée sera de (100\*10) cm<sup>2</sup>, car le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

### Calcul des sollicitations

#### - Calcul du centre de pression

$$x_c = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = 6,2\text{cm}$$

$$y_c = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = 33,01\text{cm}$$

#### Moment engendré par les efforts normaux

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$MG = 0$$

$$MQ = Q * h = 1 * 0,6 = 0,6\text{ kN.m}$$

$$MF = FP * Y_c = 1,02 * 0,3301 = 0,34\text{kN.m}$$

#### Combinaison d'action

Tableau III.29 les sollicitations sur l'acrotère

Sollicitation	ELU accidentelle	ELU durable	ELS
		G+Q+E	1.35G+1.5Q
<b>N (KN)</b>	2,132	2,88	2,132

M (KN.m)	0,94	0,9	0,6
V (KN)	/	2,02	/

### Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage se fait à la flexion composée

### Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,88} = 31,25 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$$

⇒ La section est partiellement comprimé donc le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer  $e_1$  Par  $e$  (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec  $e_1$  : excentricité structurelle = 0,3125 m

$e_a$  = Excentricité accidentelle.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$E_2$  : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 * l_f^2}{10^4 * h_0} (2 + \alpha * \emptyset)$$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement =  $2h = 2 * 0,6 = 1,2 \text{ m}$

$h_0$  : Hauteur de la section = 10 cm

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre.

$\emptyset$  : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15; \frac{20e_1}{h_0}\right) = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h_0} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} < 15 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$e_2 = 0,86 \text{ cm}$$

$$e_{\text{tot}} = 34,11 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées sont :

$$Nu = 2,88 \text{ kN} ; Mu = Nu * e = 2,88 * 0,3411 = 0,98 \text{ kN.m}$$

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = 0,34 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = 0,05 \text{ m}$$

⇒ (c) à l'extérieur N est l'effort de compression et (c) en dehors de la section → section partiellement comprimée (SPC).

SPC ⇒ Calcul par assimilation à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.30** résultats de ferrailage de l'acrotère

Paramètres	$M_{ua}$ (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )
Résultats calculés	1,07	0,012	0,015	7,95	0,303	0,966	4HA8 = 2,01

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4HA\varnothing 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

**L'espace :**

- **Armature principale :**

$$s_t \leq \frac{b}{3} = 33,33 \text{ soit } s_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$s_t \leq \frac{h}{3} = 20 \text{ soit } s_t = 15 \text{ cm}$$

**Vérifications nécessaires :**

- **A l'ELU**

**Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{2,02 * 10^{-3}}{1 * 0,08} = 0,025 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

**Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 * d * \sum \mu_i} = 0,28 < \bar{\tau}_s = 0,6 * \psi^2 * f_{t28} = 2,83 \text{ MPa}$$

- **A l'ELS**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1) Contrainte limite de l'acier

2) Contrainte limite du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa}$$

**Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,132} = 0,281 \text{m} > \frac{h}{6} = 0,1$$

⇒ La section est partiellement comprimé

$$y = y_c \pm c$$

$$c = 0,281 - 0,1 = 0,181 \text{m}$$

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Avec : } p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,334 \text{m}^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 + \frac{90A}{b}(d - c)^2 = -0,074 \text{m}^3$$

$$y_c^3 - 0,334y_c - 0,074 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0,181 \leq y_c \leq -0,081$$

$$\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2$$

$$\Delta = -4,39 * 10^{-5} < 0 \Rightarrow \text{L'équation admet trois solutions}$$

$$y_{c1} = a * \cos\left(\frac{\theta}{3}\right) = 0,667 \text{m} ; y_{c2} = a * \cos\left(\frac{\theta}{3} + 120\right) = -0,353 \text{m} ;$$

$$y_{c3} = a * \cos\left(\frac{\theta}{3} + 240\right) = -0,314 \text{m}$$

$$y = y_c + c$$

$$y_1 = 0,667 + 0,331 = 0,998 \text{m}$$

$$y_2 = 0,331 - 0,353 = -0,022 \text{m} \Rightarrow \text{on adopte } y = 0,017 \text{m}$$

$$y_3 = 0,331 - 0,314 = 0,017 \text{m}$$

$$\mu_t = \frac{b \cdot y^2}{2} + 15A'(c - d) - 15A(d - y) = -4,54 * 10^{-5} \text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,132 * 0,017 * 10^{-3}}{4,54 * 10^{-5}} = 0,8 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{2,132 * 10^{-3}}{4,54 * 10^{-5}} (0,08 - 0,017) = 44,4 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

**III.6. Etude de l'ascenseur**

**III.6.1. Etude de la dalle de l'ascenseur**

L'ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur, afin d'accéder aux différents niveaux du bâtiment. Dans ce projet on utilise un ascenseur pour les (6) personnes dont les caractéristiques suivantes :

- $l = 1,6$  m : largeur de la cabine.
- $L = 1,7$  m : longueur de la cabine.
- $Hk = 2$  m : hauteur de la cabine.
- $Pm = 15$  kN : poids de la cabine + accessoires.
- $Dm = 51$  kN : poids de la machine (moteur, treuille).
- $Fc = 50$  kN : charge accidentelle due à la rupture du câble de l'ascenseur.
- $Pp = 6,3$  kN : charge nominal (personnes).
- $S = 1,7 * 1,9 = 3,23$  m<sup>2</sup> : surface de la cabine.
- $V = 1$  m/s : vitesse de levage.

### III.6.2. Dimensionnement de la dalle pleine

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,6}{1,7} = 0,94 > 0,4 ; \text{ dalle sur 4 appuis} \Rightarrow \frac{l_x}{45} = 3,56 \text{ cm} \leq e \leq \frac{l_x}{40} = 4 \text{ cm}$$

Conditions de coupe feux pour 3h  $e \geq 14$  cm soit  $e = 15$  cm.

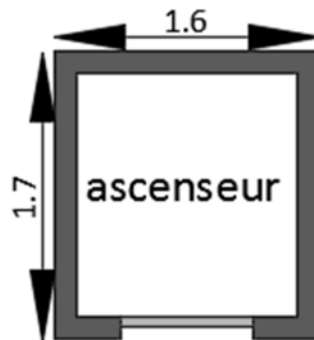


Figure III.23 schémas de l'ascenseur

### III.6.3. Etude de la dalle de l'ascenseur

Evaluation des charges et surcharges :

- **Charge concentrée :**

$$P_{total} = 15 + 51 + 6,3 = 72,3 \text{ kN}$$

$$P_u = 1,35(P_m + ) + 1,5P_p$$

$$q_u = 98,55 \text{ kN}$$

$$q_s = P_{total} = 72,3 \text{ kN}$$

- **Charge répartie :**

$$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2 : \text{ Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ kN/m}^2 : \text{ Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4,85 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Avec : } Q = 1 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_u = 1,35G' + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(4,85) + 1,5(1) = 8,05 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{ser} = G' + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ kN/ml.}$$

**Calcul des sollicitations sous charge concentré :**

La charge concentré  $P$  est appliquée à la surface de la dalle sur aire  $a_0 \times b_0$ . Elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : surface sur laquelle elle s'applique la charge.

$u \times v$  : surface d'impact

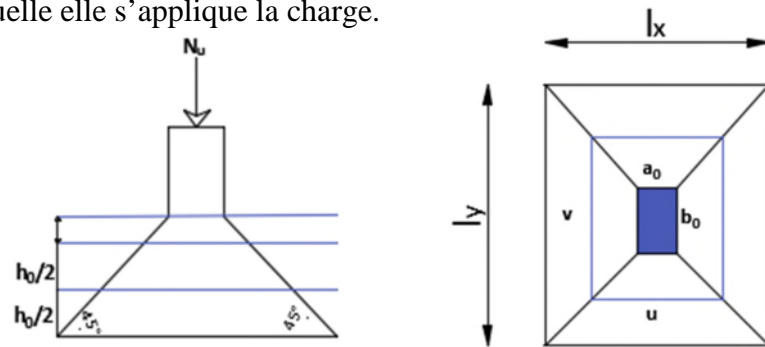


Figure III.24 schémas représentant la surface d'impact

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2\xi * h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2\xi * h_1 \end{cases}$$

$$\text{pour } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

Avec :  $h_1 = 5cm$ , épaisseur de revêtement, on prend  $\xi = 1$ .  
 $h_0 = 15cm$ , épaisseur de la dalle.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 0,8 + 0,15 + 2 * 0,05 = 1,05m \\ v = 0,8 + 0,15 + 2 * 0,05 = 1,05m \end{cases}$$

### Calcul des moments :

#### Sous charges concentrées :

#### Selon le BAEL 91(article 4.3)

$$\begin{cases} M_{0x1} = q_u(M_1 + vM_2) \\ M_{0y1} = q_u(M_2 + vM_1) \end{cases} \text{ Avec } v : \text{coefficient de poisson } \begin{cases} ELU v = 0 \\ ELS v = 0,2 \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = \frac{1,05}{1,6} = 0,656 \text{ et } \rho = 0,94$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_x} = \frac{1,05}{1,7} = 0,617 \text{ et } \rho = 0,94$$

$M_1$  et  $M_2$ : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

$$M_1 = 0,085 \quad M_2 = 0,067$$

$$\text{Pour } \rho = 0,9 \quad \begin{cases} M_1 = 0,077 \\ M_2 = 0,062 \end{cases} \quad \text{Pour } \rho = 1 \quad \begin{cases} M_1 = 0,068 \\ M_2 = 0,072 \end{cases}$$

$$f(0,94) = f(0,9) + \frac{f(1) - f(0,9)}{1 - 0,9} (0,94 - 0,9)$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_1 = 0,0734 \\ M_2 = 0,066 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_{0x1} = q_u \times M_1 \Rightarrow M_{0x1} = 98,55 \times 0,0734 = 7,23 \text{ kN. m}$$

$$M_{0y1} = q_u \times M_2 \Rightarrow M_{0y1} = 98,55 \times 0,0660 = 6,50 \text{ kN. m}$$

#### Sous charge réparties :

$$\begin{cases} M_{0x2} = \mu_x * q_u * l_x^2 \\ M_{0y2} = \mu_y * M_{0x2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x2} = 0,0419 * 8,05 * 1,6^2 = 0,86 kN.m \\ M_{0y2} = 0,8661 * 0,86 = 0,74 kN.m \end{cases}$$

avec (  $\mu_x = 0,0419$  ;  $\mu_y = 0,8661$ ) ..... sont donnée par l'annexe 2.

**La superposition des moments:**

$$\begin{cases} M_x = M_{0x1} + M_{0x2} = 7,23 + 0,86 = 8,09 kN.m \\ M_y = M_{0y1} + M_{0y2} = 6,5 + 0,74 = 7,9 kN.m \end{cases}$$

**Calcul des moments réels :**

- **Travées :**

$$M_{tx} = 0,75M_x \Rightarrow M_{tx} = 6,07 kN.m$$

$$M_{ty} = 0,75M_y \Rightarrow M_{ty} = 5,94 kN.m$$

- **Appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_x = -4,04 kN.m$$

**A- Calcul de ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1 ml de longueur et 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 13 \text{ cm}$  et  $d_y = 12 \text{ cm}$ .

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

*Tableau III.31 résultats de ferrailage de l'ascenseur sous charge concentrée*

Position		$M_u$ kN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z m	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup> /m	$A_{min}$ cm <sup>2</sup> /m	$A_{choisit}$ cm <sup>2</sup> /ml	ST cm
Travée	x-x	6,07	0,025	0,032	0,128	1,35	1,266	4HA10 =3,14	25
	y-y	5,94	0,026	0,033	0,118	1,31	1,2	4HA10 =3,14	25
Appui X et y		-4,04	0,017	0,021	0,129	0,89	1,57	4HA10 =3,14	25

**B- Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité :**

$$\rho > 0,4 \text{ et } e > 12 \text{ cm}$$

- **En travée :**

$$\Rightarrow A_x^{min} = \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * e}{2} = 1,236 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$A_a^{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,57 \text{ cm}^2$$

**Vérification au non – poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0,045 U_c * e * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Sachant que :

$$U_c = 2 * (u + v) = 4,2m, \text{ Périimètre du rectangle d'impact.}$$

$$Q_u = 98,55 \text{ kN, La charge calculée à l'ELU.}$$

$$e = 15 \text{ cm, Épaisseur de la dalle.}$$

$$Q_u = 98,55 \text{ kN} < 0,045 * (2 * 2,1) * 0,15 * \frac{25 * 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ kN}$$

$$Q_u = 98,55 \text{ kN} < 472,2 \text{ kN, Condition vérifiée, pas de risque de poinçonnement.}$$

### Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On a } u=v=1,05 \text{ m} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{3 * u} = 30,98 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = \frac{30,98 * 10^{-3}}{1 * 0,13} = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

### C- Vérification à l'ELS :

#### Évaluation du moment

- **Sous charges concentrées :**

$$M_{0x1} = q_s (M_1 + vM_2)$$

$$M_{0y1} = q_s (M_2 + vM_1)$$

$$\text{Avec } v = 0,2 \text{ et } q_{ser} = 72,3 \text{ kN}$$

$$M_{0x1} = 72,3 * (0,0734 + 0,2 * 0,066) = 6,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y1} = 72,3 * (0,066 + 0,2 * 0,0734) = 5,83 \text{ kN.m}$$

- **Sous charges réparties :**

$$\mu_x = 0,0491 ; \mu_y = 0,9087$$

$$\begin{cases} M_{0x2} = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 = 0,73 \text{ kN.m} \\ M_{0y2} = \mu_y * M_{0x2} = 0,66 \text{ kN.m} \end{cases}$$

#### Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{0x1} + M_{0x2} = 6,26 + 0,73 = 6,99 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{0y1} + M_{0y2} = 5,83 + 0,66 = 6,49 \text{ kN.m} \end{cases}$$

#### Calcul des moments réels :

- **Travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x \Rightarrow M_{tx} = 5,24 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y \Rightarrow M_{ty} = 4,87 \text{ kN.m}$$

- **Appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -3,49 \text{ kN.m}$$

#### Vérification des contraintes :

$$\text{Calcul de } y = \frac{b * y^2}{2} + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\text{Calcul de } I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s * (d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Tableau III.32 vérification de la contrainte du béton

Position	M <sub>s</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm/ml)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
----------	--------------------------	---------------------------	-----------	-------------------------	--------------------------	---------------------------



Travée	x-x	5,24	3,14	3,06	5608,74	2,86	15
	y-y	4,87	3,14	2,92	4713,13	3,02	15
Appui X et y		-3,49	3,14	3,06	5608,74	1,9	15

La vérification des contraintes du béton est satisfaite donc il n'y a pas de risque de fissuration du béton

#### Vérification de l'état limite de déformation :

Selon le **BAEL991/99**, la vérification de la flèche est inutile si :

##### Dans le sens x-x :

$$e=15\text{cm} > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{5,24}{20*6,99}\right)*160=10\text{cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 < \frac{2*100*13}{400} = 6,5\text{cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

##### Dans le sens y-y :

$$e=15\text{cm} > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{4,87}{20*6,49}\right)*170=10,62\text{cm} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 < \frac{2*100*12}{400} = 6\text{cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées pour les deux sens donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

### III.6.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Sachant que les dimensions sont les mêmes que celle de la dalle du locale de la machinerie

$$G' = G_1 + G_2 = 4,85 \text{ kN/m}^2,$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{2,72} = 18,38 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Poids surfacique due à la machine.}$$

$$G_{\text{tot}} = G' + G'' = 23,23 \text{ kN/m}^2, \quad Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q) * 1 \text{ ml} \Rightarrow q_u = (1,35(23,23) + 1,5*1) * 1 = 32,86 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (G_{\text{tot}} + Q) * 1 \text{ ml} = 24,23 \text{ kN/ml}$$

#### Évaluation des moments :

$$\mu_x = 0,0419 ; \mu_y = 0,8661$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{0x} &= \mu_x * q_u * l_x^2 = 3,52 \text{ kn.m} \\ M_{0y} &= \mu_y * M_{0x} = 3,05 \text{ kn.m} \end{aligned} \right.$$

#### Calcul des moments réels :

##### - Travées :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 2,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 2,29 \text{ kN.m}$$

##### - Appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} \Rightarrow M_a = -1,76 \text{ kN.m}$$

#### Calcul de ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1 ml de longueur et 15 cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x=13\text{cm}$  et  $d_y=12\text{cm}$ .

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

*Tableau III.33 résultats de ferrailage de l'ascenseur sous charge répartie*

Position		M <sub>u</sub> kN.m	μ <sub>bu</sub>	α	Z m	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /m	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	A <sub>choisit</sub> cm <sup>2</sup> /ml	ST cm
Travée	x-x	2,64	0,011	0,014	0,129	0,59	1,266	4HA10 =3,14	25
	y-y	2,29	0,011	0,014	0,119	0,55	1,2	4HA10 =3,14	25
Appui X et y		-1,76	0,007	0,0044	0,129	0,39	1,57	4HA10 =3,14	25

**Vérification à l'ELS :**

- **Évaluation des moments :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 = 3,04 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = \mu_y * M_{0x2} = 2,76 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_x \Rightarrow M_{tx} = 2,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y \Rightarrow M_{ty} = 2,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -1,52 \text{ kN.m}$$

**Vérification des contraintes :**

$$\text{Calcul de } y = \frac{b * y^2}{2} + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\text{Calcul de } I = \frac{1}{3} y^3 + 15 A_s * (d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

**Tableau III.34** vérification de la contrainte du béton

Position		M <sub>s</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm/ml)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
Travée	x-x	2,28	3,14	3,06	5608,74	1,24	15
	y-y	2,07	3,14	2,92	4713,13	1,28	15
Appui X et y		-1,52	3,14	3,06	5608,74	0,83	15

La vérification des contraintes du béton est satisfaite donc il n'y a pas de risque de fissuration du béton

**Vérification de l'état limite de déformation :**

Selon le **BAEL991/99**, la vérification de la flèche est inutile si :

**Dans le sens x-x :**

$$e = 15 \text{ cm} > \max \left( \frac{1}{16}; \frac{2,28}{20 * 3,05} \right) * 160 = 10 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 < \frac{2 * 100 * 13}{400} = 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Dans le sens y-y :**

$$e = 15 \text{ cm} > \max \left( \frac{1}{16}; \frac{2,07}{20 * 2,76} \right) * 170 = 10,62 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 < \frac{2 \cdot 100 \cdot 12}{400} = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées pour les deux sens donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

## Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferraillées.

La structure présente un seul type d'escalier, dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrailage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrailage a été déterminé en respectant règles de calcul. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferraillé la dalle du locale des machines. Tout en respectant les règles données par le **BAEL** et le **RPA99/2003**.

## Chapitre IV - Étude dynamique

### Introduction :

L'étude des éléments porteurs consiste à la distribution des charges verticales et horizontales aux portiques et voiles.

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape importante dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone IIa dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion...).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée. Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ETABS2016.

#### IV.1 Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
  - Par la méthode dynamique ;
  - La méthode d'analyse modale spectrale ;
  - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Pour notre cas on utilise la méthode d'analyse modale spectrale

##### IV.1.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien (**RPA99/version2003**) **Article (4.2.1)** permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### Calcul de la force sismique totale (**RPA99/version2003**) **Article 4.2.3**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule donnée par la méthode statique équivalente :

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

A : Coefficient d'accélération de la zone. (**RPA99/version2003**) **tableau 4.1** C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a :  $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone sismique IIa} \end{cases} \rightarrow A = 0,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. (**RPA99/version2003**) **tableau 4.3** Dans le cas de ce projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : R = 5.

Q : Facteur de qualité.  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$  .....(**RPA99/version2003**) **formule 4.4**.  $P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q .....(**RPA99/version2003**)

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1** valeurs des pénalités  $P_q$

Critère $q$	Sens x		Sens y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0,05	non	0,05
2- Redondance en plan	non	0,05	non	0,05
3- Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
4- Régularité en élévation	non	0,05	non	0,05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6- Contrôles d'exécution	oui	0	oui	0
La somme	/	0,2	/	0,2

Donc :  $= Qy = 1,2$

$W$  : Poids total de la structure :

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitations.

$\beta$  : Coefficients de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par ..... (RPA99/version2003) tableau 4.5.

$\beta$  : 0,2 Pour l'usage d'habitation.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel **ETABS 2016**, la valeur trouvée est :  $W = 32423,14 \text{ KN}$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivant :

Selon le (RPA99/2003) formule 4.2

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

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement,

Selon 1 (RPA99/2003) formule 4.3 :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

$\xi$  : Pourcentage (%) d'amortissement critique. (RPA99/version2003) tableau 4.2

$\xi = 7 \%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882$$

**T1 et T2** : Période caractéristique relative au sol.

Le sol d'implantation de cette structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques  $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$

*T* : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du **RPA99/2003 (article 4.2.4) suivantes** :

$$T = C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \dots\dots\dots 1 \quad \text{RPA99/2003 formule 4.6}$$

$$T_{x,y} = \frac{0,09h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \dots\dots\dots 2 \quad \text{RPA99/2003 formule 4.7}$$

Avec  $h_N$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(sans sous-sol)

$$h_N = 32,64 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le **tableau 4.6 du RPA99 version 2003**. Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T = 0,05$

$L_x, L_y$  : La dimension projetée du bâtiment selon x et y respectivement à la base.

$$T = 0,05 * 32,64^{\frac{3}{4}} = 0,683s$$

$L_x = 26,53 \text{ m}$  : étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 15,67 \text{ m}$  : étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0,09*32,64}{\sqrt{26,53}} = 0,57s$$

$$T_y = \frac{0,09*32,64}{\sqrt{15,67}} = 0,742s$$

Donc

$$T_x = \min(T_x ; T) = 0,57s$$

$$T_y = \min(T_y ; T) = 0,68s$$

$$0,5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2,5 * 0,882 \left(\frac{0,5}{0,57}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,02$$

$$0,5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2,5 * 0,882 \left(\frac{0,5}{0,68}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,796$$

**Vérification de la période numérique de la structure :**

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur **ETABS** et elle doit être inférieur à la période empirique).

Il faut que :

$$T_{\text{num}} \leq T_{\text{emp}} \rightarrow T_{\text{num}} = 0,84\text{s} < T_{\text{emp}} = 0,888\text{s} \quad \text{Donc la période est vérifiée}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{\text{st}(x,y)} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

$$V_{\text{stx}} = \frac{0,15 \cdot 2,02 \cdot 1,2 \cdot 32423,14}{5} = 2357,34$$

$$V_{\text{sty}} = \frac{0,15 \cdot 1,796 \cdot 1,2 \cdot 32423,14}{5} = 2096,35$$

### IV.1.2. Méthode dynamique

#### Méthode d'analyse modale spectrale

##### Principe :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

Par la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établi grâce à l'expression suivante :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25 * A * [1 + \frac{T}{T_1} (\frac{2,5 * \eta * Q}{R} - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 * \eta * 1,25 * A * \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 * \eta * 1,25 * A * \frac{Q}{R} * (\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 * \eta * 1,25 * A * (\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} * (\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} * \frac{Q}{R} & T \geq 3s \end{cases}$$

Le spectre obtenu est représenté sur la figure suivante sous forme de courbe :

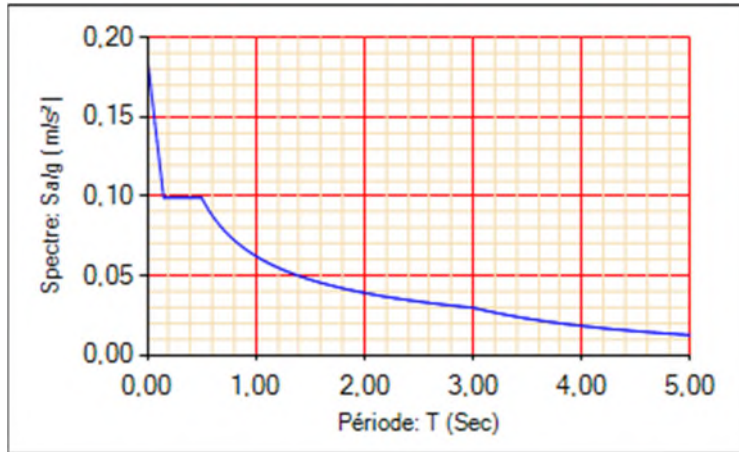


Figure IV.1 spectre de réponse de la structure

Cette structure est modélisée avec le logiciel **ETABS2016**. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil.

### Disposition des voiles

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 14 mètres, donc selon **RPA99/2003 (article 3.4)** on doit introduire des voiles, On a opté à cette disposition :

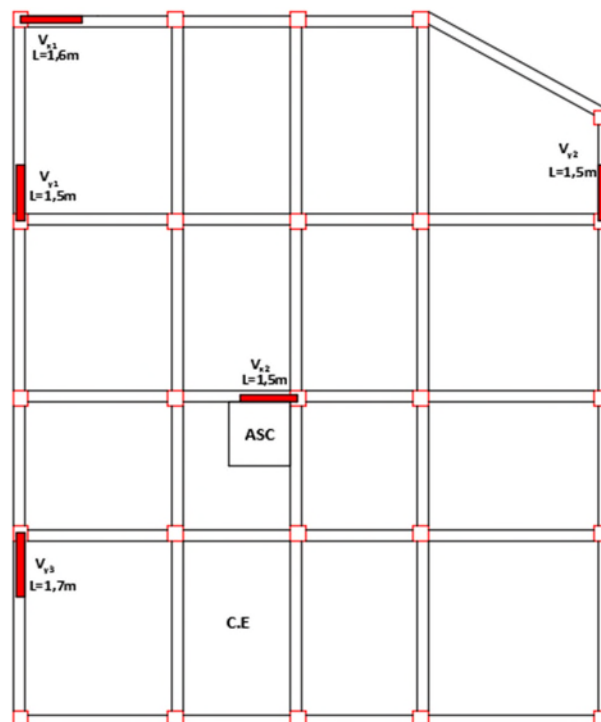


Figure IV.2 disposition des voiles

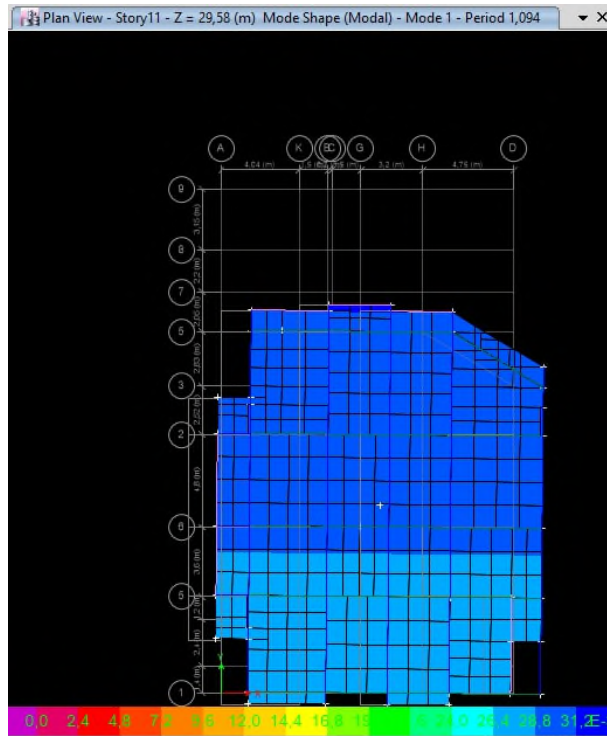
### Comportement de la structure

#### Mode de vibration et taux de participation des masses :

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de cette structure.

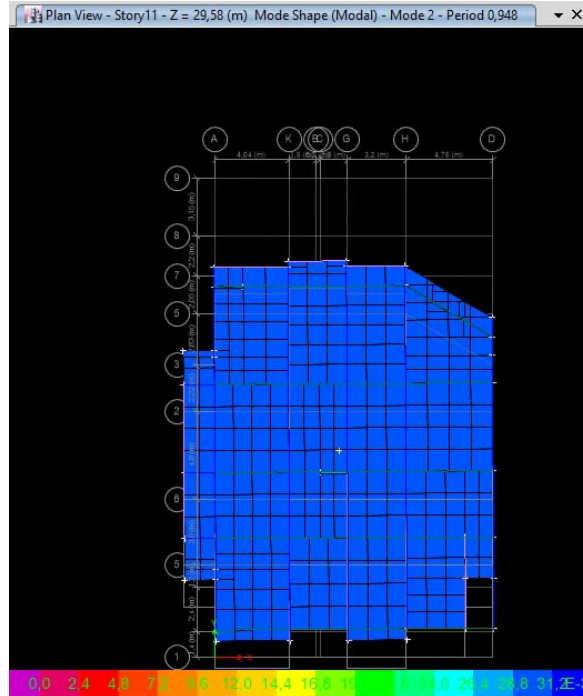


**Mode 1 : translation selon X**



*Figure IV.3 premier mode de déformation*

**Mode 2 : translation selon Y**



*Figure IV.4 deuxième mode de déformation*

**Mode 3 : Rotation selon z**

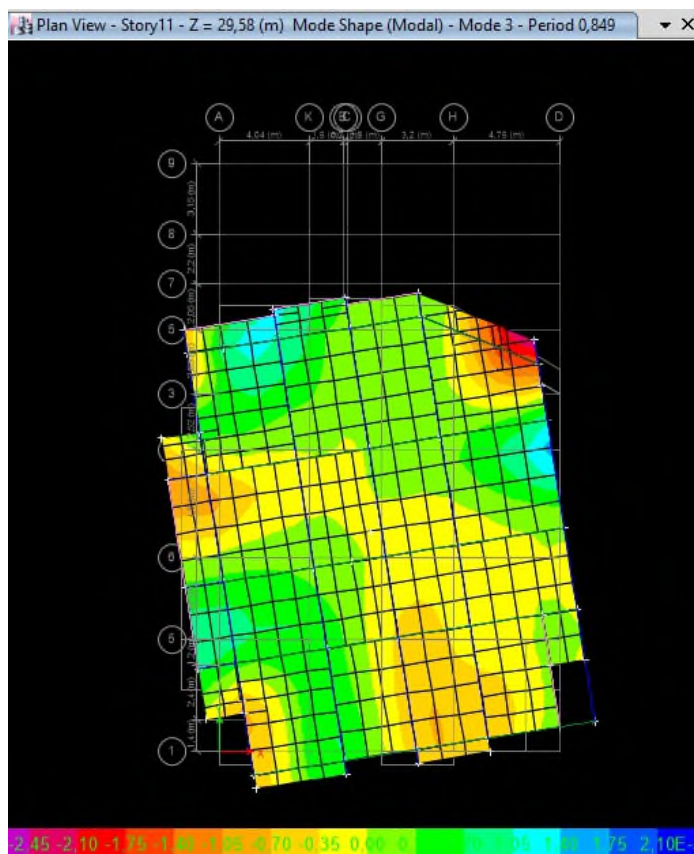


Figure IV.5 troisième mode de déformatiV.2 Mode de Vibration et taux de participation des masses

Le **RPA 99/2003 (article 4.3.4, a)** exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure

modes	Période(s)	Masse modale	Masse modale	Sum $U_x$	Sum $U_y$
		$U_x(\%)$	$U_y(\%)$		
Mode1	1,094	0,6599	0	0,6599	0
Mode2	0,948	3,389E-05	0,6315	0,6599	0,6315
Mode3	0,849	0,0019	0,0004	0,6619	0,6318
Mode4	0,362	0,1193	0	0,7812	0,6318
Mode5	0,304	2,655E-05	0,1181	0,7812	0,7499
Mode6	0,273	0,0002	4,862E-06	0,7815	0,7499
Mode7	0,197	0,0521	0	0,8336	0,7499
Mode8	0,159	4,759E-06	0,0523	0,8336	0,8022
Mode9	0,14	0,0022	0,0001	0,8358	0,8023
Mode10	0,126	0,0312	8,629E-06	0,8669	0,8024
Mode11	0,099	0,0001	0,0289	0,867	0,8312
Mode12	0,088	0,016	0,0012	0,8831	0,8324

### Justification de l'interaction voile-portique

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

Selon le **RPA99/2003 (article 3.4.4.a)**, l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

#### A- Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 80\%$$

$$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 20\%$$

*Tableau IV.3. Vérification de l'interaction sous charges verticales*

Niveaux	Charge reprise en (kN)			Pourcentage reprise (%)		Observation
	portique	voile	total	portique	voile	
étage9	-2549,23	-396,07	-2945,304	86,55	13,45	vérifiée
étage8	-5015,55	-764,89	-5780,44	86,77	13,23	vérifiée
étage7	-7541,46	-1142,58	-8683,98	86,84	13,16	vérifiée
étage6	-10288,79	-1424,23	-11713,031	87,84	12,16	vérifiée
étage5	-12922,68	-1771,14	-14693,825	87,95	12,05	vérifiée
étage4	-15598,22	-2085,24	-17683,469	88,21	11,79	vérifiée
étage3	-18609,4	-2249,26	-20858,665	89,22	10,78	vérifiée
étage2	-21475,58	-2494,17	-23969,734	89,58	10,42	vérifiée
étage1	-24690,82	-2596,23	-27287,056	90,49	9,51	vérifiée
RDC	-28044,85	-2788,68	-30833,54	90,96	9,04	vérifiée
Entresol	-26381,58	-2232,32	-28613,903	91,2	8,80	vérifiée

#### B- Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 25\%$$

$$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 75\%$$

*Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon x-x*

Niveaux	Charge reprise en (kN)			Pourcentage reprise (%)		Observation
	portique	voile	total	portique	voile	
étage9	386,64	58,86	445,505	86,79	13,21	vérifiée
étage8	613,59	83,35	696,95	88,04	11,96	vérifiée
étage7	669,88	242,25	912,14	73,44	26,56	vérifiée
étage6	965,37	145,74	1111,12	86,88	13,12	vérifiée
étage5	1020,65	256,31	1276,97	79,93	20,07	vérifiée
étage4	1052,17	372,1005	1424,27	73,87	26,13	vérifiée
étage3	1309,39	251,55	1560,94	83,88	16,12	vérifiée
étage2	1219,903	450,41	1670,32	73,03	26,97	vérifiée

étage1	1361,76	397,805	1759,65	77,39	22,61	vérifiée
RDC	1198,49	508,76	1707,25	70,2	29,80	vérifiée
Entresol	101,907	519,051	620,85	16,41	83,59	non vérifiée

**Tableau IV.5.** Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon y-y

niveaux	Charge reprise en (kN)			Pourcentage reprise (%)		Observation
	portique	voile	total	portique	voile	
étage9	223,54	77,024	300,57	74,37	25,63	vérifiée
étage8	439,11	77,15	516,26	85,06	14,84	vérifiée
étage7	480,65	133,07	613,72	78,32	21,68	vérifiée
étage6	732,19	102,07	834,27	87,76	12,24	vérifiée
étage5	773,21	155,83	928,45	83,28	16,72	vérifiée
étage4	797,22	198,99	996,21	80,03	19,97	vérifiée
étage3	1002,32	165,93	1168,26	85,8	14,2	vérifiée
étage2	895,13	249,73	1144,87	78,19	21,81	vérifiée
étage1	993,19	228,39	1221,59	81,30	18,7	vérifiée
RDC	746,15	321,83	1067,99	69,87	30,13	vérifiée
Entresol	140,58	115,83	256,41	54,82	45,18	vérifiée

**Remarque :** Les résultats obtenus montrent que l'interaction voiles-portiques est vérifiée sauf pour la vérification horizontale selon x-x à cause de la présence des voiles, donc on peut dire qu'un système de contreventement mixte portiques-voiles.

#### Vérification de l'effort normal réduit :

Selon le RPA99/2003 (article 7.4.3.1) l'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

*N* : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

*B* : Est l'aire (section brute) du poteau

*f<sub>c28</sub>* : Est la résistance caractéristique du béton =25MPa

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

**Tableau IV.6.** Vérification de l'effort réduit

Niveaux	La section adoptée(cm <sup>2</sup> )			N(kN) (ELS)	v	Observation
	b(cm)	h(cm)	aire(cm <sup>2</sup> )			
Entresol	55	55	3025	1851,95	0,245	vérifiée
RDC+étage1	50	50	2500	1615,69	0,2585	vérifiée
Etages(2+3)	45	45	2025	1419,087	0,280	vérifiée
Etages(4+5+6)	40	40	1600	1035,605	0,259	vérifiée
Etages(7+8)	35	35	1225	506,666	0,165	vérifiée
Etage9	30	30	900	182,0625	0,081	vérifiée

**Remarque :** L'effort normal réduit est vérifié pour tous les niveaux, il n'ya pas de risque de rupture fragile sous l'effort sismique.

#### Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon le RPA99/2003(article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base **V<sub>dyn</sub>** obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques

déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc il faut vérifier la condition suivante :  $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

**Tableau IV.7. Vérification de l'effort tranchant à la base**

Sens	$V_{dyn}(kN)$	$0,8*V_{st}(kN)$	Observation
x-x	1893,7853	1885,873739	vérifiée
y-y	1678,1065	1672,656996	vérifiée

### Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

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

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage c'est à dire :  $\Delta_k < 1\% \times h_k$ .

$h_k$ : La hauteur d'étage.

Les résultats de calcul sont présentés dans les deux tableaux suivants :

**Tableau IV.8. Vérification des déplacements relatifs selon x-x**

Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k / h_k$	Observation
Entresol	0,2131	1,0655	0	1,07	357,0	0,298	vérifiée
RDC	0,5445	2,7225	1,0655	1,66	305,0	0,543	vérifiée
étage1	0,8946	4,473	2,7225	1,75	289,0	0,606	vérifiée
étage2	1,273	6,365	4,473	1,89	289,0	0,655	vérifiée
étage3	1,7042	8,521	6,365	2,16	289,0	0,746	vérifiée
étage4	2,1414	10,707	8,521	2,19	289,0	0,756	vérifiée
étage5	2,5592	12,796	10,707	2,09	289,0	0,723	vérifiée
étage6	2,9454	14,727	12,796	1,93	289,0	0,668	vérifiée
étage7	3,3016	16,508	14,727	1,78	289,0	0,616	vérifiée
étage8	3,6154	18,077	16,508	1,57	289,0	0,543	vérifiée
étage9	3,8976	19,488	18,077	1,41	289,0	0,488	vérifiée

**Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs selon y-y**

Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k / h_k$	Observation
Entresol	0,1266	0,633	0	0,63	357,0	0,177	vérifiée
RDC	0,3367	1,684	0,633	1,05	305,0	0,344	vérifiée
étage1	0,5909	2,955	1,684	1,27	289,0	0,440	vérifiée
étage2	0,8733	4,367	2,955	1,41	289,0	0,489	vérifiée
étage3	1,1612	5,806	4,367	1,44	289,0	0,498	vérifiée
étage4	1,4475	7,238	5,806	1,43	289,0	0,495	vérifiée
étage5	1,7165	8,583	7,238	1,35	289,0	0,465	vérifiée
étage6	1,9613	9,807	8,583	1,22	289,0	0,424	vérifiée
étage7	2,2026	11,013	9,807	1,21	289,0	0,417	vérifiée
étage8	2,4275	12,138	11,013	1,12	289,0	0,389	vérifiée
étage9	2,638	13,190	12,138	1,05	289,0	0,364	vérifiée

**Remarque :** On voit bien à travers ces deux tableaux, que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, donc la condition est vérifiée.

**Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K.

$V_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau K.

Si  $0,1 < \theta_k \leq 0,2 \Rightarrow$  l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$ .

Si  $\theta_k > 0,2 \Rightarrow$  La structure est partiellement instable, elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les deux tableaux suivants :

**Tableau IV.10.** Vérification des effets de second ordre selon x-x

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (cm)	$\theta_k$	Observation
Entresol	357,0	32423,138	1,0655	1893,785288	0,051	vérifiée
RDC	305,0	29265,167	1,657	1857,342495	0,086	vérifiée
étage1	289,0	25876,974	1,7505	1772,265109	0,088	vérifiée
étage2	289,0	22892,865	1,892	1672,547236	0,090	vérifiée
étage3	289,0	19988,178	2,156	1554,108511	0,096	vérifiée
étage4	289,0	17083,491	2,186	1419,422877	0,091	vérifiée
étage5	289,0	14249,194	2,089	1270,902226	0,081	vérifiée
étage6	289,0	11403,452	1,931	1102,346163	0,069	vérifiée
étage7	289,0	8557,7086	1,781	907,5566398	0,058	vérifiée
étage8	289,0	5773,3251	1,569	678,1768802	0,046	vérifiée
étage9	289,0	2988,9416	1,411	397,5543908	0,037	vérifiée

**Tableau IV.11.** Vérification des effets de second ordre selon y-y

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (cm)	$\theta_k$	observation
Entresol	357,0	32423,138	0,633	1678,106512	0,034	vérifiée
RDC	305,0	29265,167	1,0505	1646,517324	0,061	vérifiée
étage1	289,0	25876,974	1,271	1574,198609	0,072	vérifiée
étage2	289,0	22892,865	1,412	1489,633052	0,075	vérifiée
étage3	289,0	19988,178	1,4395	1386,718352	0,072	vérifiée
étage4	289,0	17083,491	1,4315	1267,032377	0,067	vérifiée
étage5	289,0	14249,194	1,345	1134,201699	0,058	vérifiée
étage6	289,0	11403,452	1,224	982,6666086	0,049	vérifiée
étage7	289,0	8557,7086	1,2065	807,0329169	0,044	vérifiée
étage8	289,0	5773,3251	1,1245	602,557022	0,037	vérifiée
étage9	289,0	2988,9416	1,0525	353,8875377	0,031	vérifiée

**Remarque :** D'après les résultats obtenus,  $\theta \leq 0,1$  est satisfait, donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure, d'où les effets du second ordre peuvent être négligés.

## Conclusion

Toutes les étapes de l'étude dynamique, à savoir la vérification du comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit et l'effet P- $\Delta$  découlent toutes 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 des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Et les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été modifiées, les poutres et les voiles ont été maintenues telles que :

### - Pour les poteaux

Sous – sol & entresol .....	(55*55) cm <sup>2</sup> ;
RDC et étage1 .....	(50*50) cm <sup>2</sup> ;
Étages 2 et 3 .....	(45*45) cm <sup>2</sup> ;
Étages 4, 5 et 6 .....	(40*40) cm <sup>2</sup> ;
Étages 7 et 8 .....	(35*35) cm <sup>2</sup> ;
Étage 9 .....	(30*30) cm <sup>2</sup> ;

### - Pour les poutres

Poutre principale : (b\*h) = (30\*40) cm<sup>2</sup> ;

Poutre secondaire : (b\*h) = (30\*35) cm<sup>2</sup>

### - Les voiles

e = 20 cm pour tous les niveaux

# Chapitre V - Étude des éléments structuraux

## Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre à tous genres de sollicitations.

## V.I Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS2016** dans l'ordre suivant :

- |                   |                |               |
|-------------------|----------------|---------------|
| 1) $1,35G + 1,5Q$ | 3) $G + Q + E$ | 5) $0,8G + E$ |
| 2) $G + Q$        | 4) $G + Q - E$ | 6) $0,8G - E$ |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

$$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_1$$

$$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{corr}} \rightarrow A_2 \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

$$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_3$$

## Recommandations du RPA99/2003

### Armatures longitudinales (RPA99/2003 Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.  
 $A_{\min} = 0,8 \%$  de la section du béton (en zone IIa).  
 $A_{\max} = 4 \%$  de la section du béton (en zone courante).  
 $A_{\max} = 6 \%$  de la section du béton (en zone de recouvrement).  
 $\varnothing_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{\min}$ ) est de  $40 \varnothing$  en zone IIa.
- La distance entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont :  
 $L' = 2h$   
 $h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right)$

### Armatures transversales

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

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

$V_u$  : Est l'effort tranchant de calcul max dans le poteau.

$h_1$  : 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.

$\rho_a = 2,5$  Si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  Si  $\lambda_g \leq 5$  Avec  $\lambda_g$ : l'élanement géométrique du poteau  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b}\right)$

$t$ : Est l'espacement des armatures transversales.

$t \leq \min(10 \times \varnothing_t; 15 \text{ cm})$  (Zone nodale)

$t \leq 15 \times \varnothing_t$  (Zone courante) Avec  $\varnothing_t$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

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

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8 \%$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  interpoler entre les valeurs précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \varnothing_t$  (au minimum).

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

**Tableau V.1.** Les sections d'aciers minimales et maximales selon l'RPA99/2003

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> ) zone courante	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
Sous-sol et entresol	55*55	24,2	121	181,5
RDC et étage1	50*50	20	100	150
étages 2 et 3	45*45	16,2	81	121,5
étages 4,5 et 6	40*40	12,8	64	96
étages 7 et 8	35*35	9,8	49	73,5
étage9	30*30	7,2	36	54

### Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS2016**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.2.** Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	Aire	$N^{max}$ (kN) (ELU)	$M^{corr}$ (kN.m)	$M^{max}$ N.m (ELA)	$N^{corr}$ (kN)	$N^{min}$ kN (ELA)	$M^{corr}$ (kN.m)
Sous-sol et entresol	55*55	2934,79	-128,44	189,66	-363,01	-1028,8	43,29
RDC et étage 1	50*50	2240,083	-25,869	-175,818	-1601,779	-453,60	88,72
étages 2 et 3	45*45	1765,17	-15,10	167,42	-508,29	-111,43	64,45
étages 4,5 et 6	40*40	1313,85	-11,40	130,17	-316,09	-10,07	7,99
étages 7 et 8	35*35	667,58	-7,72	85,36	-162,10	-61,72	4,61
étage 9	30*30	247,47	-8,13	-64,19	-100,44	-35,002	1,39

**V.1.1. Calcul du ferrailage**  
**Armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

**Exemple de calcul (poteau RDC)**

**A- Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  (ELU)**

$d = 47,5 \text{ cm}$  et  $d' = 2,5 \text{ cm}$

$N = 2240,083 \text{ kN}$  (compression)

$M = -25,869 \text{ kN.m}$

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{25,869}{2240,083} = 0,011m < \frac{h}{2} = 0,25m$

→ Le centre de pression est à l'intérieur de la section

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) > (b) \dots\dots\dots(I)$

$(a) = N_u (d - d') - M_{ua}$

Avec :  $M_{ua} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 25,869 + 2240,083(0,475 - 0,25) = 529,88kN.m$

$(a) = 2240,083(0,475 - 0,025) - 529,88 = 478,16kN.m$

$(b) = (0,337 h - 0,81d') b * h * f_{bu} = (0,337 * 0,5 - 0,81 * 0,025) * 0,5 * 0,5 * 14,2$

$(b) = 526,29kN.m > (a) = 478,16kN.m \rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{529,88 * 10^{-3}}{0,5 * 0,475^2 * 14,2} = 0,331$

$\alpha = 1,25 * \left( 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}} \right) = 0,524$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,375 m$

$A_l = \frac{M_{ua}}{Z * f_{st}} = \frac{529,88 * 10^{-3}}{0,375 * 348} = 40,6 \text{ cm}^2$

$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 40,6 - \frac{2240,083 * 10^{-3}}{348} * 10^4 = -23,77 \text{ cm}^2 < 0$  donc  $A_s = 0$

**B- Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  (ELA)**

$N = 1601,779 \text{ kN}$  (compression)

$M = -175,818 \text{ kN.m}$

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{175,818}{1601,779} = 0,11m < \frac{h}{2} = 0,25m$

→ Le centre de pression est à l'intérieur de la section

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) > (b) \dots\dots\dots(I)$

$(a) = N_u (d - d') - M_{ua}$

Avec :  $M_{ua} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 175,818 + 1601,779(0,475 - 0,25) = 536,22kN.m$

$(a) = 1601,779(0,475 - 0,025) - 536,22 = 184,58 \text{ kN.m}$

$(b) = (0,337 h - 0,81d') b * h * f_{bu} = (0,337 * 0,5 - 0,81 * 0,025) * 0,5 * 0,5 * 18,48$

$(b) = 684,91kN.m > (a) = 184,58 \text{ kN.m} \rightarrow (I)$  n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{536,22 \cdot 10^{-3}}{0,5 \cdot 0,475^2 \cdot 18,48} = 0,257$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,379$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,403 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{Z * f_{st}} = \frac{536,22 \cdot 10^{-3}}{0,373 \cdot 400} = 33,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 33,26 - \frac{1601,779 \cdot 10^{-3}}{400} * 10^4 = -6,78 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc } A_s=0$$

### C- Calcul sous $N_{min}$ et $M_{cor}$ (ELA)

$$N = -453,6 \text{ kN (traction)}$$

$$M = 88,72 \text{ kN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{88,72}{453,6} = 0,19 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,25 \text{ m}$$

→ Le centre de traction est à l'intérieur de la section

N est un effort de traction, et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton,

Donc la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) > (b) \dots\dots\dots (I)$$

$$(a) = N_u (d - d') - M_{ua}$$

$$\text{Avec : } M_{ua} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 88,72 - 453,6(0,475 - 0,25) = -13,14 \text{ kN.m}$$

$$(a) = -453,6(0,475 - 0,025) + 13,14 = -190,78 \text{ kN.m}$$

$$(b) = (0,337 h - 0,81 d') b * h * f_{bu} = (0,337 * 0,5 - 0,81 * 0,025) * 0,5 * 0,5 * 18,48$$

$$(b) = 684,91 \text{ kN.m} > (a) = -190,78 \text{ kN.m} \rightarrow (I) \text{ n'est pas vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,0064$$

$$\alpha = 0,008$$

$$Z = 0,476$$

$$A_l = -0,69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 10,65 \text{ cm}^2 > 0$$

Le poteau sera donc ferrailé avec le max ( $A_a$  ;  $A_b$  ;  $A_c$ ) →  $A=10,65 \text{ cm}^2$ /Toute la section.

Le tableau ci-dessous résume les résultats du ferrailage longitudinal des poteaux :

**Tableau V.3. Ferrailage des poteaux**

Niveau	N(kN)	M (kN.m)	V(kN)	com	Type De section	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
S.S et E.S (55*55)	-2934,79	-128,44	95,77	ELU	SPC	0	24,2	4HA20+8HA16 =28,65cm <sup>2</sup>
	-363,01	189,66		ELA	SPC	6,08	24,2	
	1028,8	43,29		ELA	SPC	0	24,2	

RDC et étage1 (50*50)	-2240,08	-25,87	-161,72	ELU	SPC	0	20	8HA14+4HA16 =20,36cm <sup>2</sup>
	-1601,78	-175,82		ELA	SPC	0	20	
	453,60	88,72		ELA	SPC	10,65	20	
étages 2 et 3 (45*45)	-1765,17	-15,10	-161,36	ELU	SPC	0	16,2	12HA14 =18,47cm <sup>2</sup>
	-508,29	167,42		ELA	SPC	4,87	16,2	
	111,43	64,45		ELA	SET	10,63	16,2	
étages 4,5 et 6 (40*40)	-1313,85	-11,4	-143,90	ELU	SPC	0	12,8	4HA14+8HA12 =15,21 cm <sup>2</sup>
	-316,09	130,17		ELA	SPC	5,82	12,8	
	10,07	7,99		ELA	SET	8,4	12,8	
étages 7 et 8 (35*35)	-667,58	-7,72	-101,32	ELU	SPC	0	9,8	8HA14 =12,32cm <sup>2</sup>
	-162,10	85,36		ELA	SPC	5,2	9,8	
	61,72	4,61		ELA	SPC	1,37	9,8	
étage 9 (30*30)	-247,47	-8,13	38,33	ELU	SPC	0	7,2	8HA12 =9,05cm <sup>2</sup>
	-100,44	-64,19		ELA	SPC	5,26	7,2	
	35,002	1,39		ELA	SET	4,725	7,2	

### Armatures transversales

On prend pour exemple le poteau de sous-sol et l'entresol (55\*55) :

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 * 3,57 = 2.499m$$

$$\lambda_g = \frac{2,499}{0,55} = 4,54 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

D'après les recommandations du RPA l'espacement est pris égal à :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15) = \min(16; 15) = 15cm$  soit  $t=10cm$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l^{min} = 24cm$  soit  $t'=15cm$

$$\frac{A_t}{t^{max}} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e} \text{ donc } A_t = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e} * t^{max} = \frac{3,75 * 95,77 * 10^{-3}}{0,55 * 400} * 0,15 = 2,45cm^2$$

$$0,8\% * t * b = 6,6 \leq A_t^{min} \leq 0,3\% * t * b = 2,475$$

Après l'interpolation on trouve

$$A_t^{min} = cm^2$$

Donc on ferraille avec  $A_t^{cal}=2,45cm^2$

On adopte 10HA8=5,03cm<sup>2</sup>

### Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40\phi_l^{max} = 40 * 2 = 80cm \text{ soit } L_r = 90cm$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

**Tableau V.4. Ferrailage transversal des poteaux**

Niveaux	Sous-sol et entresol	RDC et étage 1	étages 2 et 3	Étages 4,5 et 6	étages 7 et 8	étages 9
Section (cm <sup>2</sup> )	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
Ø <sub>lmax</sub> (cm)	2	1,6	1,4	1,4	1,4	1,2
Ø <sub>lmin</sub> (cm)	1,6	1,4	1,4	1,2	1,4	1,2
L0 (cm)	3,17	3,17	2,49	2,49	2,49	2,49
Lf (cm)	2,219	2,219	1,743	1,743	1,743	1,743
λ <sub>g</sub>	4,54	4,44	3,87	4,36	4,98	5,81
ρ <sub>a</sub>	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
Vu (kN)	95,77	161,72	161,36	143,90	101,32	38,33
Lr(cm)	90	70	60	60	60	50
tz.nod(cm)	10	10	10	10	10	10
tz.cour(cm)	15	15	15	15	15	15
A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	2,45	4,55	5,04	5,06	4,07	1,2
A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	3,42	3,3	3,93	2,76	1,6	1,35
A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	5HA10 =3,93	6HA10 =4,71	7HA10 =5,5	7HA10 =5,5	6HA10 =4,71	4HA8 =2,01

D'après le code de béton armé (**CBA93. Article A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67mm \text{ pour sous-sol et entresol..... Vérifiée}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33mm \text{ pour RDC et étage 1..... Vérifiée}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{14}{3} = 4,67mm \text{ pour les étages 2,3,5,6,7 et 8..... Vérifiée}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{12}{3} = 4mm \text{ pour étage 9..... Vérifiée}$$

### V.1.2. Vérifications nécessaires

#### Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement)

D'après le **RPA99/2003**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{v_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d * f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5. Vérification des contraintes tangentielles**

Niveau	λ <sub>g</sub> (cm)	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V(kN)	τ <sub>bu</sub>	τ̄ <sub>bu</sub>	Observation
S.S et E.S (55*55)	4,54	0,04	52,5	95,77	0,332	1	Vérifiée
RDC et étage1 (50*50)	4,44	0,04	47,5	161,72	0,681	1	Vérifiée
étages 2 et 3	3,87	0,04	42,5	161,36	0,844	1	Vérifiée

(45*45)							
étages 4,5 et 6 (40*40)	4,36	0,04	37,5	143,9	0,959	1	Vérifiée
étages 7 et 8 (35*35)	4,98	0,04	32,5	101,32	0,891	1	Vérifiée
étage 9 (30*30)	5,81	0,075	27,5	38,33	0,465	1,875	Vérifiée

### Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Article 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement, On doit vérifier :

$$N_d \leq N_u = \alpha * \left( \frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right)$$

- $A_s$  : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul ;
- $B_r$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\alpha$  est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6. Vérification du flambement pour les poteaux**

Niveau	f (cm)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (kN)	$N_d$ (kN)	Observation
S.S et E.S (55*55)	2,219	13,98	0,837	28,65	0,2809	5188,04	2934,79	Vérifiée
RDC et étage 1 (50*50)	2,219	15,37	0,834	20,36	0,2304	4149,02	2240,08	Vérifiée
étages 2 et 3 (45*45)	1,743	13,42	0,838	18,47	0,1849	3407,73	1765,17	Vérifiée
étages 4,5 et 6 (40*40)	1,743	15,09	0,835	15,21	0,1444	2674,6	1313,85	Vérifiée
étages 7 et 8 (35*35)	1,743	17,25	0,830	12,32	0,1089	2029,51	667,58	Vérifiée
étage 9 (30*30)	1,743	20,13	0,823	9,05	0,0784	1453,94	247,47	Vérifiée

### Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

**Tableau V.7** Les sollicitations maximales à l'ELS

Niveaux	N <sub>ser</sub>	M <sub>ser</sub>	Type de section
S.S et E.S	2123,72	51,54	SEC
RDC et étage1	1630,67	53,02	SEC
étages 2 et 3	1284,97	41,39	SEC
étages 4,5 et 6	956,62	42,01	SEC
étages 7 et 8	797,44	42,03	SEC
étage 9	181,3	46,39	SPC

Pour le cas de section SEC

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{gser} \cdot V}{I_{gg'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{gser} \cdot V'}{I_{gg'}}$$

$$S = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$M_{gser} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15Ad}{S}$$

$$V' = h - V$$

$$I_{gg'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A(d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

**Tableau V.8.** Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveaux	S.S et E.S	RDC et étage 1	étages 2 et 3	étages 4,5 et 6	étages 7 et 8
S(cm <sup>2</sup> )	3454,75	2805,4	2302,05	1828,15	1409,8
V(cm)	34,96	30,80	28,31	25,35	22,4
V'(cm)	20,04	19,2	16,69	14,65	12,6
M <sub>gser</sub> (kN.m)	209,97	147,6	116,05	93,19	81,1
I <sub>gg'</sub> (cm <sup>4</sup> )	1063111	690106	465861	292809	173316
σ <sub>bc1</sub>	13,05<15	12,4<15	12,63<15	13,28<15	14,13<15
σ <sub>bc2</sub>	2,19>0	1,71>0	1,42>0	0,55>0	0,24>0
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Concernant l'étage 9, la section à ces niveaux est partiellement comprimée (SPC)

$$N_{ser} = 181,3 \text{ KN}; M_{ser} = 46,39 \text{ KN.m}$$

$$h = 30\text{cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 27,5 \text{ cm}$$

$$e_G = \frac{46,39}{181,3} = 0,256m > \frac{h}{6} = 0,05m \text{ Donc le centre de pression c'est en dehors du noyau central.}$$

N<sub>ser</sub> est un effort de compression et le centre de pression est en dehors du noyau central, donc la section est partiellement comprimée.

### Calcul de centre de pression :

$$c = e_G + \frac{h}{2} = 0,406$$

$$y_c^3 + \rho y_c + q = 0$$

$$\rho = -3c^2 - \frac{90A}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,633m$$

$$q = -3c^3 - \frac{90A}{b}(c - d')^2 + \frac{90A}{b}(d - c)^2 = -0,178m$$

$$\Delta = \frac{4\rho^3}{27} + q^2 = -0,006$$

$$\Delta = -0,006 < 0 \Rightarrow \text{L'équation admet trois solutions}$$

$$y_{c1} = a * \cos\left(\frac{\theta}{3}\right) = 0,91m ; y_{c2} = a * \cos\left(\frac{\theta}{3} + 120\right) = -0,564m ;$$

$$y_{c3} = a * \cos\left(\frac{\theta}{3} + 240\right) = -0,346m = y$$

$$y = y_c + c = 0,406 - 0,346 = 0,06m$$

$$\mu_t = \frac{b * y^2}{2} + 15A'(c - d) - 15A(d - y) = -0,0019m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{181,3 * 10^{-3}}{0,0019} * 0,06 = 5,72MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

## V.2 Étude des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, elle transmette des charges apportées des planchers aux poteaux, elles sont sollicitées en flexion simple.

Les sollicitations sont obtenues par les combinaisons d'action données par le **BAEL91/99** et **RPA99/2003**.

$$\text{combinaisons: } \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} ; \text{ELS : G+Q}$$

Les poutres sont calculées à la flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et un effort tranchant, dans notre cas on a deux types de poutres à étudier à savoir :

- Poutres principales (30 × 40)
- Poutres secondaires (30 × 35)

### Recommandations du RPA99/2003

#### Coffrage :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right. \quad (\text{Art. 7.5.1})$$



## Ferraillage :

### A- Armatures Longitudinales (Art. 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% ( $b \cdot h$ ) en toute section (en zone II.a).

$$\text{soit: } \begin{cases} \text{Poutres Secondaires (30 * 35)} \rightarrow A_{min} = 0,5\%(30 \cdot 35) = 5,25\text{cm}^2 \\ \text{Poutres Principales (30 * 40)} \rightarrow A_{min} = 0,5\%(30 \cdot 40) = 6\text{cm}^2 \end{cases}$$

- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = \begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases} \quad (\text{zone II.a})$$

Soit :

$$\text{Poutres (30*40)} \begin{cases} A_{max}^{z \text{ cour}} = 4\%(30 \cdot 40) = 48\text{cm}^2 \\ A_{max}^{z \text{ rec}} = 6\%(30 \cdot 40) = 72\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Poutres (30*35)} \begin{cases} A_{max}^{z \text{ cour}} = 4\%(30 \cdot 35) = 42\text{cm}^2 \\ A_{max}^{z \text{ rec}} = 6\%(30 \cdot 35) = 63\text{cm}^2 \end{cases}$$

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux peuvent être constitués de deux U superposés.

- La longueur minimale de recouvrement, pour la zone IIa est de  $40\varnothing$ , avec  $\varnothing$  le diamètre maximal utilisé.

- La disposition des armatures doit être en symétrie avec une section en travée au moins égale à la section sur appuis, pour reprendre la force sismique latérale éventuelle.

- L'ancrage des armatures des poutres dans les poteaux se fait à  $90^\circ$ .

### B- Armatures Transversales (Art. 7.5.2.2) :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t^{min} = 0,3\% S_t \cdot b$

Avec :  $S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné par :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_t\right) \rightarrow \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui.

### V.2.1. Calcul de ferraillage

Le ferraillage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales, tirées du logiciel ETABS2016, et sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11. Sollicitations maximales dans les poutres**

Poutres		M <sub>travée</sub> (kN.m)	Comb	M <sub>appui</sub> (Kn.m)	Comb	V <sub>max</sub> (kN)	Comb
Poutre principale	Sous-sol entresol	87,32	ELA	-114,37	ELA	187,48	ELA
	RDC et étages courants	120,29	ELA	-119,28	ELA	159,69	ELA
	Terrasse inaccessible	65,07	ELU	-87,27	ELU	55,11	ELU
Poutre secondaire	Sous-sol entresol	64,55	ELA	-110,88	ELA	136,65	ELA
	RDC et étages courants	79,59	ELA	-115,55	ELA	168,75	ELA
	Terrasse inaccessible	65,04	ELU	-94,92	ELU	109,45	ELU

### A- Ferrailage longitudinal

On calcul le ferrailage de la poutre principal du RDC et étages courants comme un exemple de calcule, dont la sollicitation :

$$M_t = 120,29 \text{ kN.m (ELU)} \quad M_a = -119,28 \text{ kN.m (ELA)}$$

#### En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{119,28 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,375^2 \cdot 18,48} = 0,153 < \mu_l = 0,932 \rightarrow \text{pivot A et A}' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.208$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,375(1 - 0,4 \cdot 0.208) = 0,344$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = \frac{119,28 \cdot 10^{-3}}{0.344 \cdot 400} = 8,67 \text{ cm}^2$$

#### En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{120,29 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,375^2 \cdot 18,48} = 0,154 < \mu_l = 0,932 \rightarrow \text{pivot A et A}' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.210$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,375(1 - 0,4 \cdot 0.210) = 0,343$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{120,29 \cdot 10^{-3}}{0.343 \cdot 400} = 8,75 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage des différentes poutres sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12. Ferrailage des poutres principales et secondaires**

Niveaux	Type	pos	comb	M(KN.m)	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol entresol	PP	Travée	ELA	87,32	6,18	6	3HA14fil+3HA12chap =8,01
		Appui	ELA	-114,37	8,28		3HA14fil+3HA14chap =9,24
	PS	Travée	ELA	64,55	5,27	5,25	3HA16fil=6,03
		Appui	ELA	-110,88	9,53		3HA16fil+2HA14chap =10.11
RDC et étages courants	PP	Travée	ELU	120,29	8,75	6	3HA14fil+3HA14chap =9,24
		Appui	ELA	-119,28	8,67		3HA14fil+3HA14chap =9,24
	PS	Travée	ELA	79,59	6,61	5,25	3HA14fil+3HA12chap =8,01
		Appui	ELA	-115,55	8,35		3AH14fill+3HA14chap =9,24
Terrasse innac	PP	Travée	ELU	65,07	5,31	6	3HA14fil+2HA12chap =6,88
		Appui	ELU	-87,27	6,18		3HA14fil+2HA14chap =7,7
	PS	Travée	ELU	65,04	6,24	5,25	3HA14fill+3HA12chap =8,01
		Appui	ELU	-94,92	9,05		3HA14fil+3HA14chap =9,24

### V.2.2. Vérification des armatures selon le RPA99v2003

#### Les longueurs de recouvrement

$$L_r \geq 40\phi \text{ (Art.7.5.2.1)}$$

- Pour  $\phi=16$  mm  $\rightarrow L_r=40*1,6 \rightarrow 64$ cm Soit  $L_r = 65$  cm
- Pour  $\phi=14$  mm  $\rightarrow L_r=40*1,4 \rightarrow 56$ cm Soit  $L_r = 60$  cm
- Pour  $\phi=12$  mm  $\rightarrow L_r=40*1,2 \rightarrow 48$ cm Soit  $L_r = 50$  cm

#### Les armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t^{min}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale: } \phi_t \leq \min(11,42; 30; 12\text{mm}) \\ \text{poutre secondaire: } \phi_t \leq \min(10; 30; 12\text{mm}) \end{cases}$$

Soit  $\phi_t=8$ mm  $\rightarrow A_t = 4HA8=2,01$ cm<sup>2</sup> (1cadre+1étrier)

- **Calcul des espacements  $S_t$  :**

D'après le **RPA99/2003 (Art. 7.5.2.2)**

**En zone courante :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{min}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale: } S_t = 10\text{cm} \\ \text{poutre secondaire: } S_t = 8\text{cm} \end{cases}$

**En zone nodale :**  $S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale: } S_t = 15\text{cm} \\ \text{poutre secondaire: } S_t = 15\text{cm} \end{cases}$

- **Vérification des sections d'armatures transversales minimales :**

On a :  $A_t^{min} = 0,3\% * S_t * b = 1,35\text{cm}^2 < A^{adop} = 2,01\text{cm}^2$

### V.2.3. Vérifications à l'ELU

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale: } A_{min} = 1,35\text{cm}^2 \\ \text{poutre secondaire: } A_{min} = 1,17\text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_{min} < A^{cal}$  donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**Vérification des contraintes tangentielles :**

Fissuration peu nuisible, selon le BAEL91/99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

*Tableau V.13. Vérification des contraintes tangentielles*

Poutre	V <sup>max</sup> (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	187,48	1,67	3,33	vérifiée
Secondaire	136,65	1,4	3,33	vérifiée

**Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement :**

Pour les appuis de rives :  $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} * \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires :  $A_l \geq A_l^{inter} = \left(V^{max} + \frac{M_a}{0,9 * d}\right) * \frac{\gamma_s}{f_e}$

*Tableau V.14. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement*

Poutre	V <sup>max</sup> (kN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	Al (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>inter</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	187,48	114,37	9,24	5,39	-4,35	vérifiée
Secondaire	136,65	110,88	10,11	3,92	-6,96	vérifiée

### V.2.4. Vérifications à l'ELS :

**Etat limite de compression du béton :**

Sachant que la fissuration est peu nuisible il suffit de vérifier la contrainte développée dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 15\text{MPa}$$

*Tableau V.15. Vérification de l'état limite de compression du béton*

Poutre	position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principale	Appui	52,73	7,7	13,57	91129	7,85	15	vérifiée
	Travée	37,43	5,65	12,002	72389	6,21		vérifiée

Secondaire	Appui	73,46	12,06	14,66	89081	12,09	15	vérifiée
	Travée	47,53	6,79	11,84	60071	9,37		vérifiée

### Vérification de l'état limite de déformation :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \cdot M_0}\right) \dots \dots (1) \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (2) \\ L \leq 8m \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutres :

*Tableau V.16. Vérification des conditions de déformation des poutres*

Poutre	h (cm)	b (cm)	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Condition de déformation			Observation
					(1)	(2)	(3)	
Principale	40	30	4,99	5,65	0,08 > 0,0625	0,005 < 0,01	4,99 < 8	vérifiée
Secondaire	35	30	4,45	6,03	0,08 > 0,0625	0,006 < 0,01	4,45 < 8	vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### V.2.5. Vérification de la zone nodale vis-à-vis les moments fléchissant

Dans le but d'éviter la ruine de la structure à cause de la formation des rotules plastique sous des forces majeures, on privilèges l'apparitions de ces rotules dans les poutres non pas dans les poteaux.

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 * (|M_w| + |M_s|)$$

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

### Détermination du moment résistant dans les poteaux et poutres :

Le moment résistant (M<sub>r</sub>) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- Dimensions de la section du béton.
- Quantité d'armatures dans la section.
- Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z * A_s * \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les moments résistants des poteaux sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.9. Moments résistants dans les poteaux**

Niveaux	h(m)	Z(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	M <sub>R</sub> (kN.m)
S.S et E.S	0,55	0,495	14,33	400	283,73
RDC et étage1	0,5	0,45	10,18	400	220,18
étages 2 et 3	0,45	0,405	9,23	400	166,14
étages 4,5 et 6	0,4	0,36	7,6	400	123,12
étages 7 et 8	0,35	0,315	6,16	400	88,71

**Tableau IV.10. Moments inférieurs et supérieurs des poteaux**

Niveaux	M <sub>R</sub> (kN.m)	M <sub>n</sub> (kN.m)	M <sub>s</sub> (kN.m)	Somme
Sous-sol	283,73	567,46	283,73	851,19
entresol	283,73	440,35	283,73	724,08
RDC	220,18	440,35	220,18	660,53
étage 1	220,18	332,28	220,18	552,46
étage 2	166,14	332,28	166,14	498,42
étage 3	166,14	246,24	166,14	412,38
étage 4	123,12	246,24	123,12	369,36
étage 5	123,12	246,24	123,12	369,36
étage 6	123,12	177,41	123,12	300,53
étage 7	88,71	177,41	88,71	266,12

**Tableau V.17. Moments résistants dans les poutres principales**

Niveaux	pos	h (cm)	Z (m)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Partie supérieur	
					(cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
Sous-sol entresol	appui	40	0,36	400	9,24	133,06
	travée	40	0,36	400	8,01	115,34
RDC et étages courants	appui	40	0,36	348	9,24	115,75
	travée	40	0,36	348	9,24	115,75
Terrasse inaccessible	appui	40	0,36	348	7,7	94,25
	travée	40	0,36	348	5,65	70,78

**Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres secondaires**

Niveaux	pos	h (cm)	Z (m)	σ <sub>s</sub> (MPa)	(cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Sous-sol entresol	appui	35	0,315	400	10,11	127,38
	travée	35	0,315	400	6,03	75,97

RDC et étages courants	appui	35	0,315	400	10,65	134,19
	travée	35	0,315	400	8,01	100,92
Terrasse inaccessible	appui	35	0,315	348	10,11	110,82
	travée	35	0,315	348	6,79	74,43

**Tableau V.19.** Vérification de la rotule plastique dans les poteaux et les poutres principales

Niveaux	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub> + M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	25(M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub> )	Observation
Sous-sol	567,46	283,73	851,19	133,06	115,34	310,5	vérifiée
Entresol	440,35	283,73	724,08	133,06	115,34	310,5	vérifiée
RDC	440,35	220,18	660,53	115,75	115,75	289,37	vérifiée
Etage1	332,28	220,18	552,46	115,75	115,75	289,37	vérifiée
Etage2	332,28	166,14	498,42	115,75	115,75	289,37	vérifiée
Etage3	246,24	166,14	412,38	115,75	115,75	289,37	vérifiée
Etage4	246,24	123,12	369,36	115,75	115,75	289,37	vérifiée
Etage5	246,24	123,12	369,36	115,75	115,75	289,37	vérifiée
Etage6	177,41	123,12	300,53	115,75	115,75	289,37	vérifiée
Etage7	177,41	88,71	266,12	115,75	115,75	289,37	Non vérifiée

**Tableau V.20.** Vérification de la rotule plastique dans les poteaux et les poutres secondaires

Niveaux	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub> + M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	25(M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub> )	observation
Sous-sol	567,46	283,73	851,19	127,38	75,97	254,18	vérifiée
Entresol	440,35	283,73	724,08	127,38	75,97	254,18	vérifiée
RDC	440,35	220,18	660,53	134,19	100,92	293,88	vérifiée
Etage1	332,28	220,18	552,46	134,19	100,92	293,88	vérifiée
Etage2	332,28	166,14	498,42	134,19	100,92	293,88	vérifiée
Etage3	246,24	166,14	412,38	134,19	100,92	293,88	vérifiée
Etage4	246,24	123,12	369,36	134,19	100,92	293,88	vérifiée
Etage5	246,24	123,12	369,36	134,19	100,92	293,88	vérifiée
Etage6	177,41	123,12	300,53	134,19	100,92	293,88	vérifiée
Etage7	177,41	88,71	266,12	134,19	100,92	293,88	Non vérifiée

### Remarque :

Vérification des zones nodales selon les deux sens ne sont pas vérifiées on augmente la section d'acier pour le poteau de 7<sup>ème</sup> étage soit : 4HA16+4HA14=14,2cm<sup>2</sup>

**Tableau V.21.** Vérification de la rotule plastique dans les poteaux et les poutres principales et secondaires

niveaux	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub> + M <sub>s</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	25(M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub> )	observation
Etage 7 (PP)	204,48	102,24	306,72	115,75	115,75	289,37	vérifiée

<b>Etage 7 (PS)</b>	204,48	102,24	306,72	134,19	100,92	293,88	vérifiée
-------------------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	----------

### V.3 Étude des voiles

#### Introduction

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

Par flexion vertical sous des efforts fléchissant.

- Par flexion horizontale sous l'effort tranchant.
- Par écrasement ou traction sous un effort normal.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- |               |          |           |
|---------------|----------|-----------|
| 1) 1,35G+1,5Q | 3) G+Q+E | 5) 0,8G+E |
| 2) G+Q        | 4) G+Q+E | 5) 0,8G-E |

#### Recommandation du RPA99/V2003 :

##### Les armatures verticales (Article 7.7.4.1)

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

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton  $A_{min} = 0,2\% * L_t * e$

Avec :  $L_t$ : longueur des la zone tendue.  $e$ : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

##### Les armatures horizontales (Article 7.7.4.2)



Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes qui cadrent les armatures verticales pour empêcher leurs flambements et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur de dix fois (10Ø) leur diamètre.

### Règles communes (Article 7.7.4.3)

Le pourcentage minimum des armatures verticales et horizontales des voiles :

$A_{min} = 0,15\%$  de la section globale du voile.

$A_{min} = 0,10\%$  de la section du voile dans la zone courante.

- L'espacement des barres  $S_t$  est :  $S_t \leq \min(1,5 * e ; 30) \text{ cm}$ .

- Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées au moins avec quatre épingles par  $1\text{m}^2$ .

- Le diamètre  $A_{min}$  des barres horizontales et verticales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

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

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

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_u$$

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

### V.3.1. Les sollicitations de calcul dans les voiles :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **Etabs2016**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.22.** Les sollicitations de calcul dans les voiles  $V_y(3)$ , ( $L=1,7\text{m}$ )

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$V^{max}$
Sous-sol	2185,85	-930,65	-25,58	987,53	997,31	426,63	334,47
Entresol et RDC							
Étages 1,2 et 3	1501,38	-39,97	517,23	29,11	-316,01	1228,98	-156,47
Étages 4,5 et 6	1200,97	-20,87	443,51	17,88	-216,52	997,74	146,33
Étages 7,8 et 9	667,9	19,81	260,39	32,36	129,44	376,55	107,17

**Tableau V.23.** Les sollicitations de calcul dans les voiles  $sV_x(I)$ , ( $L=1,8m$ )

niveau	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$V^{max}$
Sous-sol Entresol et RDC	1856,24	1099,68	-96,16	-1137,34	-1142,34	265,6	-351,45
Etages 1,2 et 3	1080,1	98,7	336,16	-266,55	383,6	1007,69	196,11
Etages 4,5 et 6	910,45	294,74	168,63	-198,46	294,47	910,45	196,01
Etages 7,8 et 9	542,78	197,79	43,69	-100,97	194,79	542,78	145,34

### V.3.2. Calcul du ferrailage :

#### Exemple de calcul

On étudiera, le voile  $V_y(3)$  du sous-sol et entresol dont les caractéristiques :

$$L = 1,7m ; e = 20 \text{ cm}; d = 1,65 \text{ m}$$

#### Les armatures verticales :

$$N^{min} = 25,58kN(\text{compression}) \rightarrow M^{cor} = 987,53kN.m$$

$$\text{Position de centre de pression : } e_G = \frac{M}{N} = \frac{987,53}{25,58} = 38,6 > \frac{L}{2} = 0,85$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y \rightarrow \sigma = \frac{25,58 \cdot 10^{-3}}{0,2 \cdot 1,7} \pm \frac{987,53 \cdot 10^{-3}}{0,082} * 0,85$$

$$\begin{cases} \sigma^{max} = 10,32MPa \\ \sigma^{min} = -10,17MPa \end{cases} \rightarrow \sigma^{max} > 0 ; \sigma^{min} < 0 \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0,337h - 0,81d')b h f_{bu}$$

$$M_{uA} = N_{eA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 987,53 + 25,58 * \left( 1,65 - \frac{1,7}{2} \right) = 1,008MN.m$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = 0,02558(1,65 - 0,05) - 0,98753 = -0,967MN.m \dots\dots(1)$$

$$(0,337h - 0,81d')b h f_{bu} = (0,5324) * 0,2 * 1,7 * 18,48 = 3,34MN \dots\dots\dots(2)$$

(1)<(2)↔ la section est partiellement comprimée donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{uA}$  :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,008}{0,2 \cdot 1,65^2 \cdot 18,48} = 0,1 < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,1 < \mu_l = 0,379 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,132 \rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,56m$$

$$A_{fs} = \frac{M_{uA}}{Z * f_{st}} = \frac{1,008}{1,56 * 400} = 16,15cm^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_v = A_{fs} - \frac{N_u}{f_{st}} \rightarrow A_v = 16,15 * 10^{-4} - \frac{0,02558}{400} = 15,51 \text{cm}^2$$

**Calculs de la longueur de la partie tendue :**

$$l_t = \frac{\sigma^- * l}{\sigma^- + \sigma^+}$$

$$\begin{cases} \sigma^{max} = 10,32 \text{MPa} \\ \sigma^{min} = -10,17 \text{MPa} \end{cases}$$

$$l_t = \frac{10,17 * 1,7}{10,17 + 10,32} = 0,85 \text{m}$$

$l_c = 1,7 - (2 * 0,85) = 0 \text{m}$  ; Donc on ferraille le voile en entier avec les aciers tendus.

**Armatures minimales tendues**

$$A_{ZT}^{min} = 0,2\% (e * l_t) = 3,4 \text{cm}^2$$

**Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le RPA99v2003, on a :

$$A^{min} = 0,15\% (e * l) = 5,1 \text{cm}^2$$

$$A_{ZT}^{tot} = 2 * A_v = 2 * 15,51 = 31,02 \text{cm}^2 > A_{voile}^{min}$$

**Espacement des barres verticales**

$$S_T \leq \min(1,5e; 30 \text{cm}) = 30 \text{cm}$$

Avec :  $S_t = 10 \text{cm}$  sur une longueur de  $L/10$  du voile

$S_t = 20 \text{cm}$  en dehors de  $L/10$  du voile

**Armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V^{max} = 334,47 \text{kN}$$

$$A_h \geq \frac{\tau_u * e * S_t}{0,9 * f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e*d} = \frac{1,4 * 334,47 * 10^{-3}}{0,2 * 1,65} = 1,42 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0,2 * f_{c28} = 5 \text{MPa} \quad (\text{Art 7.7.2RPA99/2003})$$

**Espacement des barres horizontales**

$$S_T \leq \min(1,5e; 30 \text{cm}) = 30 \text{cm}$$

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

$$A_h \geq \frac{1,42 * 0,2 * 0,2}{0,9 * 400} = 1,57 \text{cm}^2$$

$$A_h^{min} = 0,15\% (e * S_t) = 0,6 \text{cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

- **Armatures verticales :**

En zone tendue :  $A_{ZT} = 8HA14 + 3HA12 = 15,71\text{cm}^2$  ( $S_t = 20\text{cm}$ )

- **Armatures horizontales :**

$A_h = 2HA12 = 2,36\text{cm}^2 \rightarrow 1HA12$  par faces ( $S_t = 20\text{cm}$ )

Les résultats du ferrailage des voiles restants sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau V.24.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux :

Niveaux	SS+ES+RDC	1,2et3 <sup>ème</sup> étage	4,5et 6 <sup>ème</sup> étage	7,8et9 <sup>ème</sup> étage
L(m)	1,7	1,7	1,7	1,7
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
N(kN)	25,58	-517,23	-443,51	-217,05
M(kN.m)	987,53	29,11	17,88	32,36
V(kN)	334,47	156,47	146,33	-260,39
combinaison	ELA	ELA	ELA	ELA
$\tau$ (MPa)	1,42	0,664	0,62	0,453
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	15,51	15,55	16,28	9,2
$A_{RPA}^{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	5,1	5,1	5,1	5,1
$I$ ( $\text{m}^4$ )	0,082	0,082	0,082	0,082
$\sigma^{max}$ (MPa)	10,17	-1,22	-1,12	-0,43
$\sigma^{min}$ (MPa)	-10,32	-1,82	-1,49	-1,1
$L_t$ (m)	0,85	1,01	0,97	1,22
$L_c$ (m)	0	0	0	0
$A_{ZT}^{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	3,4	4,04	3,76	4,88
$A_{Zc}^{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	0	0	0	0
$S_t$ (cm)	15	15	15	15
$A_{v/face}^{choisit}$ ( $\text{cm}^2$ )	11HA14=16,93	11HA14=16,93	11HA14=16,93	11HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	1,57	0,74	0,69	0,51
$A_h^{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{choisit}$ ( $\text{cm}^2$ )	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10

**Tableau V.25.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux :

Niveaux	SS+ES+RDC	1,2et3 <sup>ème</sup> étage	4,5et 6 <sup>ème</sup> étage	7,8et9 <sup>ème</sup> étage
L(m)	1,6	1,6	1,6	1,6
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
N(kN)	96,16	-336,16	-168,63	-43,69
M(kN.m)	1137,34	266,55	198,46	100,97
V(kN)	351,45	196,01	196,01	145,34
Combinaison	ELA	ELA	ELA	ELA
$\tau$ (MPa)	1,587	0,885	0,885	0,656
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	15,26	8,64	5,37	2,19
$A_{RPA}^{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	4,8	4,8	4,8	4,8

$I(m^4)$	0,0683	0,0683	0,0683	0,0683
$\sigma^{max}(MPa)$	13,62	2,07	1,8	1,051
$\sigma^{min}(MPa)$	-13,02	-4,17	-2,86	-1,32
$L_t(m)$	0,78	1,06	0,98	0,89
$L_c(m)$	0	0	0	0
$A_{ZT}^{min}(cm^2)$	3,12	4,24	3,92	3,56
$A_{Zc}^{min}(cm^2)$	0	0	0	0
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_{v/face}^{choisit}(cm^2)$	10HA14	10HA12	10HA10	10HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,76	0,98	0,98	0,73
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{choisit}(cm^2)$	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10

# Chapitre VI - Étude de l'infrastructure

## Introduction :

Les fondations sont représentées par la partie inférieure de la superstructure, reposant sur un sol d'assise auxquelles sont transmises les charges verticales induites par le poids propre de la structure. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle une bonne tenue de l'ensemble.

### VI.1 Les différents types de fondations

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) ;
- Fondations semi-profondes ;
- Fondations profondes (pieux, puits).

### VI.2 Choix du type des fondations

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

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

D'après le rapport de sol (voir le rapport de sol en annexe 5) les fondations recommandées sont superficielles (ancrage de 2m).

Nous étudierons donc la possibilité d'adopter des semelles isolées, filantes ou un radier général.

### VI.3 Étude des fondations

#### VI.3.1 Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous la combinaison suivante :

ELS

#### VI.3.2 Calcul de la surface des fondations

##### - Vérification de la semelle isolée

Premièrement on suggère des semelles isolées dont la vérification concerne la semelle sous le poteau le plus sollicité, tel que :

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \frac{N}{S}$$

$$N_s = 2123,72 \text{ kN} ; \sigma_{\text{sol}} = 0,175 \text{ MPa}$$

$N_s$  : Effort normal reprise par la semelle la plus sollicitée (ETABS).

$\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol (rapport de sol).

Les poteaux à la base ont une section carrée, donc :  $S=B^2$ .

$$S \leq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B^2 \leq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ donc } B \leq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = 3,48\text{m}$$

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux est de 3,2 m, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

### Vérification de la semelle filante

On détermine la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel ETABS2016, en tirant les efforts normaux situés sous les poteaux/voiles qu'elle reprend.

On choisit une semelle filante qui nous semble être la plus sollicitée, avec une largeur B et de longueur L, située sous un portique de 7 poteau.

$$S \leq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B * L \leq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ donc } B \leq \frac{N}{\sigma_{sol} * L}$$

$$N = \sum_1^5 N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7$$

$$N_1 = 326,26\text{kN}, N_2 = 1638,94\text{kN}, N_3 = 1645,63\text{kN}$$

$$N_4 = 445,72\text{kN}, N_5 = 1914,67\text{kN}, N_6 = 1882,3, N_7 = 1383,74$$

$$N = 9237,26\text{kN}$$

$$L = \sum_1^4 L_i + 2 * L_{\text{débord}}$$

$$L_{\text{débord}} = 0,70\text{m}$$

$$L = 3,15 + 4,24 + 5,39 + 4,75 + 3,6 + 5 + 2 * 0,7 = 27,73\text{m}$$

$$B \leq \frac{9237,26}{175 * 27,73} = 1,903\text{m}$$

On prend B=1,9m

On remarque qu'il n'y aura pas risque de chevauchement entre les semelles filantes car :  
Lmin=3,2 m.

### Calcul de la surface de la semelle filante :

$$S \leq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{9237,26}{175} = 52,78\text{m}^2$$

### Calcul de la hauteur totale de la semelle :

La hauteur totale de la semelle (ht) est déterminée par la formule :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

d' : Enrobage des armatures d'=5 cm

d : Hauteur utile que doit vérifier la condition suivante :

$$d > \frac{B-b}{4} = \frac{1,9-0,55}{4} = 0,3375\text{m}$$

Soit d=0,4m

$$h_t = 0,5 + 0,05 = 0,55\text{m}$$

### Vérification en tenant compte du poids de la semelle :

La semelle est soumise à son poids propre ainsi qu'au poids de la superstructure :

$$N_{\text{tot}} = N_{\text{superstructure}} + N_{\text{infrastructure}}$$

Avec :

$$N_{\text{superstructure}} = N = 9237,26\text{kN}$$

$$N_{\text{infrastructure}} = N_{\text{avant poteau}} + N_{\text{semelle}}$$

$$\begin{cases} N_{\text{avant poteau}} = \gamma_b * S_{\text{ap}} * h * n \\ N_{\text{semelle}} = \gamma_b * S_{\text{semelle}} * h_t \end{cases}$$

Avec :

SAP : Surface de l'avant poteau : (55\*55) cm<sup>2</sup>.

h : Hauteur de l'avant poteau h = 1m.

n : Nombre de poteaux revenant à la semelle filante. n=5.

ht : Hauteur de la semelle. ht= 0,55 m.

$$N_{\text{avant poteau}} = 25 * 0,55 * 0,55 * 1 * 7 = 52,91 \text{ kN}$$

$$N_{\text{semelle}} = 25 * 52,78 * 0,55 = 725,43 \text{ kN}$$

$$N_{\text{infrastructure}} = 778,04 \text{ kN}$$

$$N_{\text{tot}} = 9237,26 + 778,04 = 10017,9 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \frac{N_{\text{tot}}}{S} = \frac{10017,9}{52,78} = 189,77 \text{ KPa} > 175 \text{ KPa}$$

On constate que la contrainte de la semelle filante est supérieure à la contrainte admissible du sol, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

Pour cette raison le choix se fera pour un radier en dalle renversée, appuyée sur les nervures.

## VI.4 Étude du radier nervuré

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé, et sollicité à la flexion simple. Il est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), il assure une bonne répartition des charges vers le sol, il représente donc une solution adéquate pour éviter les tassements différentiels.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- L'importance des charges transmises au sol.
- Le rapprochement des poteaux (petites trames).
- La mauvaise nature du sol d'assise.

### VI.4.1 Dimensionnement du radier

Le dimensionnement du radier se fait selon les sept conditions principales concernant la raideur du radier, sa résistance au cisaillement, au poinçonnement, au renversement, la contrainte du sol, la poussée hydrostatique et une condition forfaitaire de coffrage.

#### -□ La condition de coffrage

On a :  $L_{\text{max}} = 5,39 \text{ m}$  ; la plus grande portée entre deux éléments porteurs.

- Nervure :  $h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{539}{10} = 53,9 \text{ cm}$
- Radier :  $h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{539}{20} = 26,95 = \text{cm}$

#### -□ La condition de rigidité

Un radier est considéré rigide, si :  $L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} * L_e$

$$\text{Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$



Avec :

$L_e$  : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible) ;

$K$  : Coefficient de raideur du sol  $K = 4 * 10^4 \text{ kN/m}^3$ .

$E$  : Module d'élasticité du béton  $E = 3,216 * 10^7 \text{ kN/m}^2$ .

$b$  : Largeur de la semelle.

$I$  : Inertie de la section du radier  $I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$

$$\text{Avec } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot L_{\max}^4 \cdot K}{\pi^4 \cdot E}} = 80,27 \text{ cm}$$

Soit  $h_t = 85 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 3,216 \cdot 10^7 \cdot 0,85^3}{12 \cdot 4 \cdot 10^4}} = 3,58 \text{ m} \rightarrow \text{soit } L_e = 4,5 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5,39 \leq \frac{\pi}{2} * 4,5 = 7,07 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**A- Calcul de la surface du radier :**

$$S \leq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

$N_{\text{ser}} = 44300,85 \text{ kN}$ , poids total transmis par la superstructure et le poids propre de radier (poids estimé)

$$S_{\text{rad}} \leq \frac{44300,85}{175} = 253,15 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = \frac{26,53 + 16,52}{2} * 15,67 = 337,3 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}}$$

→ On n'a pas besoin de débord

Donc, on prend  $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} = 337,3 \text{ m}^2$

**B- Dimensions du radier**

On adopte pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la table du radier  $h_r = 35 \text{ cm}$

Hauteur de la nervure  $h_t = 85 \text{ cm}$

Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$

La surface du radier  $S_{\text{radier}} = 337,3 \text{ m}^2$

**Vérifications nécessaires :**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est donc le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,175 \text{ MPa}$

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_{x,y} * (x_g ; y_g)}{I_{x,y}}$$

**Sens XX :**

Données :

$$N_{\text{ser}} = 44300,85 \text{ kN}; M_x = 42292,057 \text{ kN.m}; I_x = 9310,601 \text{ m}^4; Y_G = 10,90 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_x * y_G}{I_x} = \frac{44300,85}{337,3} + \frac{42292,057 * 10,90}{9310,601} = 0,18085 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_x * y_G}{I_x} = \frac{44300,85}{337,3} - \frac{42292,057 * 10,90}{9310,601} = 0,0818 MPa$$

$\sigma_{max}$ , Sont positifs, donc on a une répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier :

$$\sigma_{moy} = \frac{0,54256 + 0,0818}{4} = 0,156 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,175 MPa$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens xx.

### Sens YY :

Données :

$$N_{ser} = 44300,85 KN; M_y = 28718,872 KN.m; I_y = 22352,86 m^4; X_G = 6,77 m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_y * x_G}{I_y} = \frac{44300,85}{337,3} + \frac{28718,872 * 6,77}{22352,86} = 0,14 MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_{x,y} * x_G}{I_y} = \frac{44300,85}{337,3} - \frac{42292,057 * 10,90}{9310,601} = 0,1226 MPa$$

$\sigma_{max}$ , Sont positifs, donc on a une répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier :

$$\sigma_{moy} = \frac{0,42 + 0,1226}{4} = 0,135 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,175 MPa$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens YY.

### - □ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort normal, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 * U_c * h_t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul ;

$h_t$  : Hauteur de la nervure ;

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

### - Sous le poteau le plus sollicité

$$U_c = 2 * (A + B)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,85 = 1,4m \\ B = b + h_t = 0,55 + 0,85 = 1,4m \end{cases} \rightarrow U_c = 5,6m$$

$$\rightarrow N_d = 2123,72 kN \leq 0,045 * 5,6 * 0,85 * \frac{25000}{1,5} = 3540 kN \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

### - □ Vérification de la poussée hydrostatique

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s * H * S_{rad} * W$$

Avec :

$f_s = 1,5$  (Coefficient de sécurité).

$W = 10 kN/m^3$  (Poids volumique de l'eau).

$S_{radier} = 337,3 m^2$  (Surface du radier).

$H = 2m$  (Hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$$N = 44300,85 KN \geq 1,5 * 2 * 337,3 * 10 = 10119 kN \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

### - □ Vérification de la stabilité au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{RPA99/V2003 (Article .10.1.5)}$$

Sens xx :

$$e_x = \frac{42292,057}{44300,85} = 0,95m < \frac{26,53}{4} = 6,63m$$

Sens yy :

$$e_y = \frac{28718,872}{44300,85} = 0,65m < \frac{15,67}{4} = 3,92m$$

Les deux conditions sont satisfaites, il n'y a donc pas risque de renversement.

#### - □ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b*d} \leq \frac{0,07*f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d * L_{max}}{2 * S_{rad}} = \frac{44300,85 * 5,39}{2 * 337,3} = 353,96\text{kN}$$

$$d \geq \frac{V_d * \gamma_b}{b * 0,07 * f_{c28}} = \frac{353,96 * 1,5}{1 * 0,07 * 25000} = 0,303\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{353,96}{1 * 0,303} = 1,168 \leq \frac{0,07 * f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

#### C- Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable, et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 mètre.

##### - Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$$G_{rad} = G_{ner} + G_{dalle}$$

$$G_{rad} = 25 * 0,35 + 25 * 0,85 = 30\text{kN/m}^2$$

$$N_u^{cal} = 58767,8\text{kN}$$

$$Q_u = \frac{58767,8}{337,3} + 1,35 * 30 = 214,73\text{kN/m}^2$$

$$L_x = 4,75 - 0,55 = 4,2\text{m}$$

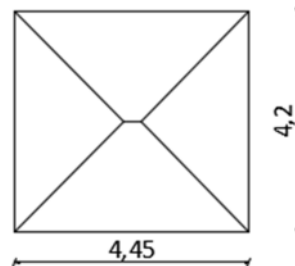


Figure VI.1. Schéma de rupture du panneau le plus sollicité

$$L_x = 5 - 0,55 = 4,45\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,2}{4,45} = 0,94 > 0,4$$

$$\mu_x = 0,0419, \mu_y = 0,8661$$

$$M_{0x} = \mu_x * Q_u * L_x^2 = 0,0419 * 214,73 * 4,2^2 = 158,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0,8661 * 158,71 = 137,46 \text{ KN.m}$$

##### - Calcul du ferrailage

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront corrigés ainsi :

$$\text{En travée} \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 134,9\text{kN.m} \\ M_{ty} = 0,85 * M_{0y} = 116,84\text{kN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = 79,35\text{kN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b\*h) : (1\*0,35)m<sup>2</sup>.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.1. Tableau de ferrailage du radier.**

Position		M <sub>u</sub> (kN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	x	134,9	0,106	0,140	0,283	13,69	2,87	7HA16=14,07
	y	116,84	0,091	0,120	0,285	11,76	2,8	6HA16=12,06
Appui	xy	79,35	0,062	0,080	0,290	7,86	2,87	6HA14=9,24

### Vérifications à l'ELU

#### - Condition de non fragilité

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12 \text{ cm}$ , et  $\rho > 0,4$ , la section minimale d'armatures est:

$$A_x = \rho_0 (3 - \rho) * b * h_r / 2$$

$$A_y = \rho_0 * b * h$$

Pour des HAF400  $\rho_0 = 0,0008$

Espacement des armatures

Armatures // à L<sub>x</sub> :  $S_t = 14 \text{ cm} \leq (2h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // à L<sub>y</sub> :  $S_t = 16 \text{ cm} \leq (3h_r, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

#### - Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa}$

$$\text{On a } \begin{cases} V_x = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 251,42 \\ V_y = \frac{q_u * L_y}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 211,38 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{251,42}{1*0,3} = 0,84 \leq \bar{\tau}_u = 1,17\text{MPa}$$

Donc : Pas de risque de rupture par cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

### Vérifications à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$G_{rad} = G_{ner} + G_{dalle}$$

$$G_{rad} = 25 * 0,35 + 25 * 0,85 = 30\text{kN/m}^2$$

$$N_s^{cal} = 42614,35\text{kN}$$

$$Q_s = \frac{42614,35}{337,3} + 30 = 156,34\text{kN/m}^2$$

$$\mu_x = 0,0491, \mu_y = 0,9087$$

$$M_{0x} = \mu_x * Q_u * L_x^2 = 0,0491 * 156,34 * 4,2^2 = 135,41 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0,9087 * 135,41 = 123,05 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée } \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 115,1\text{kN.m} \\ M_{ty} = 0,85 * M_{0y} = 104,59\text{kN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui } \{ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = 67,7\text{kN.m}$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification des contraintes à l'ELS du radier :

**Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS du radier.**

Position		M <sub>s</sub> (kN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	obs	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>	Obs
Travée	x	115,1	9,34	117243	9,17 < 15	vérifiée	304,25 > 201,63	Non vérifiée
	y	104,59	8,76	104018	8,81 < 15	vérifiée	320,27	Non vérifiée

							>201,63	
<b>Appui</b>	x et y	67,7	7,84	84125	6,31<15	vérifiée	267,54 >201,63	Non vérifiée

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{90\beta(1-\alpha)}{3-\alpha}} \rightarrow \text{Ce calcul par tâtonnement}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_s}$$

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du radier :

**Tableau VI.3. Calcul des armatures du radier à l'ELS.**

Position		M <sub>s</sub> (kN.m)	β (10 <sup>-3</sup> )	α	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Espacement
<b>Travée</b>	x	115,1	6,34	0,370	21,7	7HA20=21,99	14cm
	y	104,59	5,76	0,355	19,61	7HA20=21,99	14cm
<b>Appui</b>	x et y	67,7	3,73	0,295	12,41	7HA16=14,07	14cm

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculé les armatures à l'ELS :

**Tableau VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS du radier après augmentation du ferrailage.**

Position		A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	obs	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>	Obs
<b>Travée</b>	x	21,99	7,85<15	vérifiée	199,14	vérifiée
	y	21,99	7,14<15	vérifiée	180,96	vérifiée
<b>Appui</b>	x et y	14,07	5,39<15	vérifiée	178,97	vérifiée

#### - Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de rupture, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

#### - Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{Q}{2} * \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$  Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} * Q * L_x \\ q_v = \frac{1}{2} * Q * L_x \end{cases} \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

#### Remarque

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

#### - Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{Q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] \\ q_v = \frac{Q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

**Avec :**

$q_m$  : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

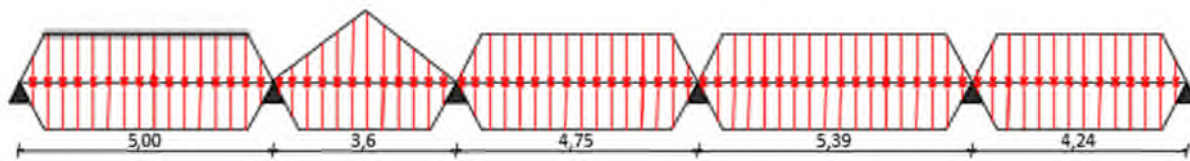
$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$Q$  : Charge répartie sur la surface du radier.

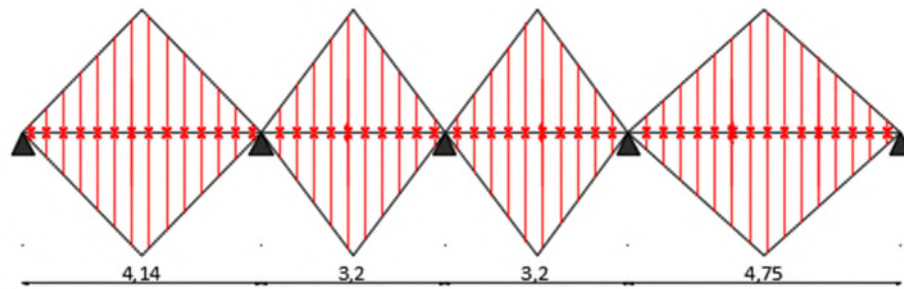
$$Q_u = 186,04 \text{ kN/m}^2; Q_s = 135,09 \text{ kN/m}^2$$

Pour chaque sens, le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable, puis l'étude sera généralisée sur toutes les nervures. Pour la détermination des sollicitations, on utilisera la méthode de Caquot.

Les nervures les plus défavorables sont montrées sur les figures ci-dessous :



*Figure VI.4. Les charges qui reviennent sur la nervure dans le sens x*



*Figure VI.5. Les charges qui reviennent sur la nervure dans le sens y*

**Exemple de calcul :**

**Sens Y-Y**

**- Travée 1 :**

$$q_m^u = q_v^u = \frac{186,04}{2} * \frac{4,14^2 + 4,14^2}{4,14 + 4,14} = 385,1 \text{ kN/m}$$

$$q_m^s = \frac{135,09}{2} * \frac{4,14^2 + 4,14^2}{4,14 + 4,14} = 279,64 \text{ kN/m}$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

*Tableau VI. 5 Les chargements sur les travées sens Y-Y.*

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
$q_m^u$ (kN/m)	385,1	297,66	297,66	441,84
$q_m^s$ (kN/m)	279,64	144,1	144,1	320,84
$q_v^u$ (kN/m)	385,1	297,66	297,66	441,84

*Tableau VI. 6 Les chargements sur les travées sens X-X*

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
$q_m^u$ (kN/m)	553,69	442,32	541,06	572,12	503,67

$q_m^s$ (kN/m)	402,06	321,18	392,88	415,43	365,73
$q_v^u$ (kN/m)	512,72	376,79	504,61	525,38	482,55

### Calcul des moments

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$P_{ner}^u = 1,35 * b * h_t * \gamma_b = 1,35 * 0,55 * 0,85 * 25 = 15,78 \text{ kN/m}$$

$$P_{ner}^s = b * h_t * \gamma_b = 0,55 * 0,85 * 25 = 11,69 \text{ kN/m}$$

Sens Y-Y :

À l'ELU

Les résultats de calcul des sollicitations sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau VI. 7** Tableau des moments à l'ELU dans les deux sens

Sens	Travées	L(m)	$q_m^u$ (kN/m)	X(m)	$M_t$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)
Sens-x	AB	5	569,47	2,069	1219,32	$M_A=M_F$ = -320,24
	BC	3,6	458,1	2,1	-215,72	$M_B$ = -1226,14
	CD	4,75	556,84	2,225	647,91	$M_C$ = -730,85
	DE	5,39	587,9	2,674	975,18	$M_D$ = -1126,72
	EF	4,24	519,45	2,662	646,97	$M_E$ = -1193,11
Sens-y	A'B'	4,14	400,88	1,713	588,44	$M_{A'}=M_{E'}$ = -193,59
	B'C'	3,2	313,44	1,949	3,56	$M_{B'}$ = -591,82
	C'D'	3,2	313,44	0,97	-94,32	$M_{C'}$ = -241,67
	D'E'	4,75	457,62	2,777	890,64	$M_{D'}$ = -873,95

**Tableau VI. 8** Tableau des moments à l'ELS dans les deux sens

Sens	Travées	L(m)	$q_m^s$ (kN/m)	X(m)	$M_t$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)
Sens-x	AB	5	413,75	2,069	885,9	$M_A=M_F$ = -232,66
	BC	3,6	332,87	2,1	-156,68	$M_B$ = -890,87
	CD	4,75	404,57	2,225	470,74	$M_C$ = -531,02
	DE	5,39	427,12	2,674	708,46	$M_D$ = -818,59
	EF	4,24	377,42	2,662	470,09	$M_E$ = -866,85
Sens-y	A'B'	4,14	291,33	1,713	436,41	$M_{A'}=M_{E'}$ = -140,67
	B'C'	3,2	155,79	1,949	-43,08	$M_{B'}$ = -408,88

	C'D'	3,2	155,79	0,97	-101,82	$M_{C'} = -120,11$
	D'E'	4,75	332,53	2,777	655,26	$M_{D'} = -615,62$

**Tableau VI. 9** Tableau des efforts tranchants dans les deux sens

Sens	Appuis	$q_v^u$ (kN/m)	$V_u$ (kN)
Sens-x	A	528,5	1095,99
	B	392,57	-1546,51
	C	520,39	1156,92
	D	541,16	-1444,26
	E	498,33	-1472,48
	F		-792,45
Sens-y	A'	400,88	686,87
	B'	313,44	-972,77
	C'	313,44	-392,08
	D'	457,62	1270,84
	E'		-902,86

### - Ferrailage

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

On a:

$$h = 0,85 \text{ m}; b_0 = 0,55 \text{ m}; h_0 = 0,35 \text{ m}; d = 0,8 \text{ m};$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x^{\min}}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \text{ CBA93 (Art. 4.1.3)}$$

#### Sens X

$$\frac{b-0,55}{2} \leq \min\left(\frac{3,2}{2}; \frac{3,6}{10}\right) = 0,36\text{m}$$

$$\text{Donc } b \leq 0,36 * 2 + 0,55 = 1,27$$

#### Sens Y

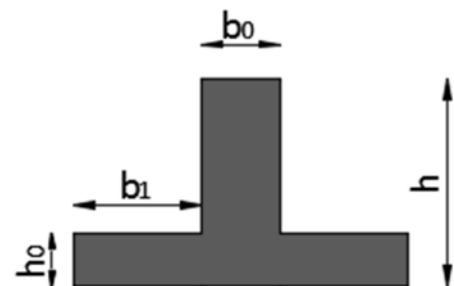
$$\frac{b-0,55}{2} \leq \min\left(\frac{3,2}{2}; \frac{4,75}{10}\right) = 0,475\text{m}$$

$$\text{Donc } b \leq 0,475 * 2 + 0,55 = 1,5\text{m}$$

On opte  $b=1,25$  (sens-x)

$$b=1,5(\text{sens-y})$$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :



**Figure VI.6.** La section à ferrailer

**Tableau VI. 10** Calcul des ferrillages.

Position		M(kN.m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Sens-x	travée	1219,32	68,39	12,075	8HA32+2HA25=74,16
	appui	-1226,14	68,6	12,075	8HA32+2HA25=74,16
Sens-y	travée	890,64	72,63	14,49	6HA32+6HA25=77,71
	appui	-873,95	72,18	14,49	6HA32+6HA25=77,71



## Vérifications nécessaires

### - Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens x: } \tau_u = \frac{1546,51*10^{-3}}{1,25*0,8} = 1,55 < 2,5 \\ \text{sens y: } \tau_u = \frac{1270,84*10^{-3}}{1,5*0,8} = 1,06 < 2,5 \end{array} \right.$$

Donc : Pas de risque de rupture par cisaillement.

### - Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\min}\right) = \min(24,28; 35; 20) = 20\text{mm}$$

Soit  $\phi_t = 10\text{mm}$

### - Espacements des aciers transversaux :

$$1 - S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(72; 40) = 40\text{cm}$$

$$2 - S_t \leq \frac{A_t*f_e}{0,4*b} = \frac{3,93*10^{-4}*400}{0,4*0,55} = 71,45\text{cm}$$

$$3 - S_t \leq \frac{0,8*A_t*f_e}{b_0*(\tau_u - 0,3f_{t28})} = 24,85\text{cm}$$

De 1,2 et 3 :  $S_t = 15\text{ cm}$

### - Armatures de peau

D'après le **CBA (Art. A.7.3)**, on doit mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures, vue la hauteur de la section des nervures qui est importante.

$$A_p = 0,2\%(b_0 * h) = 0,2\% * 55 * 85 = 9,35\text{cm}^2$$

Soit :  $A = 2\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 10,18\text{cm}^2$

## Vérifications à l'ELS

La vérification des contraintes pour le béton et les aciers à l'ELS, se fait comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul des contraintes pour les nervures, sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.11.** Vérification des contraintes des nervures à l'ELS.

Position		$M_s(\text{kN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Obs
x-x	travée	885,9	29,66	3807814	6,9	vérifiée	175,68	vérifiée
	appui	890,87	29,66	3807814	6,94	vérifiée	176,67	vérifiée
y-y	travée	655,26	28,29	4134549	4,48	vérifiée	122,93	vérifiée
	appui	615,62	28,29	4134549	4,21	vérifiée	115,49	vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier et de compression dans le béton sont vérifiées.

## VI.5 Étude du voile périphérique

Les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base selon **l'RPA99/V2003 (article 10.1.2)**, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale doit être  $e \geq 15\text{ cm}$  ;

- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### Dimensionnement des voiles :

- La hauteur  $h = 5,56 \text{ m}$  ;
- La longueur  $L = 5,39 \text{ m}$  ;
- L'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

### Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma h = 19 \text{ kN/m}^3$  ;
- L'angle de frottement  $\varphi = 22^\circ$  ;
- La cohésion  $c = 0,37 \text{ bar}$ , pour plus de sécurité En prend le cas le plus défavorable  $c = 0$ .

### Evaluation des charges et surcharges

#### Poussées des terres :

$$P_g = \gamma * h * \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 * c * \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_g = 19 * 5,56 * \text{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{22}{2} \right) = 48,06 \text{ kN/m}^2$$

#### La surcharge d'exploitation :

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$P_q = 10 * \text{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{22}{2} \right) = 4,55 \text{ kN/m}^2$$

### Calcul des sollicitations

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

#### - Calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} \sigma^{\min} = 1,5P_q = 1,5 * 4,55 = 6,825 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma^{\max} = 1,35P_g + 1,5P_q = 1,35 * 48,06 + 1,5 * 4,55 = 71,71 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4} = 55,49 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml} = 55,49 \text{ kN/m}$$

#### - Calcul à l'ELS :

$$\begin{cases} \sigma^{\min} = P_q = 4,55 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma^{\max} = P_g + P_q = 48,06 + 4,55 = 52,61 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4} = 40,59 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml} = 40,59 \text{ kN/m}$$

Les caractéristiques du panneau à ferrailer :

$$L_x = 4,14 \text{ m} ; L_y = 5,39 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}.$$

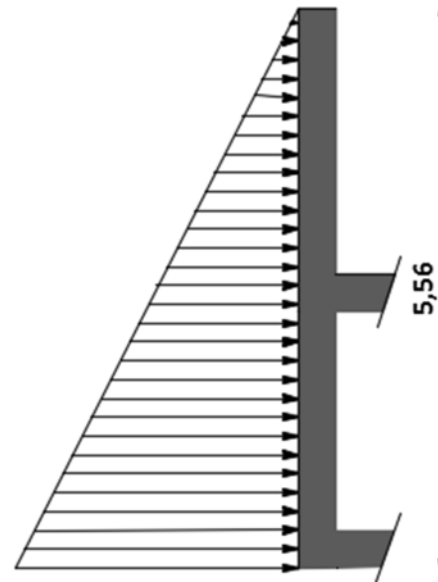


Figure VI.9. Poussée des terres sur les voiles périphériques

$$\rho = \frac{4,14}{5,39} = 0,95 > 0,4$$

⇒ le voile travaille dans les deux sens.

### Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0x} = \mu_x * q_u * L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x}$$

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \text{ELU} : \mu_x = 0,041, \mu_y = 0,8875$$

$$M_{0x} = 0,041 * 55,49 * 4,14^2 = 38,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 0,8875 * 38,99 = 34,61 \text{ kN.m}$$

### Calcul des moments corrigés :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 33,14 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 29,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -19,5 \text{ kN.m}$$

### Ferraillage du mur périphérique

Le ferraillage du mur périphérique se fait pour une bande de 1 ml.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{x\text{min}} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) * b * e = 1,64$$

$$A_{y\text{min}} = \rho_0 * b * e = 1,6$$

**Tableau VI.12. Ferraillage du voile périphérique à l'ELU**

Position	Sens	M (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	33,14	0,076	0,099	0,168	5,67	1,64	5HA14=7,7	25
	y-y	29,42	0,068	0,088	0,169	5,01	1,6	6HA12=6,79	20
Appui	X-y	-19,5	0,045	0,057	0,171	3,29	1,64	4HA12=4,52	33,33

### Calcul de L'espace

Fissuration nuisible :

$$// l_x : S_t \leq \min(2e ; 25) \text{ cm} = 25 \text{ cm} \Rightarrow st = 100/5 = 20 \rightarrow st = 20 \text{ cm}$$

$$// l_y : S_t \leq \min(3e ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \Rightarrow st = 100/6 = 16,67 \rightarrow st = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Appui} : S_t \leq \min(3e ; 33) \text{ cm} \Rightarrow st = 100/4 = 25 \rightarrow st = 25 \text{ cm}$$

#### - Vérification de l'effort tranchant

$$V_{ux} = q_u * \frac{L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{55,49 * 4,14 * 5,39^4}{4,14^4 + 5,39^4} = 170,415 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{170,415 * 10^{-3}}{1 * 0,175} = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

#### - Vérifications à l'ELS :

$$\text{On a : } q_s = 40,59 \text{ kN/m}$$

#### - Calcul des moments isostatiques :

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \text{ELS} : \mu_x = 0,0483, \mu_y = 0,9236$$

$$M_{0x} = 0,0483 * 40,59 * 4,14^2 = 33,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 0,9236 * 33,6 = 31,03kN.m$$

- **Calcul des moments corrigés :**

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 28,56kN.m$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 26,38N.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = -16,8kN.m$$

- **Vérifications des contraintes**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63MPa$$

**Tableau VI.13.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Position		$M_s(kN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	obs	$\sigma_{st}(MPa)$	Obs
Travée	x	28,56	5,31	22154	6,84	vérifiée	235,8	Non vérifiée
	y	26,38	5,04	20080	6,62	vérifiée	245,57	Non vérifiée
Appui	xy	16,8	4,24	14462	4,92	vérifiée	231,06	Non vérifiée

La contrainte de traction dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS. Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures à l'ELS ainsi que leurs vérifications :

**Tableau VI.14.** Ferrailage du voile périphérique à l'ELS

Position		$M_s(kN.m)$	$\beta(*10^{-3})$	$\alpha$	A ( $cm^2$ )	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t$ ( $cm$ )
Travée	x	28,56	4,62	0,324	9,07	6HA14=9,24	20
	y	26,38	4,27	0,313	8,35	6HA14=9,24	20
Appui	xy	16,8	2,72	0,257	5,21	6HA12=6,79	20

**Tableau VI.15.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Position		$M_s(kN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	obs	$\sigma_{st}(MPa)$	Obs
Travée	x	28,56	5,71	25472	6,41	vérifiée	198,21	vérifiée
	y	26,38	5,71	25472	5,92	vérifiée	183,07	vérifiée
Appui	xy	16,8	5,04	20080	4,22	vérifiée	156,41	vérifiée

## Conclusion générale

Le présent travail nous a permis non seulement de prendre connaissance des étapes principales à mener lors de l'étude d'un projet de construction, mais aussi d'approfondir notre maîtrise dans le domaine de Génie civil, notamment, la conception et la construction de bâtiments.

Après avoir procédé à passer en revue les caractéristiques fondamentales de la structure et des matériaux au **chapitre I**. Les calculs préliminaires de pré dimensionnement au **chapitre II** ont été exposés et comprennent respectivement le pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage ainsi que la descente de charges servant à fixer au préalable la section de ces éléments.

Le **chapitre III** a été focalisé sur l'étude des différents éléments secondaires constitutifs du bâtiment étudié, ainsi qu'à l'illustration de leurs ferraillements.

Subséquentement, une étude dynamique a été effectuée au **chapitre IV**, et, nous a permis de connaître l'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique, et de la satisfaction des exigences du **RPA99/2003**.

Le **chapitre V** concerne l'étude des éléments structuraux, compte tenu des efforts sismiques préalablement obtenus dans le **chapitre IV**, la transmission des efforts ainsi entamée. Ces efforts transmis ont été combinés selon les prescriptions des différents états limites de calcul ainsi que celles du RPA99, pour déterminer le ferraillement adéquat .

Enfin en **Chapitre VI**, une étude de l'infrastructure a été menée. Cette dernière, constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrages. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place, ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure nous avons été amenés à choisir un radier nervuré, car ce dernier s'est avéré être le type de fondation qui convient le mieux à cette structure.



## Bibliographie

- Règles parasismiques Algériennes. **RPA99 / VERSION 2003**
- Règles de conception et calcul des structures en béton arme **C.B.A. 93**
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**B.A.E.L 91**).
- Document technique règlementaire (**D.T.R**) charges et surcharges d'exploitations.
  
- Mémoires de fin d'études
  
- Cahiers de cours de cursus.
  
- formulaire de calcul des sections en béton armé préparé par Mm.Hamouche.S et Mr.Tahakourt.A.
  
- **Logiciels et programmes utilisés :**
  - ETABS 2016
  - AutoCAD 2016.
  - Excel 2013

## Annexes

### Annexe 1 :

Sections en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en (mm)

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



**Annexe 2 :**

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710

0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

**Annexe 3 :**

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_x$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V/l_y$											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V.

**Annexe 4 :**

Valeur de  $M_1$  et  $M_2$  pour  $\rho = 0,9$

$U/L_x$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$v/L_y$											
0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
0.1	0,302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
0.2	0,260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
0.3	0,227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
0.4	0,202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
0.5	0,181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
0.6	0,161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
0.7	0,144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
0.8	0,132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
0.9	0,122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
1.0	0,112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

## Annexe 5 :

### Conclusion de rapport du sol

#### 8- Conclusions et recommandations :

D'après la campagne d'investigation géotechnique effectuée sur le terrain situé sur le lieu- dit **AMAADEN commune de oued-Ghir- w bejaia, réservé au projet Réalisation de 199 LOGEMENTS promotionnels Avec locaux, Salle polyvalentes et parking.** Nous le laboratoire **ETS GALLOUL** nous avons l'honneur cher client de vous communiquer les différentes constatations suivantes :

Suivant la situation et la géologie du terrain il ressort que cette dernière est caractérisée par une morphologie d'un terrain légèrement penté.

D'après la géologie du site et les coupes lithologiques des sondages carottés prélevés sur place, montre que le site est constitué essentiellement par les successions de couches suivantes :

- ✓ **0.00 – 0.50 m** : Terre végétale
- ✓ **0.50 -6.00 m** : Argile beige gravo-cailleuse plastique, compacte, avec concrétion gypseuse par endroit.
- ✓ **6.00 – 15.00 m** : Roche de grès de taille moyenne enveloppée dans une matrice argilo-graveleuse par endroit

Selon Le nombre de coups moyens non corrigé enregistré à travers les couches de sondage N, et Suivant le tableau 3.2 « classification des sites » **RPA99 (version 2003) N [10-50]** : Le site peut être classé en **S3** (site meuble ou présence des sols peu consolidé et qui deviennent compacte et consolidé en profondeurs).

Les résultats des essais au laboratoire montrent que le sol présente de bonnes caractéristiques physico-mécanique et Les analyses chimiques indiquent un sol non agressif.

Pour le dimensionnement des fondations à savoir le choix du type et l'ancrage, nous proposons la variante suivante :

**La contrainte admissible est de l'ordre de 1.75 bars pour un radier général avec L/B <5 ancrés à partir de 2.00 m par rapport au niveau des terrassements prévus pour le projet.**

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismique Algérienne RPA 99, révisé en 2003, la wilaya de Bejaia est classée en zone IIa, de sismicité moyenne.

Pour une meilleure stabilité du site il est important de reprendre à ces recommandations suivantes :

- ✓ Captés tout les eaux superficielles et souterraines on effectue un drainage sur tout la parité de l'ouvrage.
- ✓ Protection des talus par des murs de soutènement suivis d'un drainage.

Les paramètres à prendre en compte lors du dimensionnement des murs des soutènements sont :

$$C (\text{bars}) = 0.37, \varnothing (\text{°}) = 22\text{°}$$

- Respect et le bon déroulement des terrassements prévus préinscrit dans ce présent rapport.
- Éviter les ruissellements diffus et infiltrations dans la zone du terrain.

On reste à votre disposition pour éventuels renseignements.

**Signature Et Cacher**



**Annexe 6 :**

Schémas de ferrailage des éléments

**●schémas de ferrailage des poutrelles :**

Niveau	Position		
	Appui de rive	Appui intermédiaire	travée
Sous-sol	<p>1HA10  <math>\varnothing 8</math>            ST=15cm            3HA12</p>	<p>2HA12  <math>\varnothing 8</math>            ST=15cm            3HA12</p>	<p>1HA10  <math>\varnothing 8</math>            ST=15cm            3HA12</p>
Entresol	<p>1HA10  <math>\varnothing 8</math>            ST=15cm            3HA14</p>	<p>2HA12  <math>\varnothing 8</math>            ST=15cm            3HA14</p>	<p>1HA10  <math>\varnothing 8</math>            ST=15cm            3HA14</p>
Terrasse accessible (1 <sup>ère</sup> étage)	<p>1HA10  <math>\varnothing 8</math>            ST=15cm            3HA12</p>	<p>2HA12  <math>\varnothing 8</math>            ST=15cm            3HA12</p>	<p>1HA10  <math>\varnothing 8</math>            ST=15cm            3HA12</p>
RDC et étages courants	<p>1HA10  <math>\varnothing 8</math>            ST=15cm            3HA12</p>	<p>2HA12  <math>\varnothing 8</math>            ST=15cm            3HA12</p>	<p>1HA10  <math>\varnothing 8</math>            ST=15cm            3HA12</p>

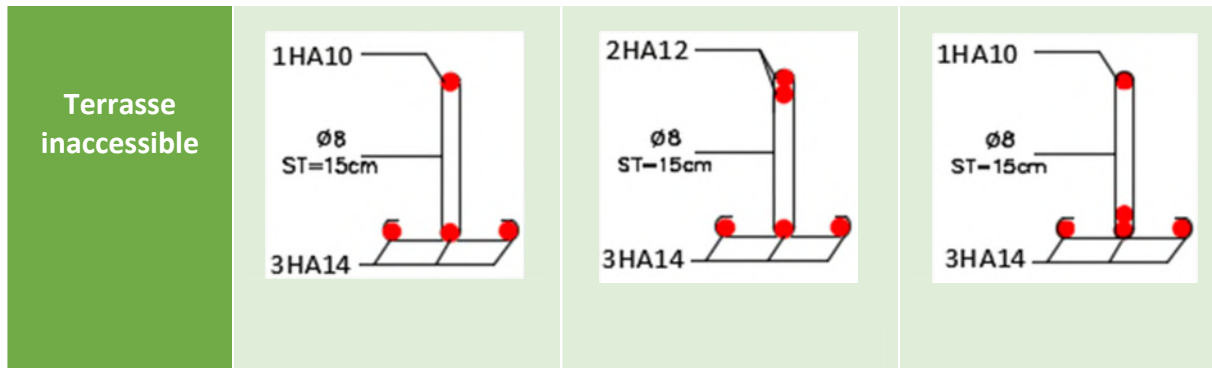


Figure III.2 schémas de ferrailage des poutrelles

schémas de ferrailage de la dalle de compression :

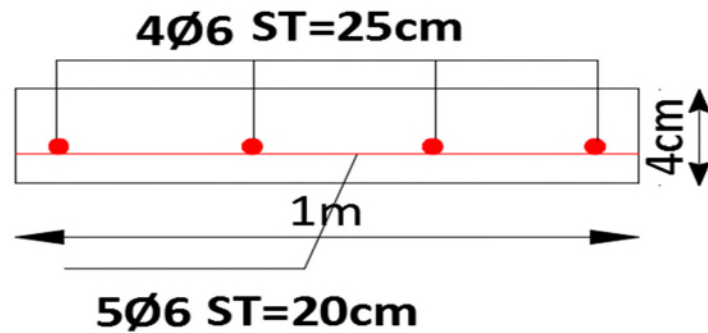


Figure III.3 schémas de ferrailage de la dalle de compression

Annexe 7 :

\*schémas de ferrailage des dalles pleines :

-dalle1 :

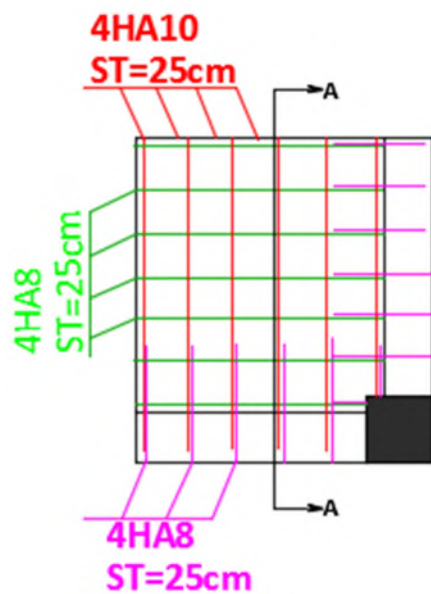


Figure III.4 schémas de ferrailage de la dalle1

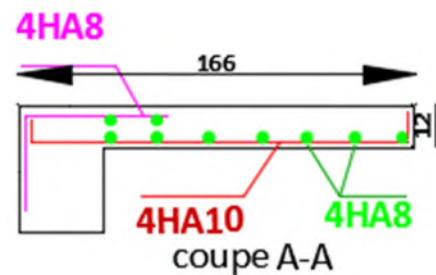


Figure III.5 coupe de dalle1

-dalle2

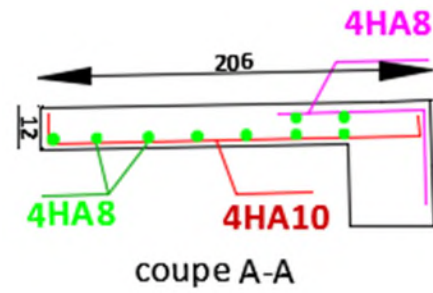
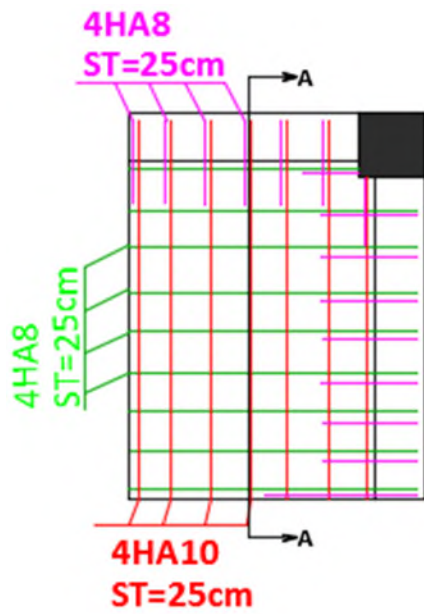


Figure III.6 schémas de ferrailage de la dalle2

Figure III.7 coupe dalle2

-dalle3

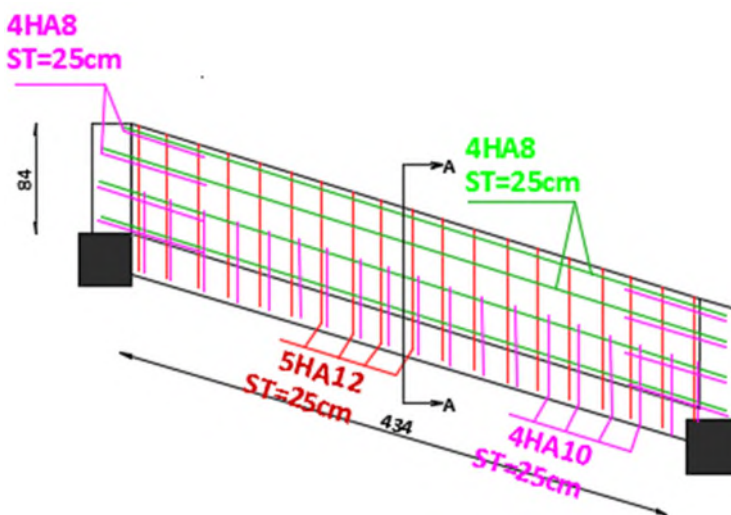


Figure III.8 schémas de ferrailage de la dalle3



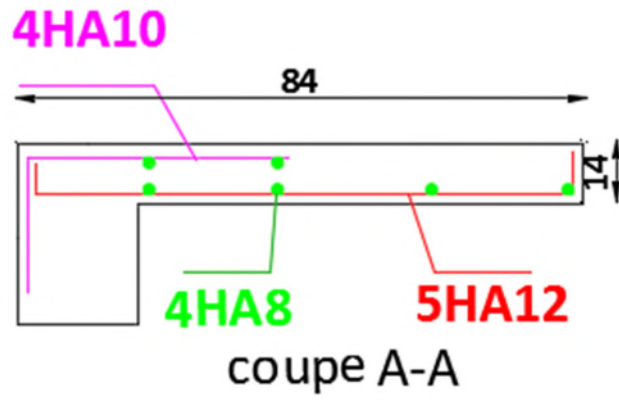


Figure III.9 coupe dalle3

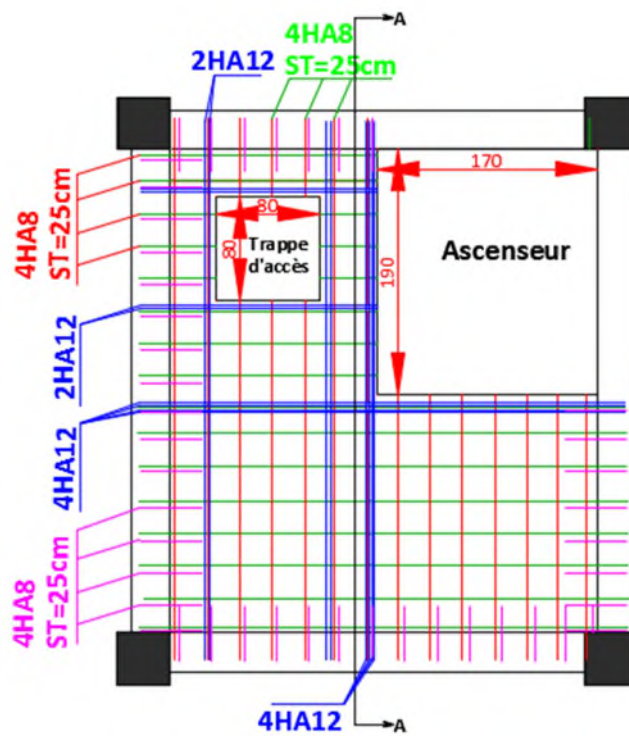


Figure III.10 schémas de ferrailage de la dalle d'ascenseur

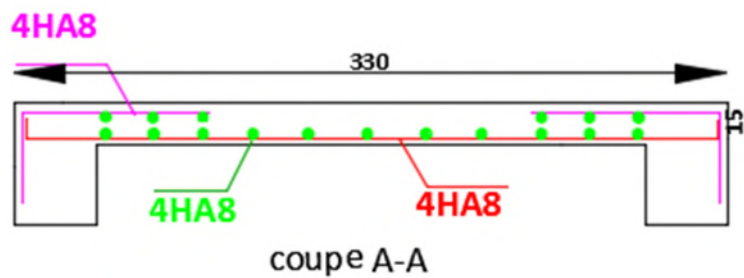


Figure III.11 coupe dalle d'ascenseur

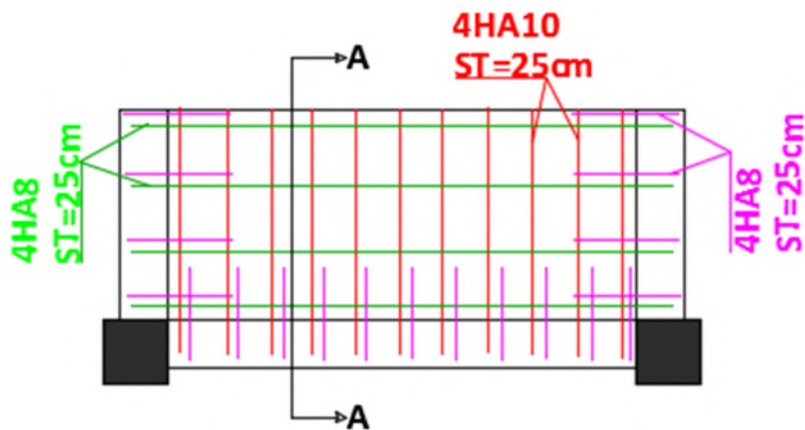


Figure III.12 schémas de ferrailage de la dalle5

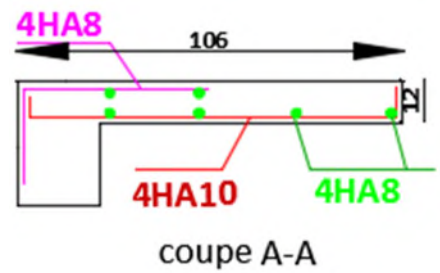


Figure III.13 coupe dalle5

Annexe 8 :

- schémas de ferrailage d'escalier :

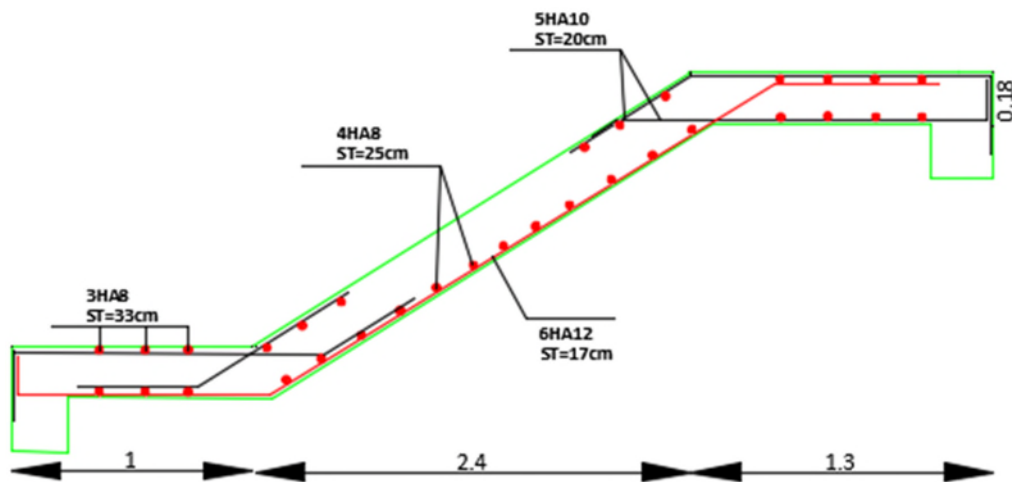


Figure III.14 schémas de ferrailage d'escalier

Annexe 9 :

- Schémas de ferrailage des poutres palières :

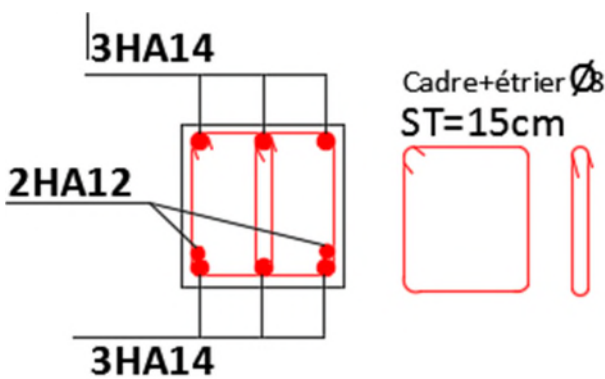


Figure III.16 ferrailage de la poutre palière en travée

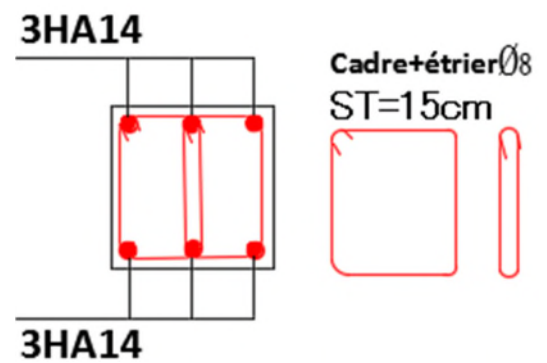
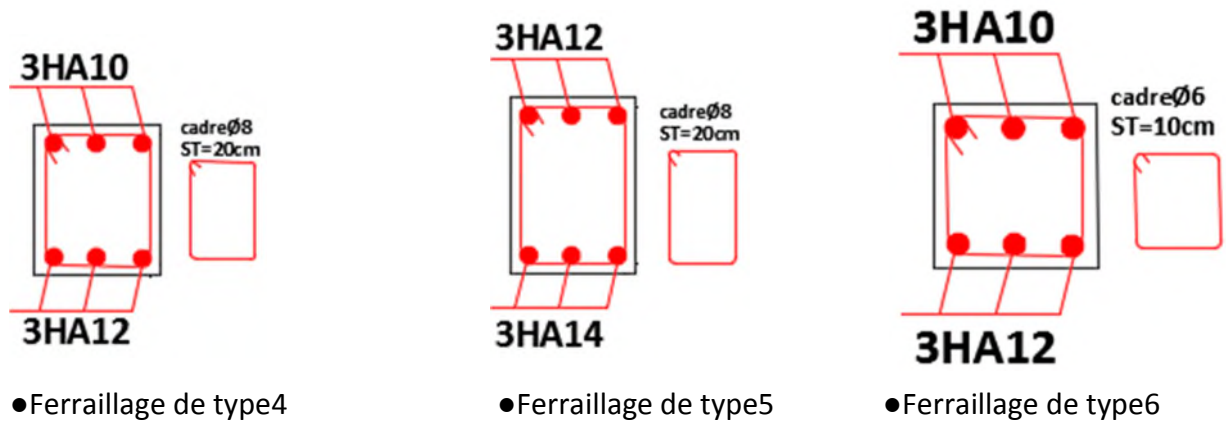
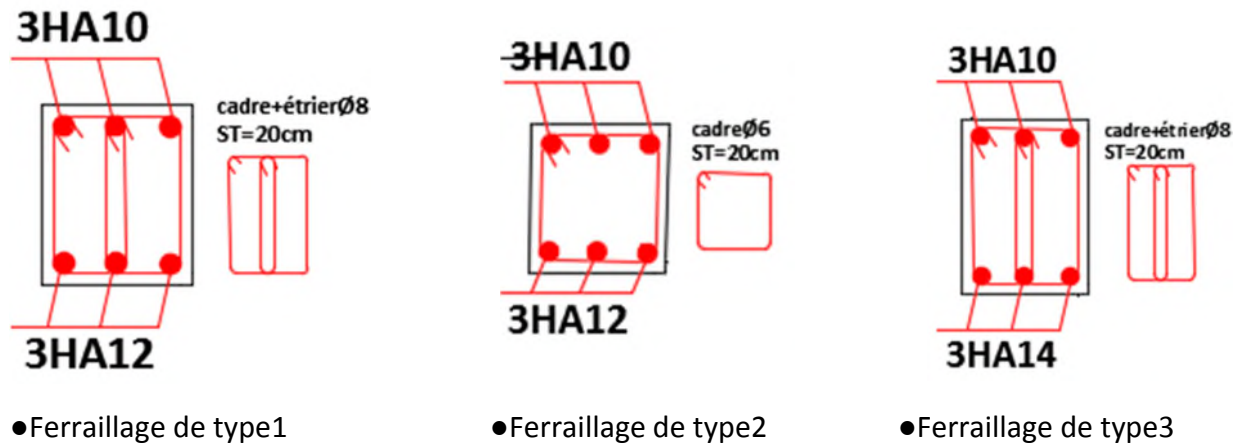


Figure III.17 ferrailage de la poutre palière en appui

**Annexe 10 :**

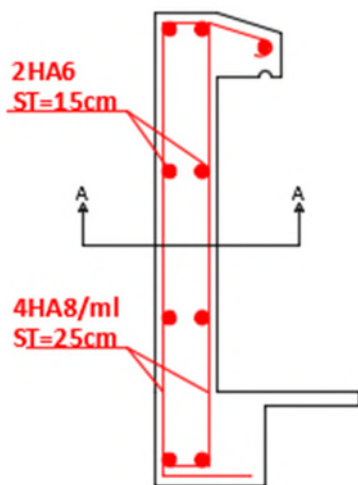
● schémas de ferrailage des poutres de chaînage :



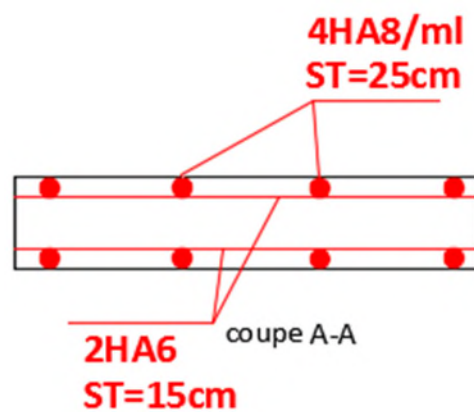
**Figure III.19** schémas de ferrailage des différents types des poutres de chaînage

**Annexe 11 :**

● schémas de ferrailage de l'acrotère :



**Figure III.21** schémas de ferrailage de l'acrotère



**Figure III.22** coupe de l'acrotère

Annexe 12 :

●schémas de ferrailage de l'ascenseur:

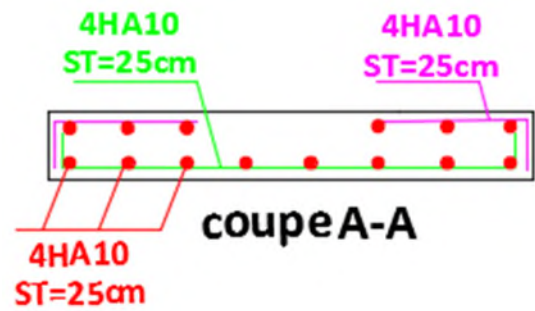
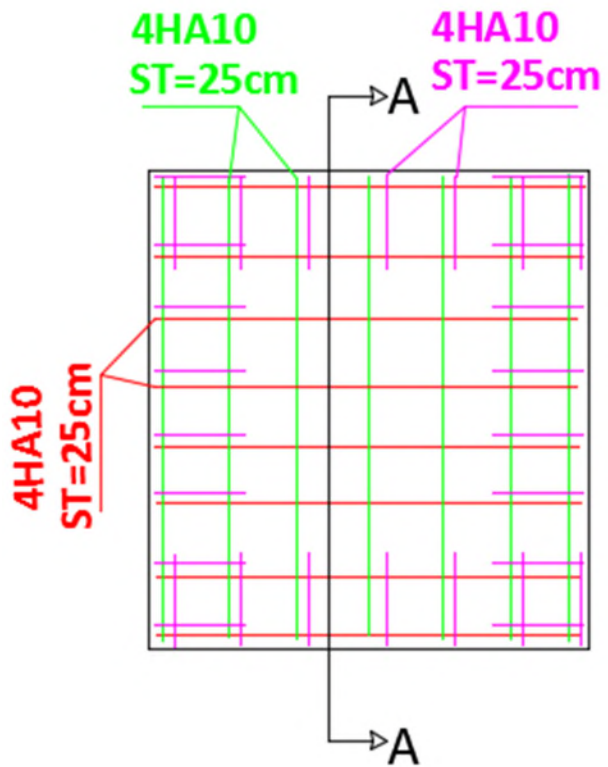
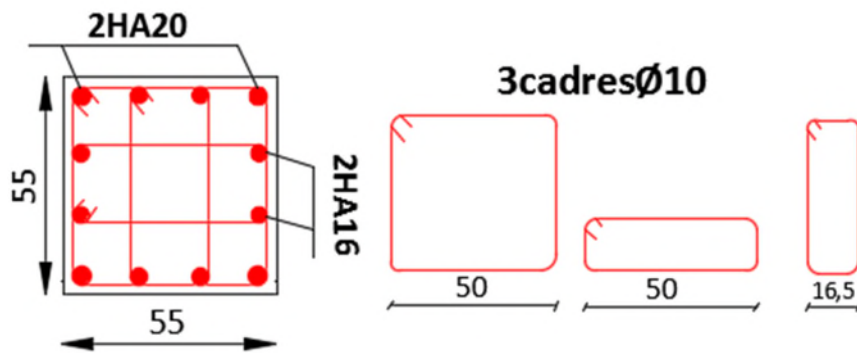


Figure III.25 schémas se ferrailage de l'ascenseur

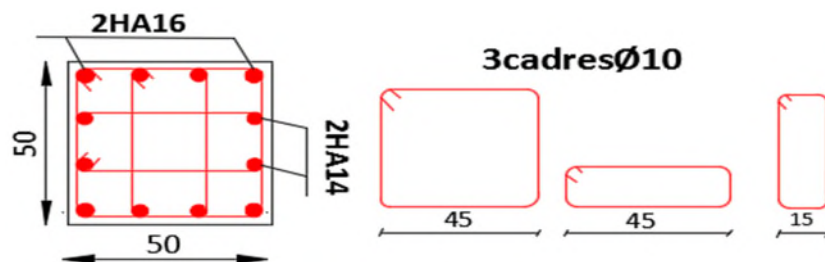
Figure III.26 coupe de l'ascenseur

Annexe 13 :

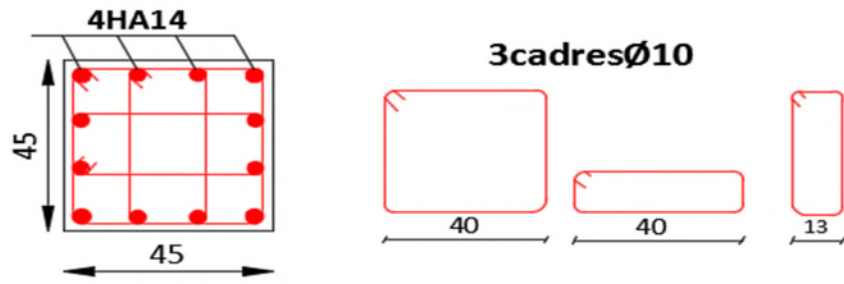
●schémas de ferrailage des poteaux :



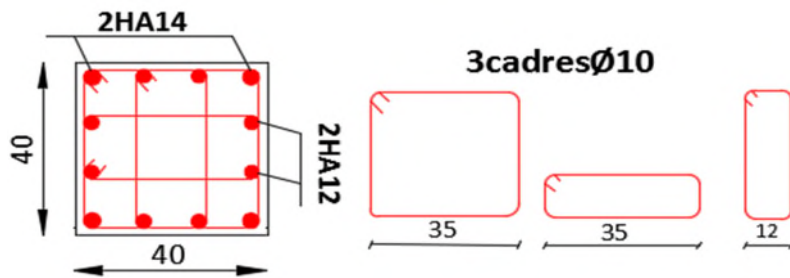
Poteaux de sous-sol et entresol



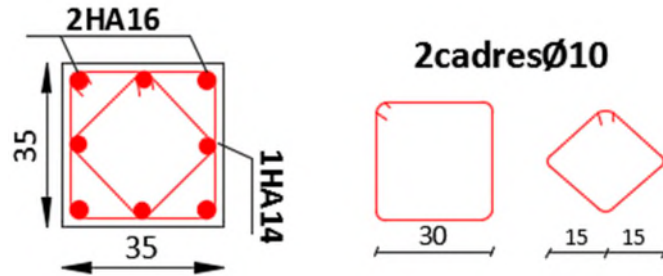
Poteaux de RDC et étage 1



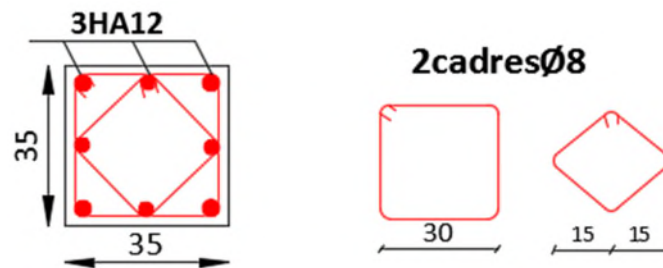
Poteaux des étages 2 et 3



Poteaux des étages 4,5 et 6



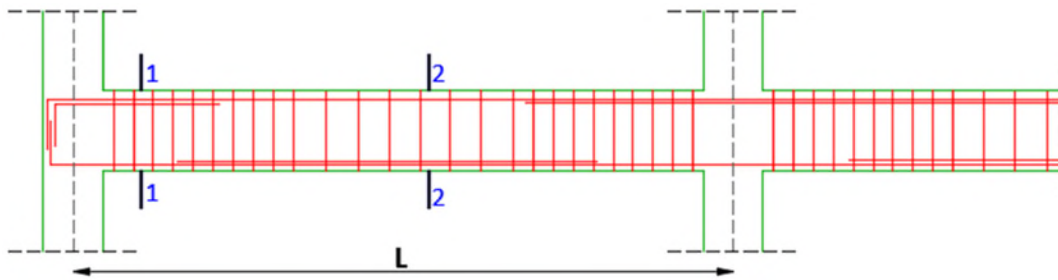
Poteaux des étages 7 et 8



Poteaux de terrasse inaccessible

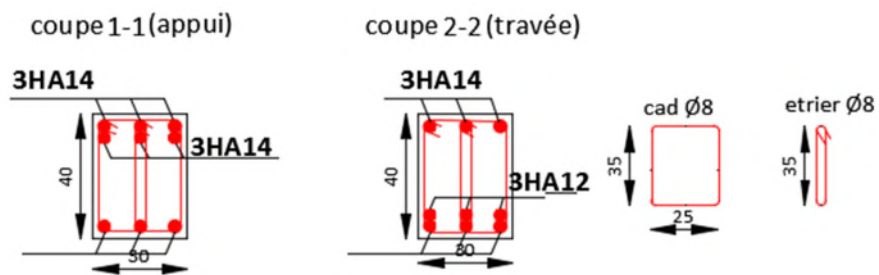
Figure V.1 ferrailage des différents poteaux

**Annexe 14 :**  
**Schémas de ferrailage :**

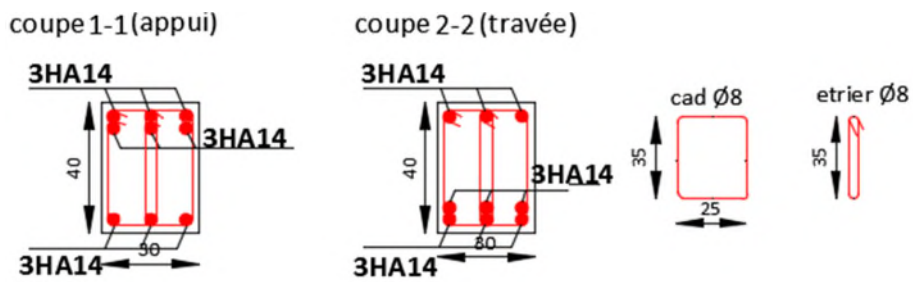


**Figure V.2** exemple de ferrailage de poutre

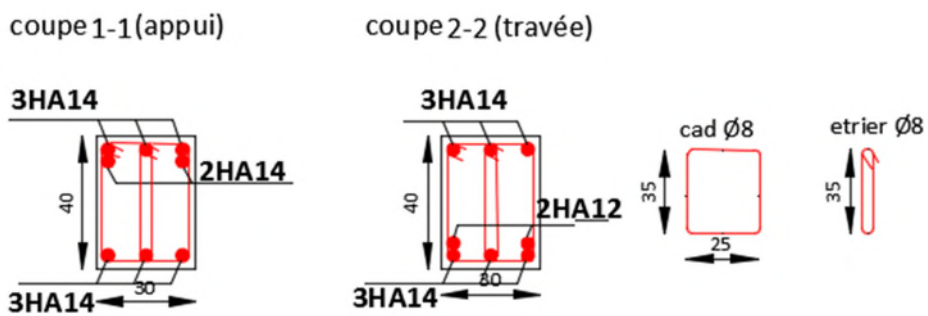
● **poutres principales :**



Poutres principales de sous-sol et entresol



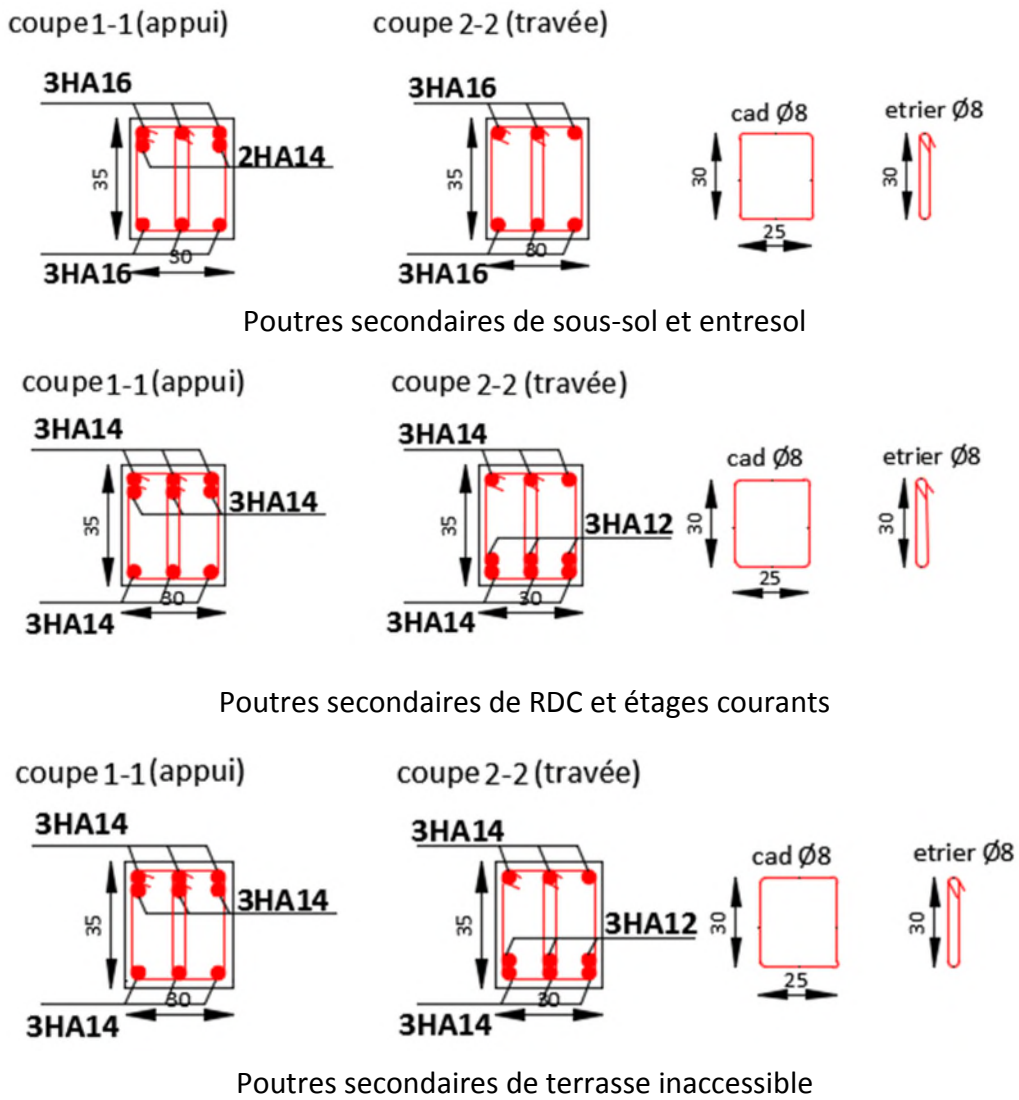
Poutres principales de RDC et étages courants



Poutres principales de terrasse inaccessible

**Figure V.3** schémas de ferrailage des poutres principales dans les différents niveaux

● **poutres secondaires :**



**Figure V.4** schémas de ferrailage des poutres secondaires dans les différents niveaux

Annexe 15 :

● schémas des ferrailage des voiles

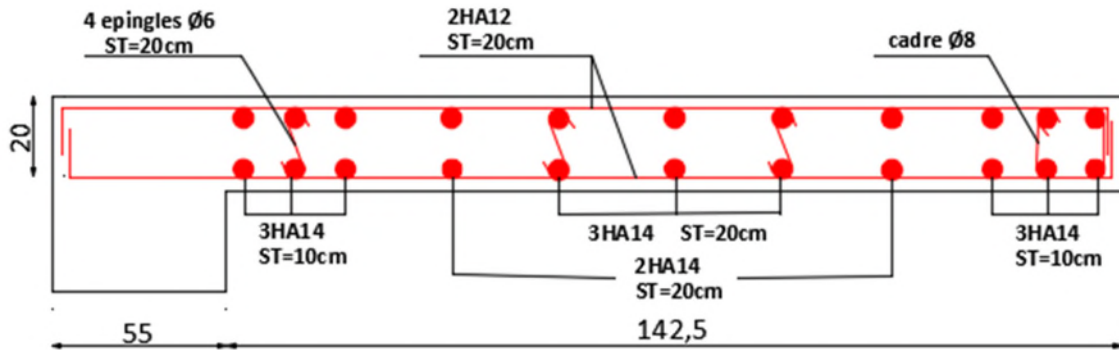


Figure V.5 schémas de ferrailage de voile  $V_{y3}$

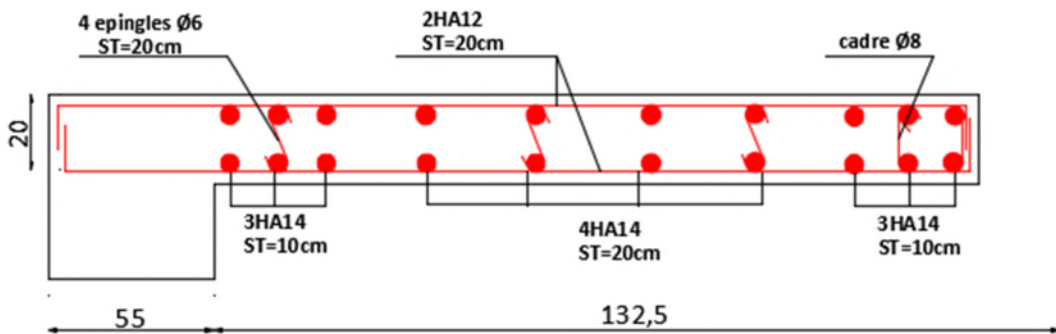


Figure V.6 schémas de ferrailage de voile  $V_{x1}$

Annexe 16 :

● schémas de ferrailage de radier

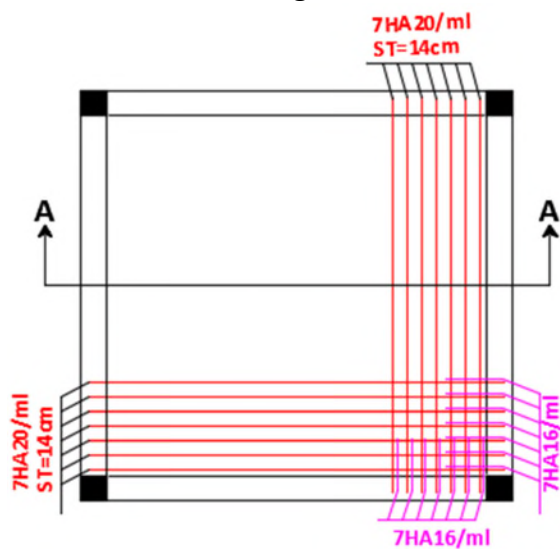


Figure VI.2. Schéma de ferrailage de radier

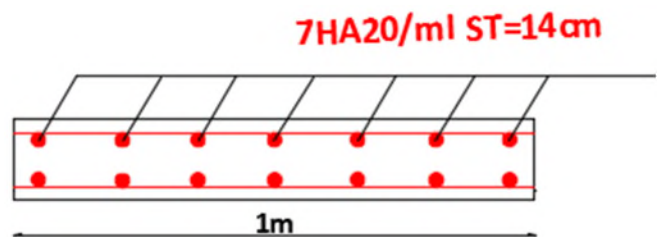


Figure VI.3. Coupe de radier



●schémas de ferrailage des nervures :

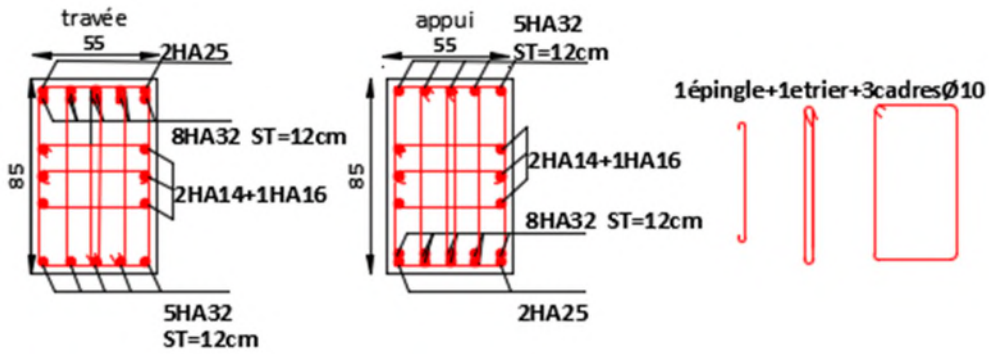


Figure VI.7. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x

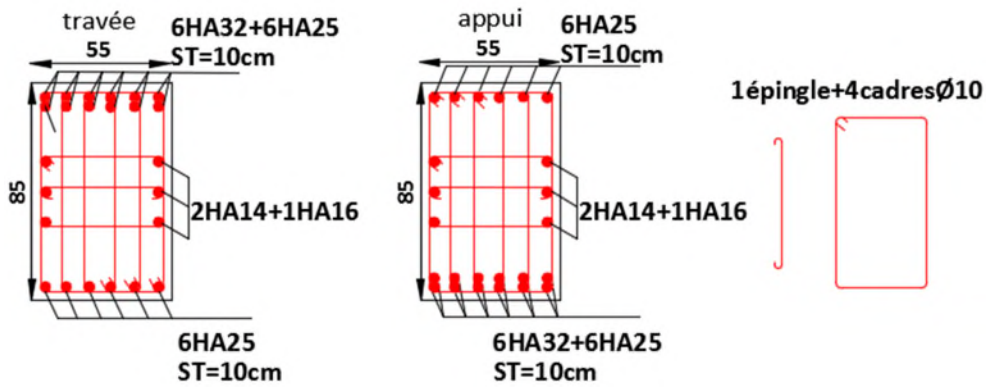


Figure VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y

Annexe 17 :

●schémas de ferrailage des voiles périphériques :

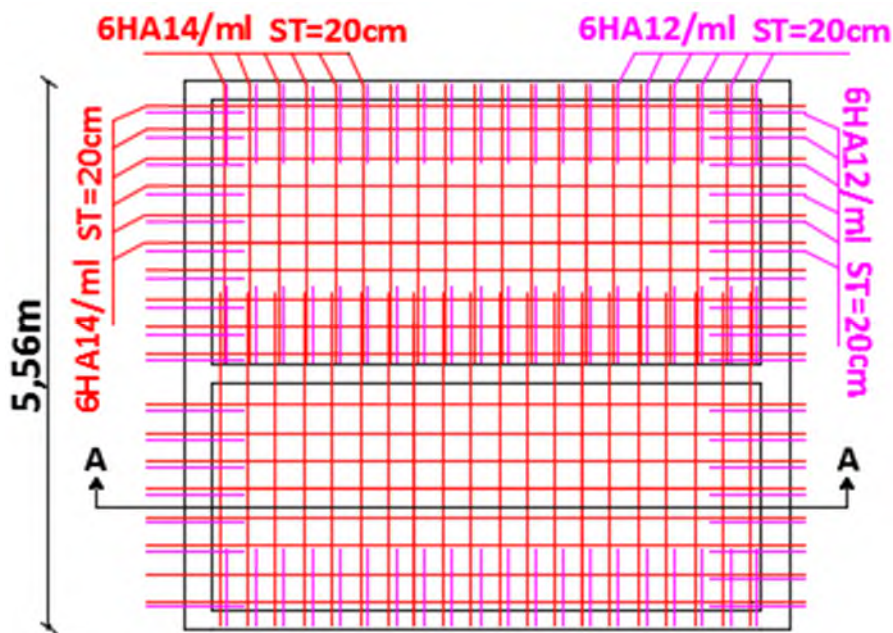


Figure VI.10. Schéma de ferrailage de voile périphérique

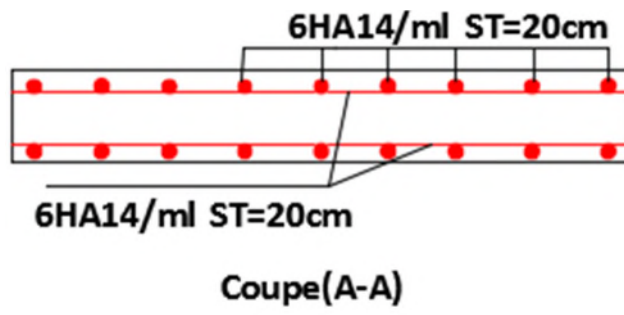
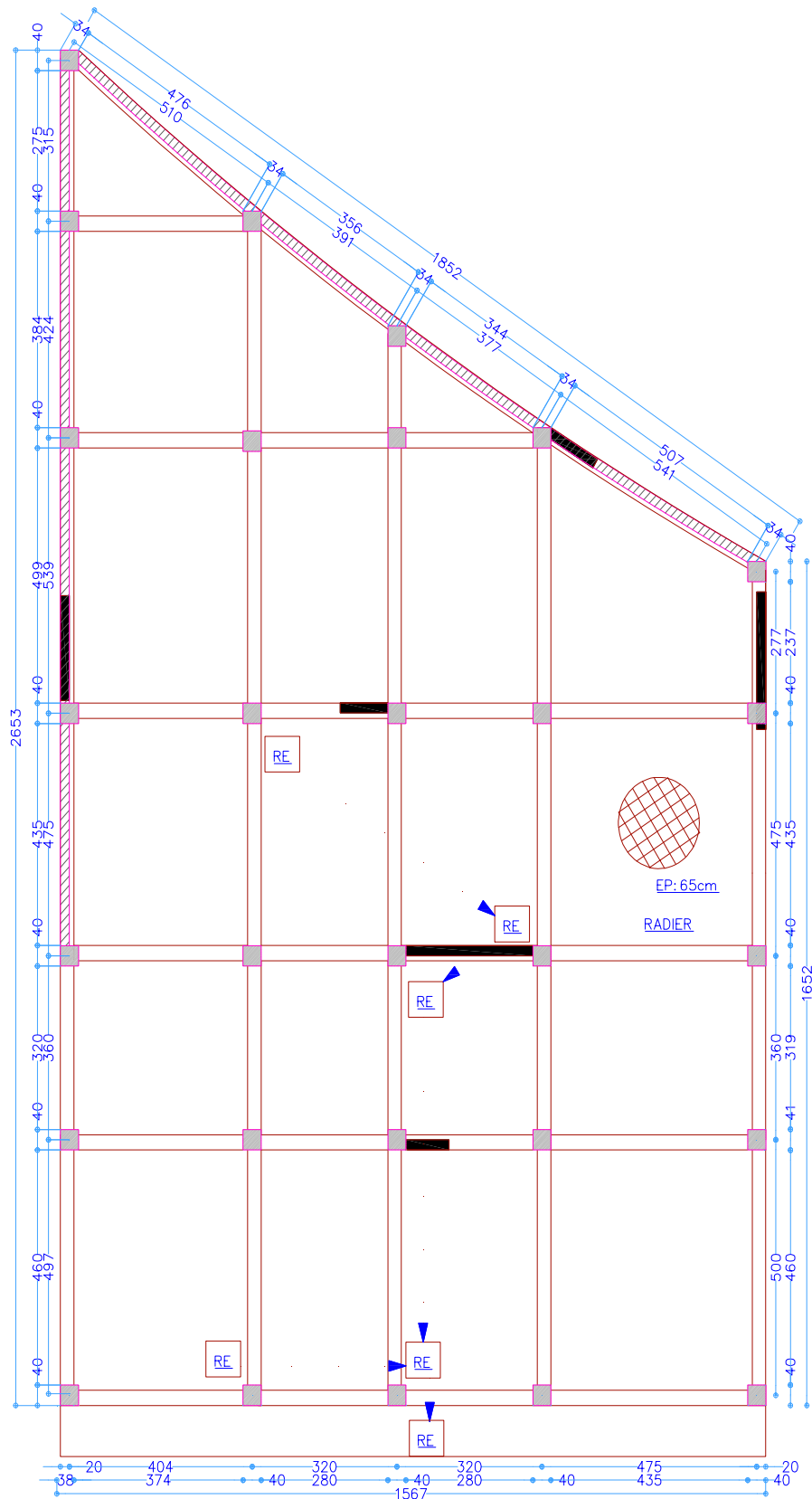


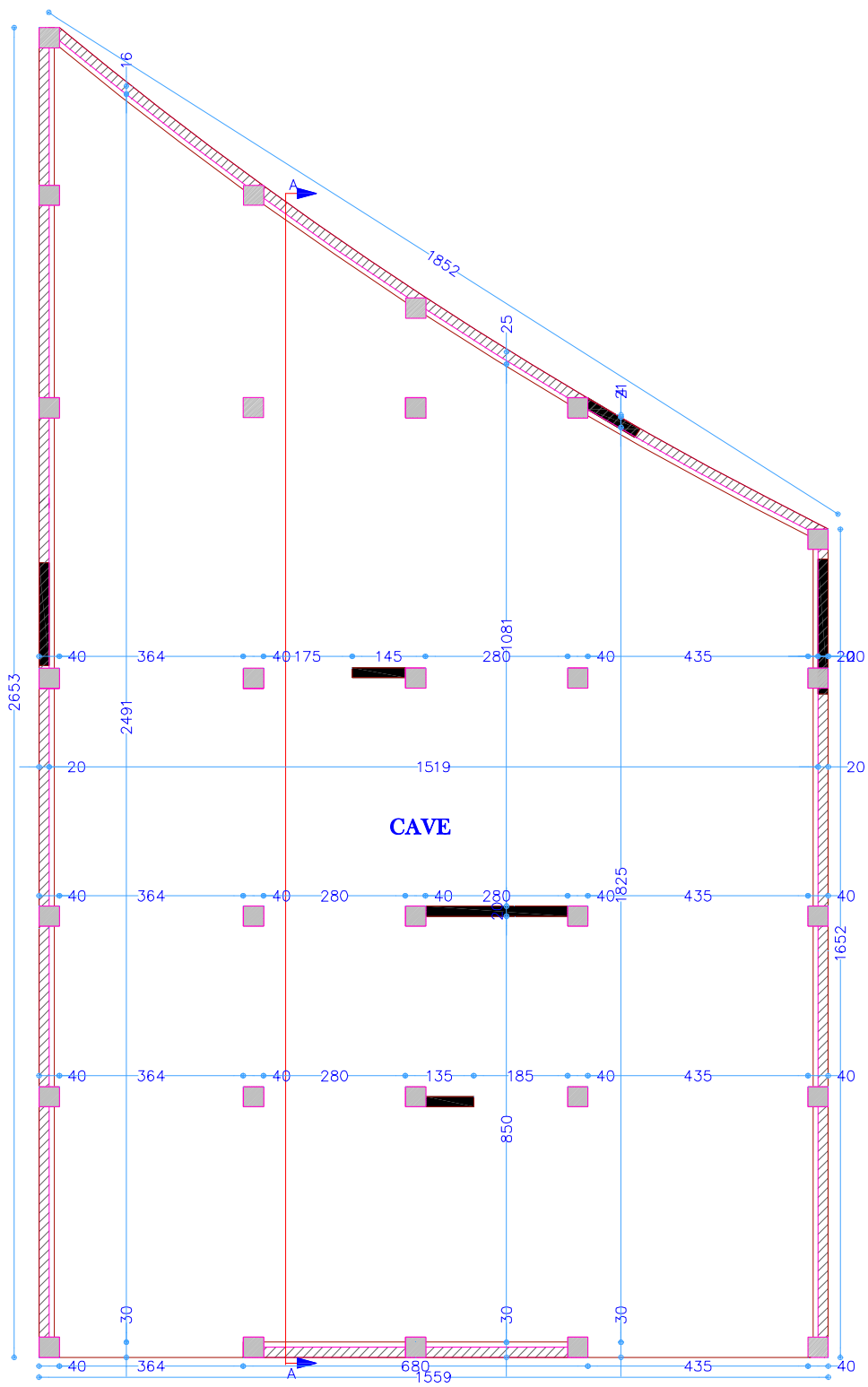
Figure VI.11. Coupe de voile périphérique

# Annexe 18 :

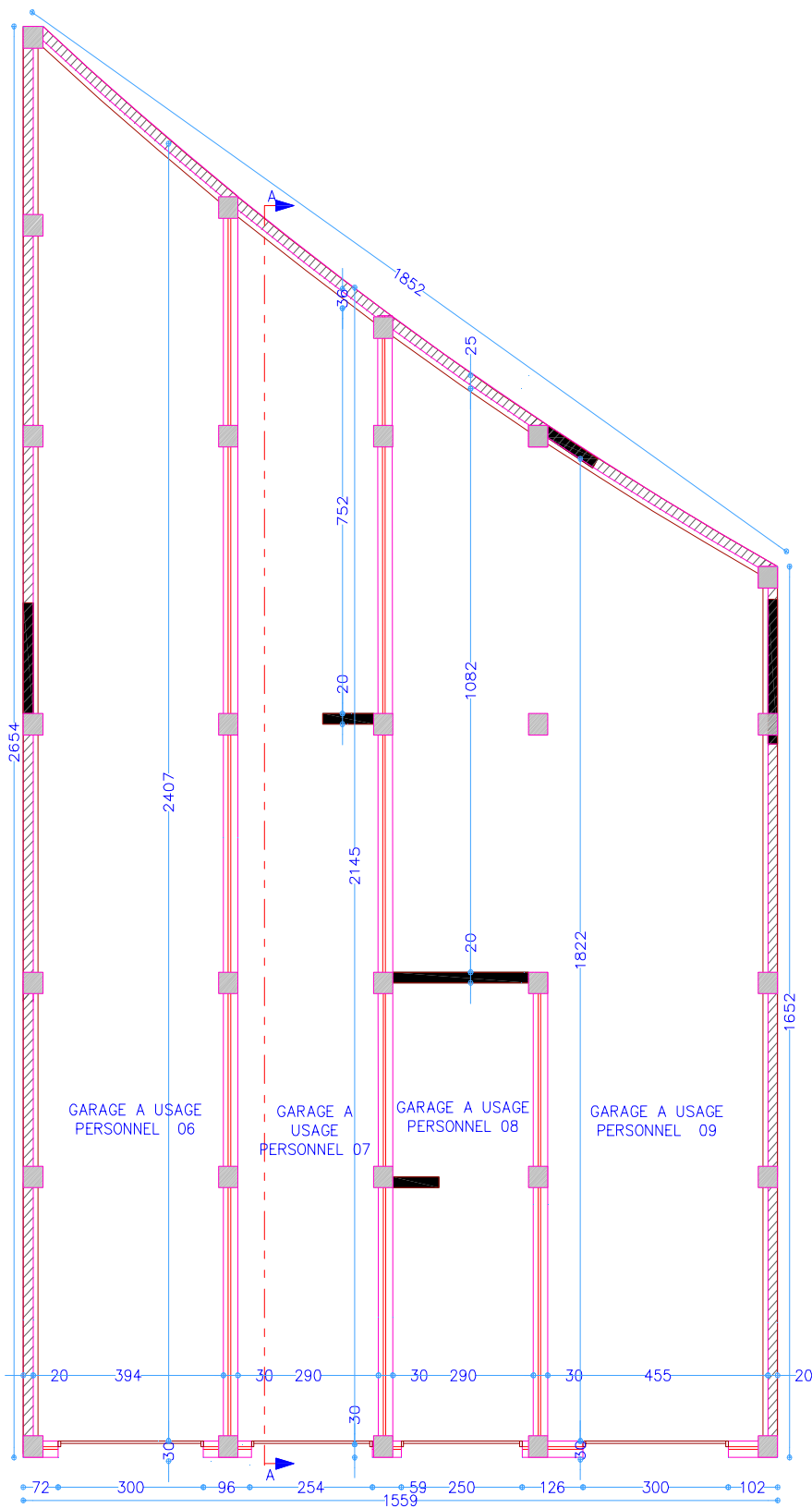
## Plans architecturaux du bâtiment



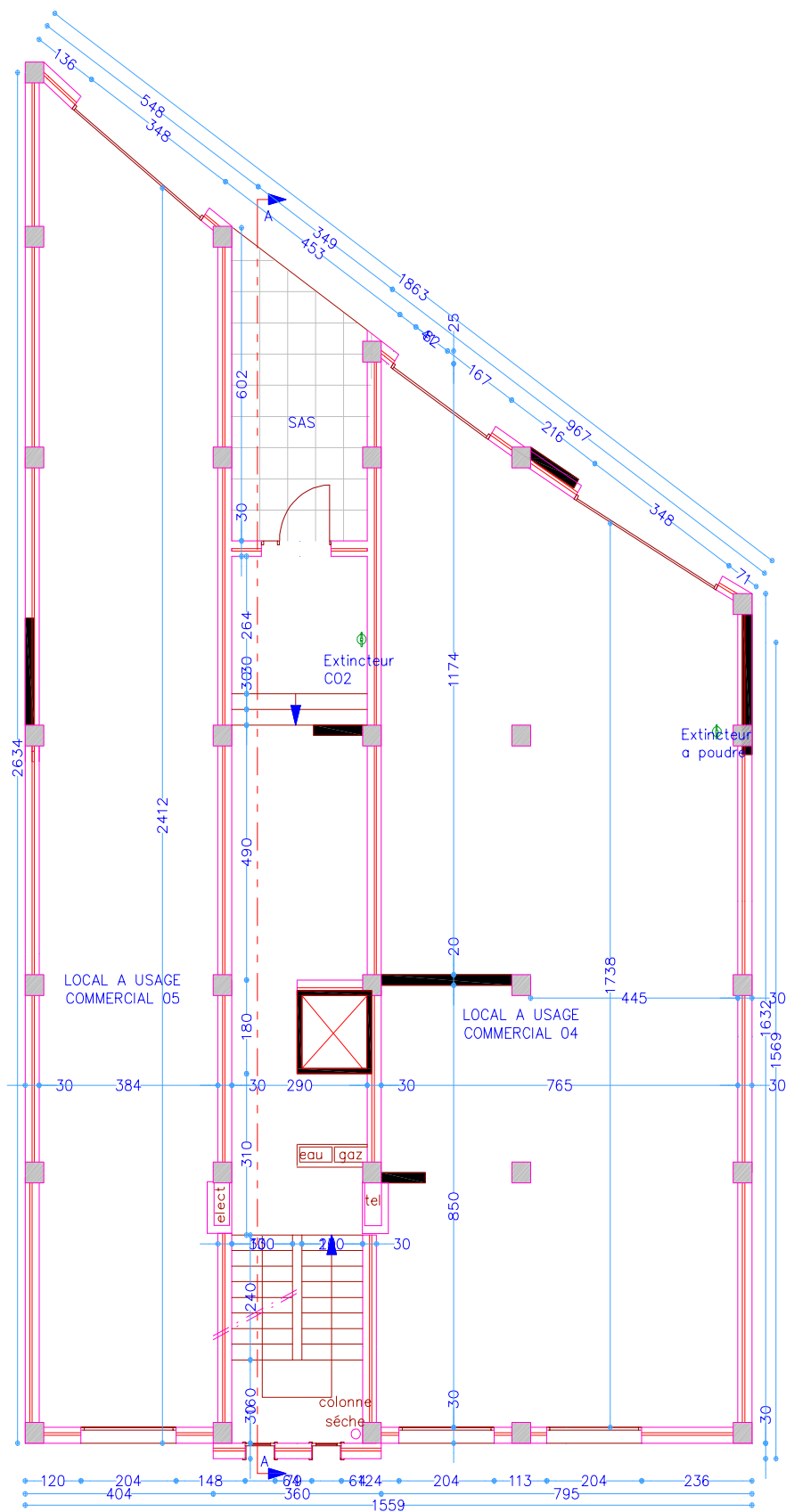
**PLAN DE FONDATIONS ECH 1/100**



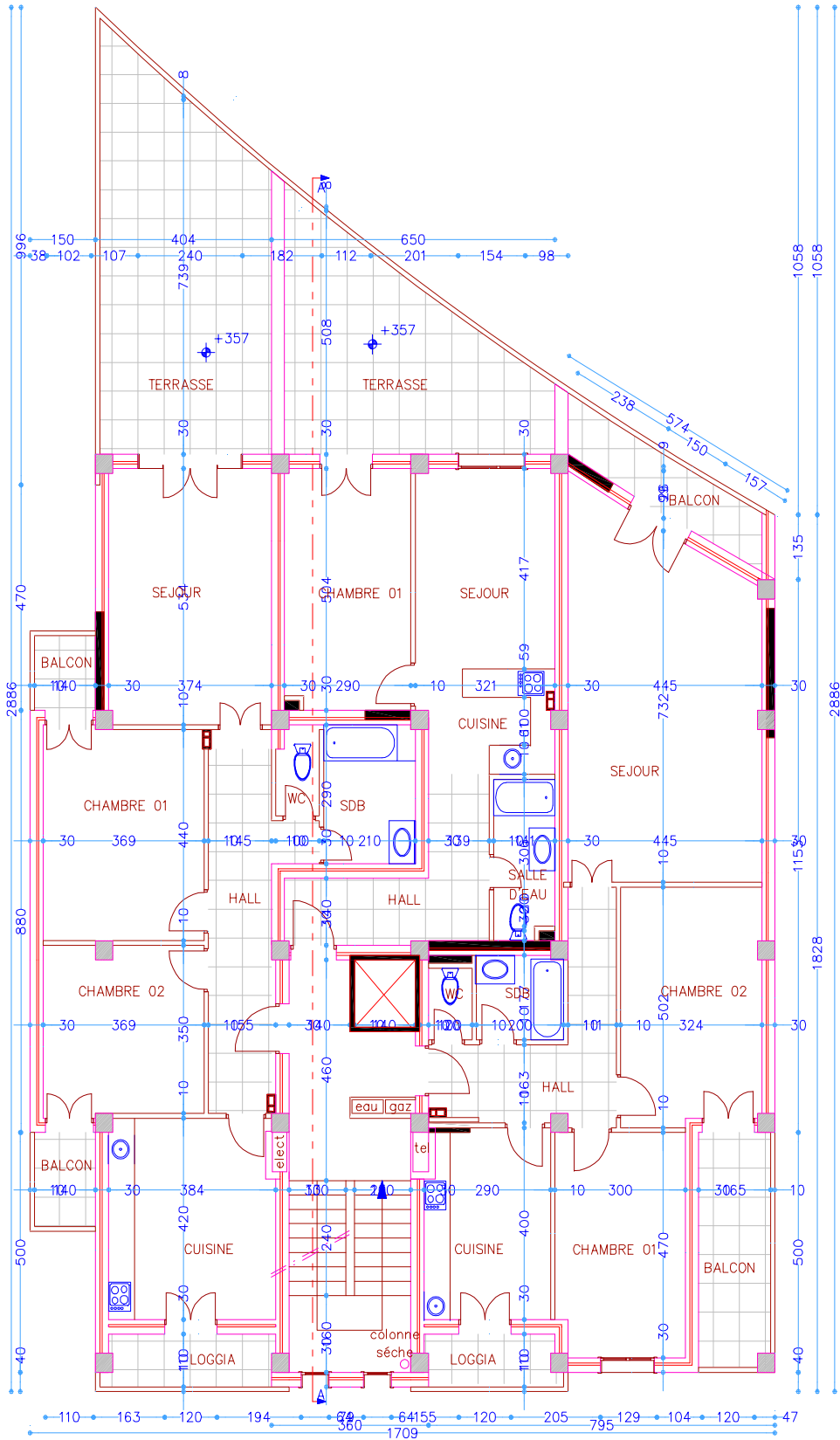
**PLAN SOUS SOL ECH 1/100**



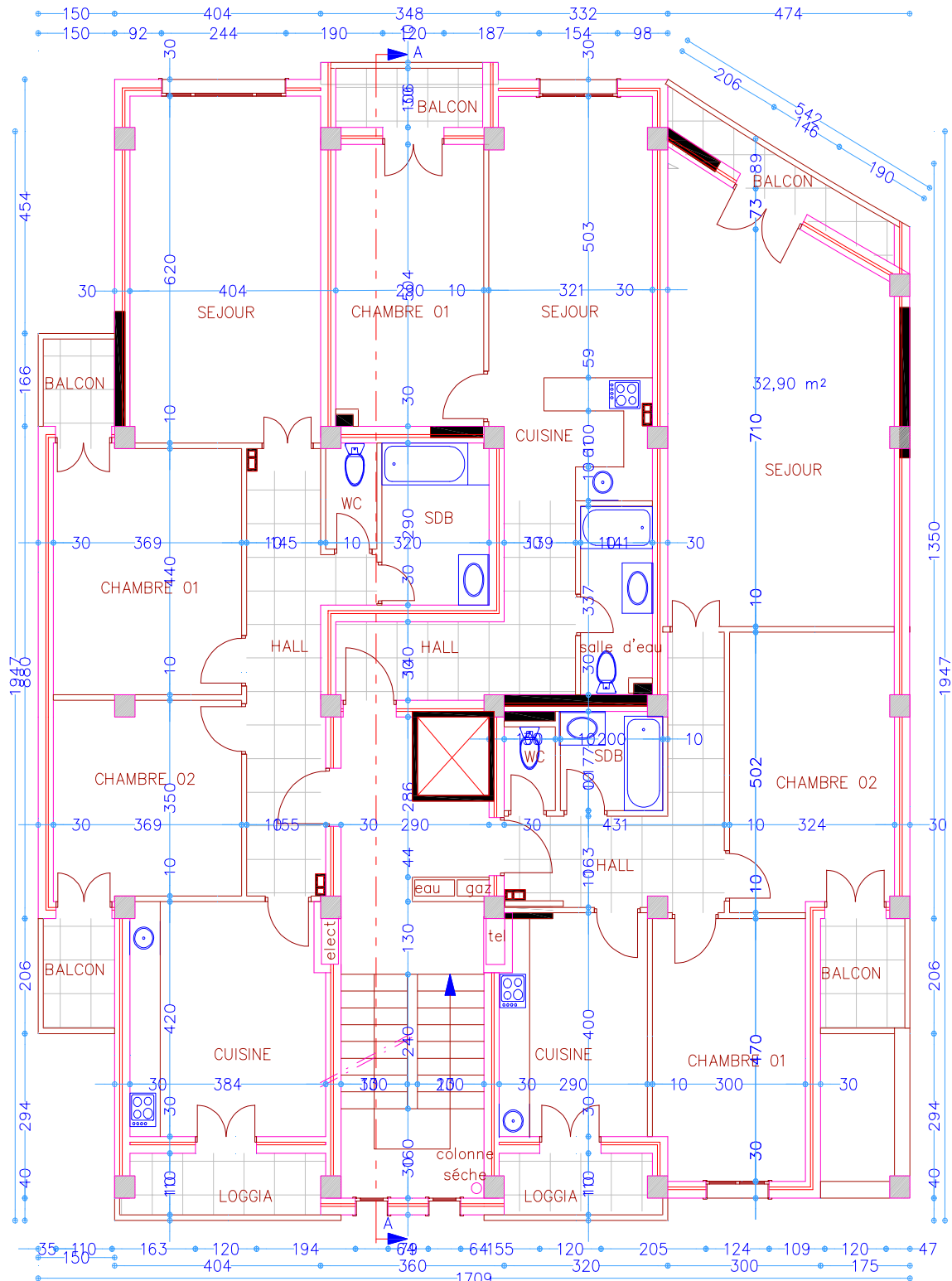
**PLAN DE L'ENTRE SOL ECH 1/100**



**PLAN DU RDC ECH 1/100**

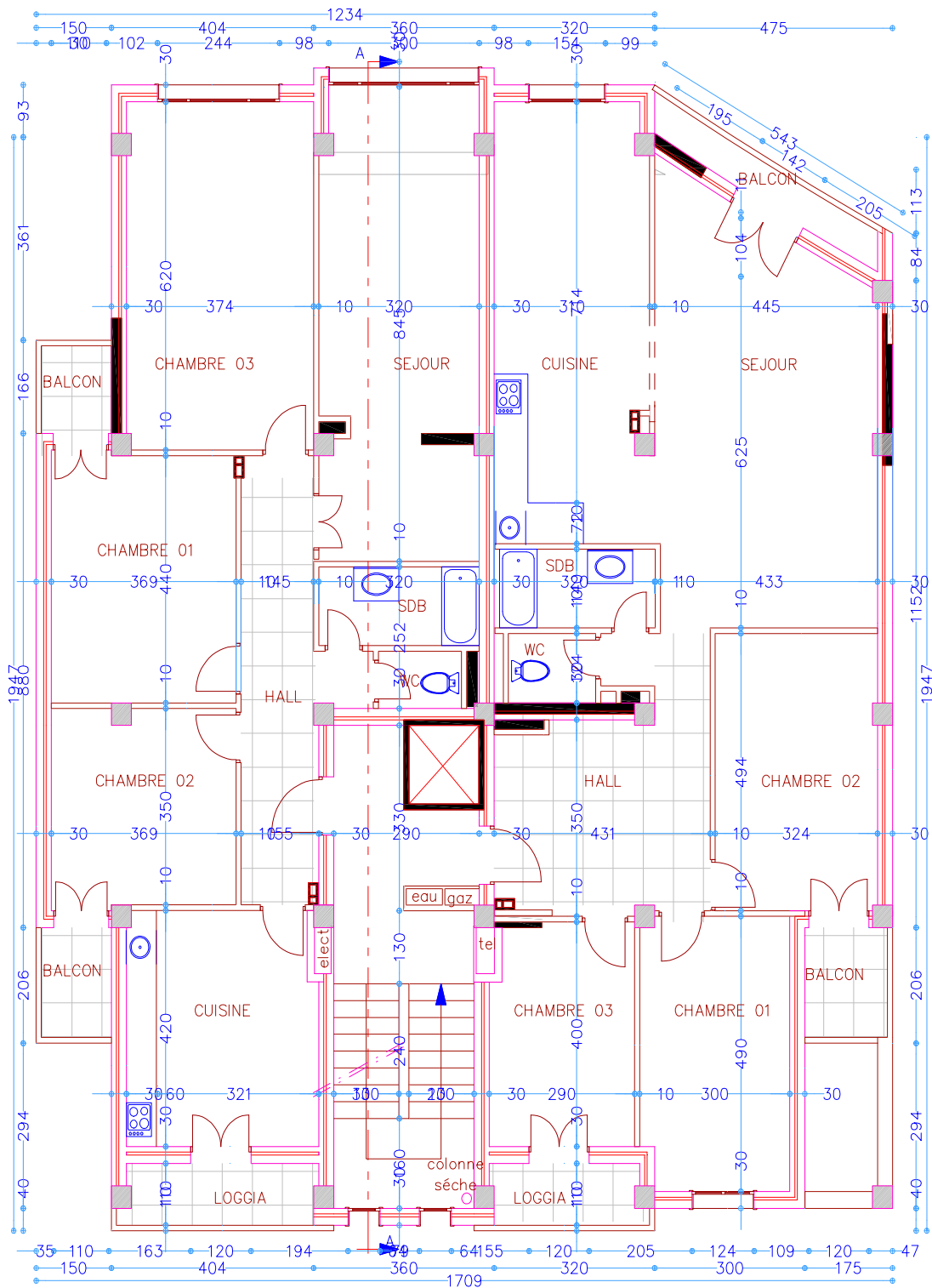


**PLAN ETAGE 01 ECH 1/100**

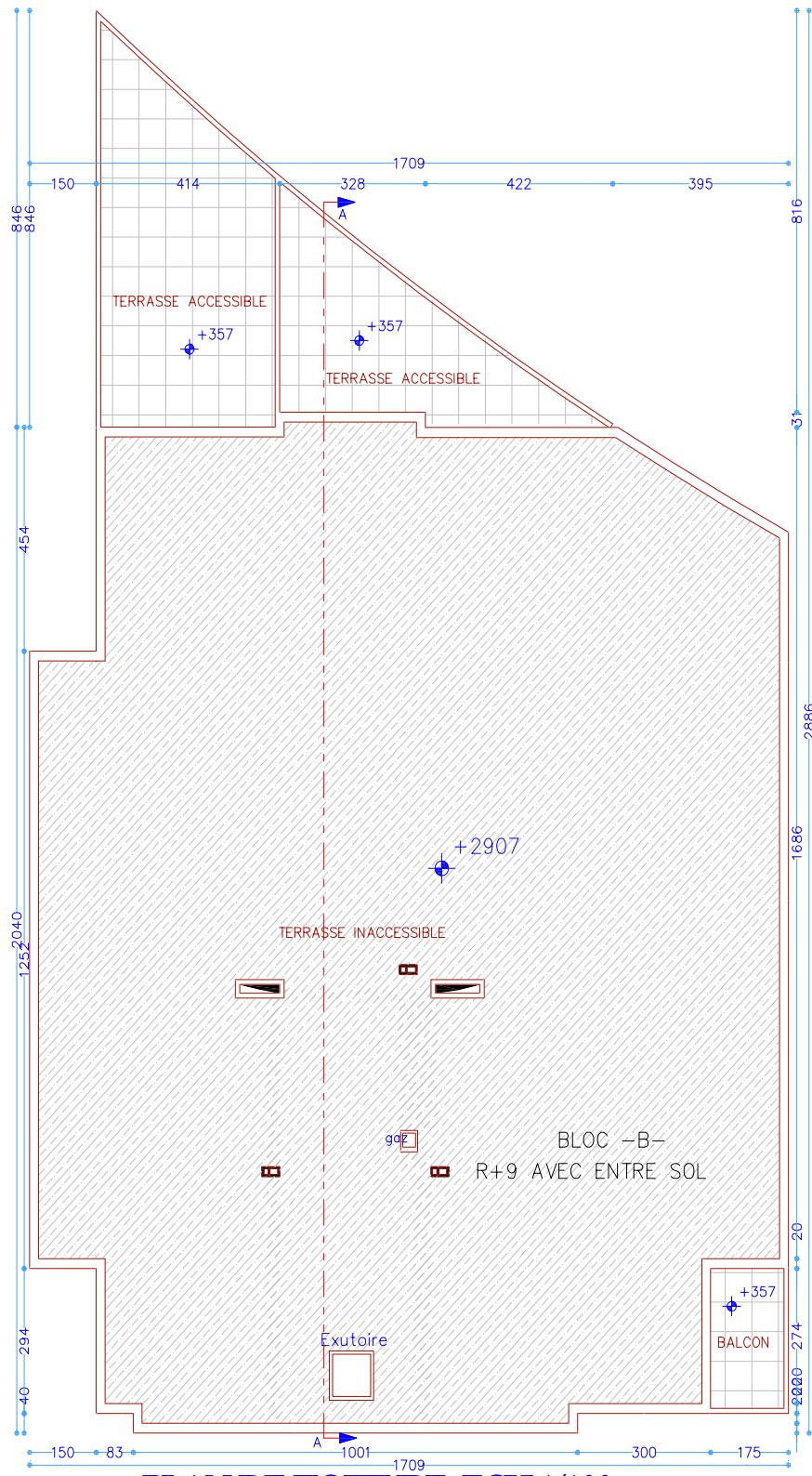


**PLAN ETAGES 02/03/04/05 ECH 1/100**

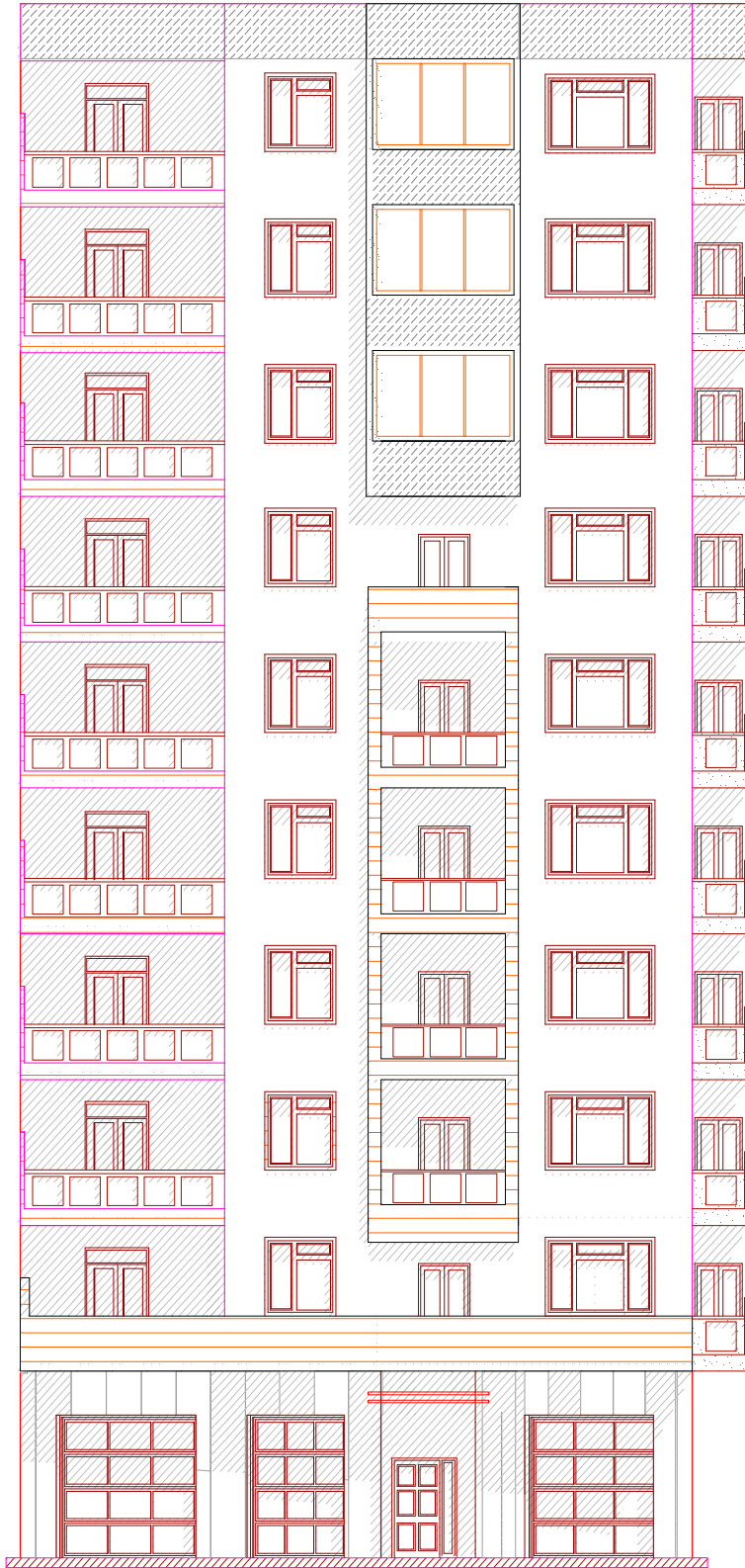




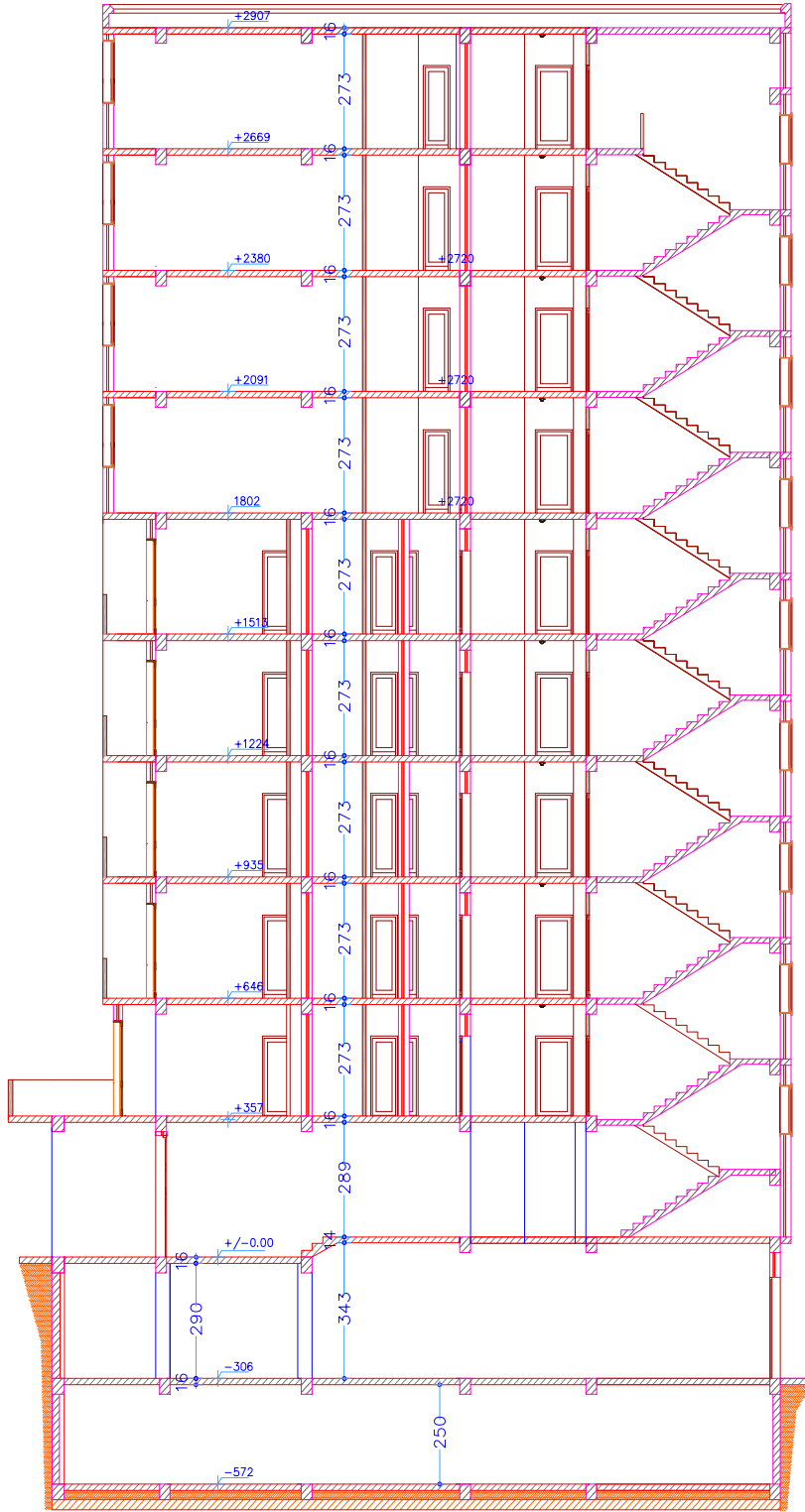
**PLAN ETAGES 06/07/08/09 ECH 1/100**



**PLAN DE TOITURE ECH 1/100**



FACADE PRINCIPALE ECH 1/100



COUPE A-A ECH 1/100