

# Mémoire de fin d'études

## Mémoire de fin d'études

**En Vue d'Obtention du diplôme de Master en Génie civil  
Option : Structure**

### **Thème :**

**Etude d'un bâtiment (R+5 + 2 entres sols) en béton armé à usage  
d'habitation et commercial contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

### **Présenté par :**

**M<sup>lle</sup> : MOUSSAOUI Hafida**

**M<sup>lle</sup> : GOUCHENE Ibtissem**

### **Encadreur :**

**M<sup>me</sup> : SELLAMIA**

### **Membres de jury :**

**M<sup>r</sup> : MEZIANI.B**

**M<sup>me</sup> : SEDIRA.R**

**Promotion 2020/2021**

# Remerciement

Avant tout, nous tenons à remercier le dieu le plus puissant

Qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer

Ce travail.

Nous remercions nos chers parents ainsi nos familles qui nous ont

Toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études

De plus, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice

**Mme SELLAMI** pour l'encadrement de ce mémoire, son aide et sa confiance

qu'elle nous a accordées.

Nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté d'examiner

Notre travail.

Notre sincère gratitude à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à

La réalisation de ce travail.

Enfin nous remercions également l'ensemble des enseignants du département

De génie civil.

# *Dédicaces*

**Je dédie ce modeste travail à :**

Mes chers parents (M<sup>ed</sup> Saïd et Safia) qui se sont tant sacrifiés pour que j'arrive à ce niveau.

Mes chers frères « Ahemad, Nourdine, Djamel, Hakim » et mes sœurs

« Malika, Nacera ».

Mes belles sœurs « Sabrina, Razika, Warda, Khoukha » et mes bons frères

« Malek, Majid ».

Mes neveux « Hafid, Yamina, Céline, Malak, Yacine, Racim, Manel, Yasmine ».

Ma promotrice madame Sellami.

Ma binôme soussou et toute sa famille.

A mes chers amis {Hinan, Basma, Kamir, Célia, Dihia, chouchou, Zouzou, Anaïs} et à toutes personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

A mes copines de chambre.

A Moho.

A toute la promo de master génie civil 2020/2021.

Hafida

# *Dédicaces*

## **Je dédie ce modeste travail à :**

Mes chers parents (Hassina et Allaoua ) qui se sont tant sacrifiés pour que j'arrive à ce niveau.

Mes chers frères « Zine-Eddine, Rayene »

Mes grands parents « Taher, Fatima »

Mes chères tantes « Dalila, Louiza, Amel, Wafa, Karima », mes chers oncles

« Mokhtar, Toufik, Nabil, Foudil, Younes »

Mes chers neveux « Sonia, Mounir, Nihal, Rania, Axel »

Ma promotrice madame Sellami

Ma très chère binôme adorée Hafida et toute sa famille.

Mon cher aimé Adel

A mes chers amis « Nathalie, Celina » et à toutes personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

A toute la promo de master génie civil 2020/2021.

Ibtissem

Introduction générale .....1

**Chapitre I : Généralité**

I.1. Introduction.....2  
 I.2. Présentation de l’ouvrage .....2  
 I.3. Les caractéristiques géométriques du bâtiment .....2  
 I.4 Définition des éléments de l’ouvrage .....2  
 I.5. Caractéristiques du sol.....3  
 I.6. Caractéristiques des matériaux.....4  
 I.8. Les actions .....7  
 I.9. Combinaison d’actions.....8

**Chapitre II : Prédimensionnement des éléments**

II.1. Introduction .....9  
 II.2. Prédimensionnement des éléments non structuraux.....9  
     II.2.1. Les planchers.....9  
     II.2.2. Les escaliers.....13  
 II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux .....16  
     II.3.1. Les poutres.....16  
         II.3.1.1. Poutres principales.....16  
         II.3.1.2. Poutres secondaires.....17  
         II.3.1.3. Poutres chainages.....17  
         II.3.1.4. Poutres palières.....17  
     II.3.2. Voiles.....18  
     II.3.3. Poteaux.....19  
 II.4. Evaluation des charges et surcharges.....19  
 II.5. Descente de charge .....22  
 II.6. Vérifications.....30  
 II.7. Conclusion.....33

**Chapitre III : Etude des éléments secondaires**

III.1. Introduction.....34  
 III.2. Méthodes de calcul.....34  
 III.3. Etude des poutrelles.....35  
 III.4. Ferrailage de la dalle de compression.....49  
 III.5. Etude des dalles pleines.....50  
     III.5.1. Dalle pleine sur quatre appuis (étages).....50  
     III.5.2. Dalle pleine sur quatre appuis (RDC).....53  
     III.5.3. Dalle sur deux appuis.....56  
 III.6. Etude des escaliers.....58  
     III.6.2. Etude de la poutre palière.....60  
 III.7. Etude des poutres de chainages .....63  
 III.8. Etude de l’acrotère.....65  
 III.9. Etude de la dalle de l’ascenseur.....69

### Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction .....	75
IV.2 Méthodes de calcul.....	75
IV.2.1 Méthode statique équivalente .....	75
IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale.....	77
IV.2.3 Modélisation de la structure.....	78
IV.2.4 Analyse du comportement de la structure.....	80
IV.2.5 périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....	81
IV.3 Justification de l'interaction voiles portiques .....	81
IV.4 Vérification de l'effort normal réduit.....	82
IV.5 Vérification vis-à-vis de déplacement.....	83
IV.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	84
IV.7 Vérification de la résultante des forces sismiques et la période dynamique.....	85
IV.8 Conclusion.....	85

### Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	86
V.2. Étude des poteaux .....	86
V.2.1. Sollicitations et le ferrailage longitudinal.....	86
V.2.2. Vérifications.....	91
V.3. Etude des poutres .....	96
V.3.1. Ferrailage des poutre.....	99
V.3.2. Recommandation du RPA 99.....	102
V.4. Vérification des zones nodales.....	105
V-5. Etude des voiles.....	108
V.5.1. Définition .....	108
V.5.2. Recommandation du RPA99.....	109
V.5.3. Ferrailage des voiles.....	110
V.6. Conclusion.....	118

### Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	119
VI.2. Choix de type de fondations.....	119
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer.....	119
VI.4. Etude des fondations.....	119
VI.4.1. Vérification des semelles isolées.....	119
VI.4.2. Vérification des semelles filantes.....	120
VI.5. Etude des semelles filantes.....	121
VI.6. Etude de longrine.....	124
VI.7. Etude du mur de soutènement.....	125
VI.7.1. Définition.....	125
VI.7.2. Dimensionnement du Mur.....	126
VI.7.3. Calcul du Mur à l'état limite ultime.....	127
VI.7.4. Ferrailage.....	129
VI.8. Conclusion.....	131
Conclusion générale.....	132

### Chapitre I : Généralité

Figure.I.1 : Façade principale.....	2
Figure I.2 : Diagramme des contrainte- déformation du béton a l'ELU.....	5
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation.....	7

### Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Figure II.1 : coupe transversale d'un plancher a corps creux.....	9
Figure II.2 : schéma de la disposition des poutrelles pour étages courants.....	10
Figure II.3 : coupe transversale d'une poutrelle.....	11
Figure II.4 : Dalle sur 2 appuis.....	12
Figure II.5 : Dalle sur 4 appuis.....	12
Figure II.6 : schéma statique d'escalier d'étage.....	13
Figure II.7 : schéma statique d'escalier RDC.....	14
Figure II.8 : schéma statique d'escalier entre sol .....	15
Figure II.9 : coupe de voile en élévation.....	18
Figure II.10 : poteau B3.....	24
Figure II.11 : poteau C3.....	24
Figure II.12 : poteau C2.....	24

### Chapitre III : Les éléments non structuraux

Figure III.1 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	50
Figure III.2 : schéma de ferrailage de panneau D2(étage courant) .....	53
Figure III.3 : schéma de ferrailage de panneau D2(RDC).....	56
Figure III.4 : schéma statique de la dalle D1.....	57
Figure III.5 : schéma de ferrailage de panneau D1.....	58
Figure III.6 : schéma statique d'escalier.....	58
Figure III.7 : schéma ferrailage de l'escalier.....	60

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure III.8</b> : schéma statique de la poutre palière.....	60
<b>Figure III.9</b> : schéma de ferrailage de la poutre palière.....	63
<b>Figure III.10</b> : schéma statique de la poutre de chinage.....	63
<b>Figure III.11</b> : schéma de ferrailage de la poutre de chinage.....	65
<b>Figure III.12</b> : vue en plan d'un acrotère.....	65
<b>Figure III.13</b> : schéma de ferrailage de l'acrotère.....	69
<b>Figure III.14</b> : schéma représentant la surface d'impact.....	71
<b>Figure III.15</b> : schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	74
<b>Figure III.16</b> : schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur .....	74

### Chapitre IV : Etude dynamique

<b>Figure IV.1</b> : réponse spectrale de la structure.....	78
<b>Figure IV.2</b> : vue en plan de la disposition des voiles de contreventement.....	79
<b>Figure IV.3</b> : vue en 3D.....	80
<b>Figure IV.4</b> : Translation selon l'axe X-X(mode de vibration 1) .....	80
<b>Figure IV.5</b> : Translation selon l'axe Y-Y(mode de vibration 2) .....	80
<b>Figure IV.5</b> : rotation selon l'axe Z-Z(mode de vibration 3) .....	81

### Chapitre V : Etude des éléments structuraux

<b>Figure V.1</b> : Section du poteau.....	93
<b>Figure V.2</b> : répartition des moments.....	106
<b>Figure V.3</b> : Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	109
<b>Figure V.4</b> : schéma ferrailage des voiles.....	118

### Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

<b>Figure VI.1</b> : schéma de la Semelle isolée de fondation.....	119
<b>Figure VI.2</b> : les différentes files des semelles filantes.....	120

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure VI.3</b> : semelle filante dans le fil 5.....	121
<b>Figure VI.4</b> : schéma ferrailage de la semelle.....	123
<b>Figure VI.5</b> : schéma ferrailage de la poutre de rigidité.....	124
<b>Figure VI.6</b> : schéma ferrailage de longrine.....	125
<b>Figure VI.7</b> : schéma de mur de soutènement.....	126
<b>Figure VI.8</b> : Schéma de ferrailage du mur de soutènement.....	130

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

<b>Tableau II.1</b> : Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	19
<b>Tableau II.2</b> : Évaluation des charges du plancher.....	20
<b>Tableau II.3</b> : Evaluation des charges dans les dalles pleines.....	20
<b>Tableau II.4</b> : Evaluation des charges dans les dalles pleines (balcon) .....	20
<b>Tableau II.5</b> : Évaluation des charges des cloisons extérieures.....	21
<b>Tableau II.6</b> : Evaluation des charges de palier.....	21
<b>Tableau II.7</b> : Evaluation des charges de la volée.....	22
<b>Tableau II.8</b> : descente de charge B3.....	24
<b>Tableau II.9</b> : descente de charge C3.....	26
<b>Tableau II.10</b> : descente de charge C2.....	28
<b>Tableau II.11</b> : Vérification des poteaux à la compression simple.....	31
<b>Tableau II.12</b> : résultat de vérification au flambement.....	32
<b>Tableau II.13</b> : résultat de vérification aux exigences de l’RPA.....	33

## Chapitre III : Les éléments non structuraux

<b>Tableau III.1</b> : Chargement sur les poutrelles.....	36
<b>Tableau III.2</b> : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher terrasse) .....	39
<b>Tableau III.3</b> : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher d’étage) .....	39
<b>Tableau III.4</b> : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher RDC) .....	39
<b>Tableau III.5</b> : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher entre sols) .....	39
<b>Tableau III.6</b> : Les sollicitations à ELS, poutrelle type1 (Plancher terrasse) .....	39
<b>Tableau III.7</b> : Les sollicitations à ELS, poutrelle type1 (Plancher étage) .....	39
<b>Tableau III.8</b> : Les sollicitations à ELS, poutrelle type1 (Plancher RDC) .....	39
<b>Tableau III.9</b> : Les sollicitations à ELS, poutrelle type1 (Plancher entre sol) .....	40

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau III.10</b> : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2 (Plancher terrasse) .....	40
<b>Tableau III.11</b> : Les sollicitations à ELU, poutrelle type2 (Plancher d'étage) .....	40
<b>Tableau III.12</b> : Les sollicitations à ELS, poutrelle type2 (Plancher terrasse) .....	40
<b>Tableau III.13</b> : Les sollicitations à ELS (Plancher d'étage) .....	40
<b>Tableau III.14</b> : Les sollicitations à ELU (Plancher d'étage) .....	40
<b>Tableau III.15</b> : Les sollicitations à ELS, poutrelle type3 (Plancher d'étage) .....	40
<b>Tableau III.16</b> : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4 (Plancher d'étage) .....	40
<b>Tableau III.17</b> : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4 (Plancher d'étage) .....	41
<b>Tableau III.18</b> : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 5 (Plancher terrasse) .....	41
<b>Tableau III.19</b> : Les sollicitations à ELS, poutrelle type5 (Plancher terrasse) .....	41
<b>Tableau III.20</b> : Les sollicitations maximales des poutrelles.....	41
<b>Tableau III.21</b> : calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	47
<b>Tableau III.22</b> : Vérification des états limites de compression du béton.....	47
<b>Tableau III.23</b> : Vérification des états limites de déformation.....	48
<b>Tableau III.24</b> : schéma de ferrailage des poutrelles pour les différents niveaux.....	49
<b>Tableau III.25</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	51
<b>Tableau III.26</b> : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis(RDC).....	54
<b>Tableau III.27</b> : Ferrailage de dalle sur 2 appuis.....	57
<b>Tableau III.28</b> : Vérification des contraintes à l'ELS .....	58
<b>Tableau III.27</b> : Sollicitation à l'ELU.....	59
<b>Tableau III.28</b> : ferrailage d'escalier.....	59
<b>Tableau III.29</b> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	59
<b>Tableau III.30</b> : calcul de la flèche, escalier.....	59
<b>Tableau III.31</b> : ferrailage de la poutre <b>palière</b> à la flexion simple.....	61

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau III.32</b> : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	64
<b>Tableau.III.33</b> : Combinaison d'action de l'acrotère.....	66
<b>Tableau III. 35</b> : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	70
<b>Tableau III.34</b> : ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	70
<b>Tableau III.36</b> : ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	72

### Chapitre IV : Etude dynamique

<b>Tableau IV. 1</b> : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	76
<b>Tableau IV.2</b> : modes de vibration, période et taux de participation massique.....	81
<b>Tableau IV.3</b> : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	81
<b>Tableau IV.4</b> : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens x.....	82
<b>Tableau IV.5</b> : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens y.....	82
<b>Tableau IV.6</b> : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	83
<b>Tableau IV.7</b> : Vérification des déplacements selon x.....	83
<b>Tableau IV.8</b> : Vérification des déplacements selon y.....	84
<b>Tableau IV.9</b> : Vérification a L'effet $P-\Delta$ selon x.....	84
<b>Tableau IV.10</b> : Vérification a L'effet $P-\Delta$ selon y.....	85
<b>Tableau IV.11</b> : Vérification de la résultante des forces sismique.....	85

### Chapitre V : Etude des éléments principaux

<b>Tableau V.1</b> : sollicitations dans les poteaux.....	86
<b>Tableau V.2</b> : ferrailage dans les poteaux.....	89
<b>Tableau V.3</b> : ferrailage des armatures transversales.....	91
<b>Tableau V.4</b> : vérification au flambement des poteaux.....	93
<b>Tableau V.5</b> : vérification des contraintes.....	94
<b>Tableau V.6</b> : Vérification des contraintes de cisaillements.....	94

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau V.7</b> : schémas de ferrailage des poteaux.....	95
<b>Tableau V.8</b> : les sollicitations et le ferrailage des poutres principales.....	99
<b>Tableau V.9</b> : schémas ferrailages des poutres principales.....	100
<b>Tableau V.10</b> : les sollicitations et le ferrailage des poutres secondaire.....	101
<b>Tableau V.11</b> : schémas ferrailages des poutres secondaires.....	102
<b>Tableau V.12</b> : Vérification des contraintes tangentielles.....	104
<b>Tableau V.13</b> : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	104
<b>Tableau V.14</b> : Vérification de l'état limite de compression.....	105
<b>Tableau V.15</b> : Vérification de la flèche pour les poutres.....	105
<b>Tableau V.16</b> : les moments résistant dans les poteaux.....	106
<b>Tableau V.17</b> : les moments résistant dans les poutres principales.....	107
<b>Tableau V.18</b> : les moments résistant dans les poutres secondaires .....	107
<b>Tableau V.19</b> : Vérification des zones nodales.....	108
<b>Tableau V.20</b> : ferrailage de voile $V_{y3}$ , $V_{y4}$ .....	115
<b>Tableau V.21</b> : ferrailage de voile $V_{y1}$ , $V_{y2}$ .....	116
<b>Tableau V.22</b> : ferrailage de voile $V_{x1}$ , $V_{x2}$ , $V_{x3}$ , $V_{x4}$ , $V_{x5}$ .....	117

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

<b>Tableau VI.1</b> : les dimensions et ferrailage des différentes files des semelles filantes.....	123
<b>Tableau VI.2</b> : sollicitation de la poutre rigidité.....	124
<b>Tableau VI.3</b> : ferrailage de la poutre rigidité.....	124
<b>Tableau VI.4</b> : Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	124
<b>Tableau VI.5</b> : ferrailage de la poutre rigidité a l'ELS.....	124

$A$ (ou $A_s$ ou $A_l$ )	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
$A_t$	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
$B$	: Aire d'une section de béton
$E_s$	: Module de Young de l'acier
$E_{ij}$	: Module de Young instantané à l'âge de $j$ jours
$E_{vj}$	: Module de Young diffère à l'âge de $j$ jours
$F$	: Force ou action en général
$I_1$	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
$M_{ser}$	: Moment fléchissant de calcul de service
$M_u$	: Moment fléchissant de calcul ultime
$N_{ser}$	: Effort normal de calcul de service
$N_u$	: Effort normal de calcul ultime
$P$	: Action permanente
$Q$	: Action d'exploitation
$V_u$	: Effort tranchant de calcul ultime
$a$	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
$b$	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
$b_0$	: Largeur de l'âme d'une poutre
$d$ (et $d_0$ )	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
$e$	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
$f_e$	: Limite d'élasticité de l'acier
$f_{cj}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de $j$ jours
$f_{tj}$	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de $j$ jours
$g$	: Charge permanente unitaire
$h$	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
$h_0$	: Hauteur du talon d'une poutre
$h_1$	: Hauteur du hourdis d'une poutre
$j$	: Nombre de jours de maturité du béton
$L$	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
$L_f$	: Longueur de flambement.
$n$	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
$q$	: Charge permanente unitaire.

$S_t$	: Espacement des armatures transversales.
$y_1$	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
$y_u$	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
$z$ (ou $z_b$ )	: Bras de levier du couple de flexion.
$\alpha_u$	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
$\gamma_s$	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier ( <i>gamma</i> ).
$\gamma_b$	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
$\epsilon_{bcmax}$	: Déformations maximale du béton comprimé ( <i>epsilon</i> ).
$\epsilon_{st}$	: Déformations des armatures tendues.
$\epsilon_{sc}$	: Déformations des armatures comprimées.
$\eta$	: Coefficient de fissuration relatif à une armature ( <i>eta</i> ).
$\lambda$	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée ( <i>lambda</i> ).
$\mu_{ser}$	: Moment ultime réduit à l'ELS ( <i>mu</i> ).
$\mu_u$	: Moment ultime réduit à l'ELU.
$\nu$	: Coefficient de poisson ( <i>nu</i> ).
$\rho$	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton ( <i>rho</i> ).
$\sigma$	: Contrainte normale ( <i>sigma</i> ).
$\sigma_{bc}$	: Contrainte maximale du béton comprimé.
$\sigma_{st}$	: Contrainte dans les aciers tendus.
$\sigma_{sc}$	: Contrainte dans les aciers comprimés.
$\tau$	: Contrainte tangente ( <i>tau</i> ).
$\tau_u$	: Contrainte tangente conventionnelle.
$\tau_s$	: Contrainte d'adhérence.
$\tau_{se}$	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
$\varphi$	: Coefficient de fluage ( <i>phi</i> ).
$\Phi_l$	: Diamètre d'une armature longitudinale.
$\Phi_t$	: Diamètre d'une armature transversale.
$\psi_s$	: Coefficient de scellement relatif à une armature ( <i>psi</i> ).

# Introduction générale

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 qui sont dus aux dommages subis par les structures.

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. A cet effet, l'ingénieur associé à la recherche scientifique pour contribuer à des solutions attribuées à ce phénomène.

Quels que soient les types d'ouvrages en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Pour faire cette étude nous avons respecté les règlements exigés par le ministre de l'habitat et de l'urbanisme.

Afin de réaliser ce projet, nous avons essayé de respecter tous les règlements parasismiques algérien exigés par le ministre de l'habitat et de l'urbanisme pour assurer la sécurité des habitants, et la stabilité de la structure.

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

1<sup>er</sup> chapitre consiste à la présentation complète de notre projet, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser

2<sup>ème</sup> chapitre représente le pré dimensionnement et la descente de charges des éléments structuraux.

3<sup>ème</sup> chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les plancher, ...)

4<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS.

5<sup>ème</sup> chapitre portera sur le ferrailage des éléments structuraux

6<sup>ème</sup> chapitre présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

# ***CHAPITRE I :***

## *Généralités*

## I.1. Introduction

Chaque étude d'un bâtiment en béton armé a pour but de vérifier la stabilité de cette structure qui est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction de type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui nous a affectés dans le cadre de notre projet fin d'étude, est un immeuble à usage multiple (habitation /commerces), est composé d'un R+5 ;4 locaux d'usage personnel en RDC(utilisé pour commerce)+02 entre sol(caves), qui dont la hauteur ne dépasse pas 48m ce qu'il apparait au groupe d'usage 2, L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaia (kheratta)il est classé selon RPA 99 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (IIa).

## I.3. Les caractéristiques géométriques du bâtiment

### En plan

Longueur en plan.....21.60m

Largeur en plan.....14.40m

### En élévation

Hauteur du RDC.....4.25m

Hauteur de l'étage courant.....3.06m

Hauteur du 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> entre sol .....3.06m

Hauteur de l'acrotère.....0.7m

Hauteur totale avec acrotère.....26.37m

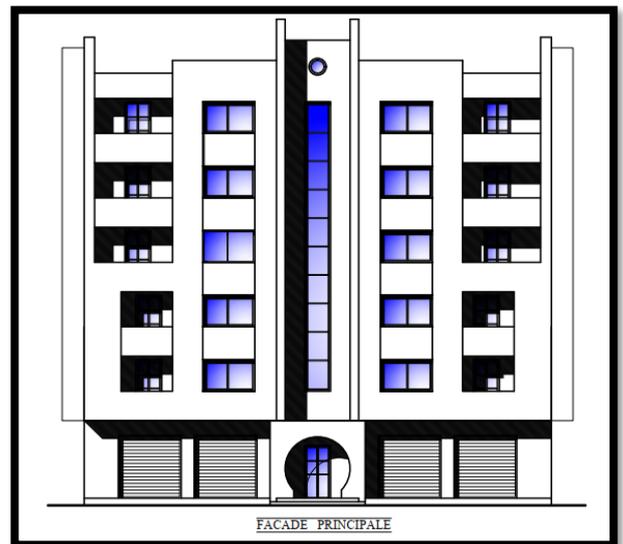


Figure.I.1 : Façade principale

## I.4 Définition des éléments de l'ouvrage

### I.4.1. Les planchers

Ce sont des aires planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. On distingue plancher à dalle pleine et des planchers a corps creux avec une dalle de compression

On opte pour les dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation
- Réduire le poids du plancher
- Raison économique
- Bonne isolation thermique et phonique

**I.4.2. Les poutres**

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à la flexion plane.

**I.4.3. Les poteaux**

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

**I.4.4. Les voiles**

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux dimensions).

Réalisé en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

**I.4.5. Les escaliers**

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé et coulés sur place

**I.4.6. La maçonnerie**

Pour notre ouvrage nous avons choisis deux types de murs :

- Mur extérieurs (double paroi)
- Mur intérieur (simple paroi)

**I.4.7. Acrotère**

C'est un élément en béton armé encastré au niveau des planchers terrasses.

**I.4.8. L'infrastructure**

Sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol
- Encastrer la structure à la base
- Limiter les tassements

**I.5. Caractéristiques du sol**

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- la contrainte admissible du sol tirée de la portance : 1.5 bar
- la nature du sol : meuble S3

**➤ Hypothèse de calcul**

Pour cette étude les hypothèses de calcul adopté sont :

- la résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- la résistance à la traction du béton :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$
- module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$
- module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$
- limite élastique d'acier :  $f_e = 400 \text{ Mpa}$

### ➤ Règles et normes de calculs

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- (RPA 99 version 2003) : les règles parasismiques algériennes.
- les règles BAEL91 / version 99 : Béton aux états limites
- les règles CBA93 : code du béton armé.
- (DTR-BC-2.2) : charges permanentes et charges d'exploitations.

## I.6. Caractéristiques des matériaux

Le béton et l'acier utilisé dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93 et les règles techniques de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites BAEL91 ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

### I.6.1. Béton

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liants hydrauliques (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), et de l'eau de gâchage. A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

Résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression l'âge de 28 jours, noté  $f_{c28}$ . cette résistance est obtenue à partir des essais de compression axiale jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et d'une hauteur de 32 cm

Pour le présent, on adoptera  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

#### b) Résistance caractéristique à la traction

Selon l'article (ART A-2.12 BAEL 91)  $f_{t28}$  est déterminé par la relation suivante

$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ , ce qui fait  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

#### c) Déformation du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale de béton :

-module de déformation longitudinale instantané  $E_{ij}$  sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h. Selon le CBA93 (Article A.2.1.2.1) le module de déformation instantanée du béton égale à :  $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ , donc dans notre cas  $E_{i28} = 32164.2$  MPA

-module de déformation différée  $E_{vj}$  lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée Selon le CBA93 (Article A.2.1.2)  $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ , donc dans notre cas  $E_{v28} = 10818.86$  Mpa

- **Contraintes limites :**

Selon le BAEL on distingue deux états limites :

-Etat limite ultime (E.L.U) correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y a la ruine de l'ouvrage.

Selon le BAEL 91 (art A-5.121) la contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ Mpa}$$

Le coefficient  $\gamma_b$  prend les valeurs :

$\gamma_b = 1.15$  : cas des combinaisons accidentelles

$\gamma_b = 1.5$  : les autres cas

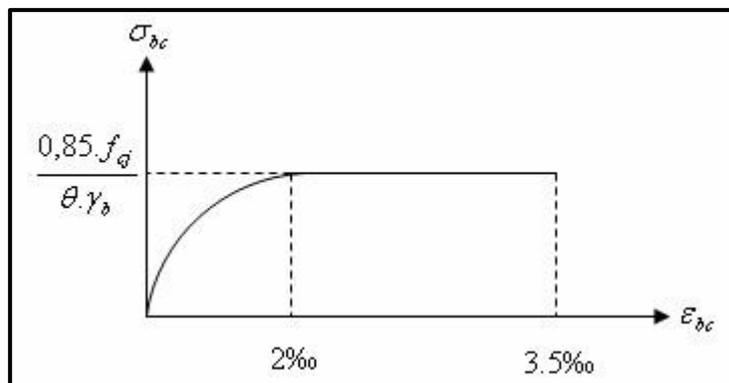
Le coefficient  $\theta$  qui est en fonction de la durée d'application des actions prend les valeurs :

$\theta = 1$  : pour une durée d'application des charges  $> 24h$

$\theta = 0.9$  : pour  $1h \leq \text{durée} \leq 24h$ .

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

Dans notre cas  $f_{bu} = 14.17$  Mpa



**Figure.I.2.** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

- Etat limite de service E.L.S correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes.

La contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée par  $\hat{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$  ; dans notre cas  $\hat{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

### I.6.2 Acier :

- **Le matériau acier :**

Les différents aciers utilisés dans le béton armé se distinguent par leur forme, leurs compositions, leur mode d'élaboration, ainsi que par leurs propriétés mécaniques.

Du point de vue constructif, on distingue :

- Les ronds lisses de nuance FeE235, pour les armatures transversales.
- Les barres à haute adhérence de nuance FeE400, pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés : Symboles TS

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pour toutes les nuances.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPA [A.2.2.1]. C.B. A 93}$$

- ✓ **Contrainte de calcul aux états limites**

- **Etat limite ultime (ELU)**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \quad \rightarrow \text{ Avec } \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s$$

Telque :

- $\gamma_s = 1.15$  pour situation durable
- $\gamma_s = 1$  pour situation accidentelle
- $\varepsilon_s =$  Allongement relatif
- $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$ .....Module d'élasticité longitudinal de l'acier.

Pour notre cas :

- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$   $\rightarrow$  Situation durable.
- $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$   $\rightarrow$  Situation accidentelle.

- **Etat limite de service (ELS)**

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de ( $\varepsilon_s$ ) est donnée en fonction du type de la fissuration.

- ✓ Fissuration peu nuisible (FPN) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- ✓ Fissuration nuisible (FN) :

$$\sigma_s \leq \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times f_e ; 110 \times (n \times f_{ij})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93(A.4.5.3.3)}$$

✓ **Fissuration très nuisible**

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s = \min \left[ (0.5) \times f_e ; 90 \times (n \times f_{ij})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93(A.4.5.3.4)}$$

Avec n coefficient de fissuration :

n = 1 ..... pour les ronds lisses.

n = 16 ..... pour les HA.

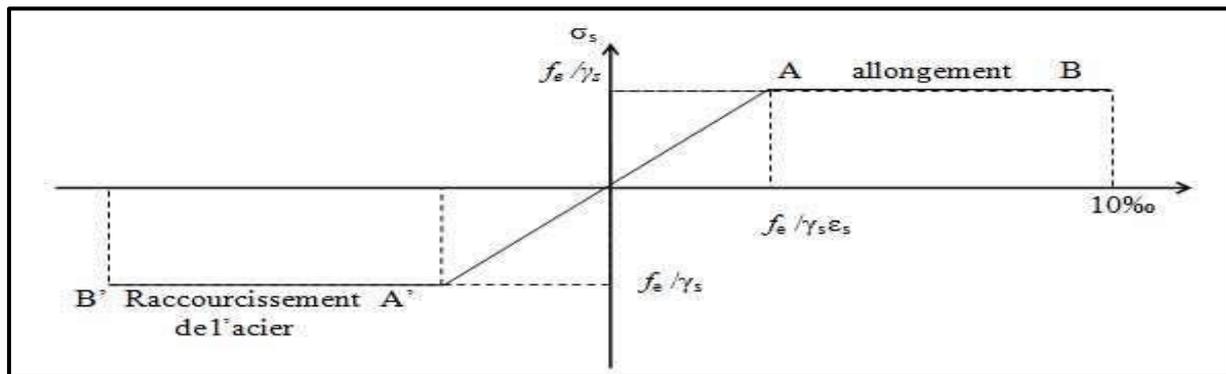


Figure. I.3. Diagramme contrainte déformation.

### I.8. Les actions

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations composées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions. On distingue :

❖ **Les actions permanentes (G)**

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

- poids propres des éléments
- poussée des terres...etc.

❖ **Les actions variables (Qi)**

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
- charges climatiques (neige, vent) plus les actions de températures, du retrait, etc.

❖ **Les actions accidentelles (Fa)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (séisme, explosion...etc.)

**I.9. Combinaison d'actions**

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définies comme suite :

**a) Combinaison selon le BAEL 91**

ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

**b) Combinaisons d'actions selon le RPA99 version 2003**

- $G+Q$  (E : effort séisme)

-  $0.8G+-E$  (pour les fondations)

- $G+Q +-1.2E$  (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

# ***CHAPITRE II :***

## ***Pré-dimensionnement des éléments***

## II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et le DTR.

**Remarque :** on a modifié la coupe -AA- , ou on a supprimé le Poutreau dans les étages courante pour que sa soit comme dans le plan d'étage où il Ya que 4 poteaux vous trouverez les modification dans les annexes.

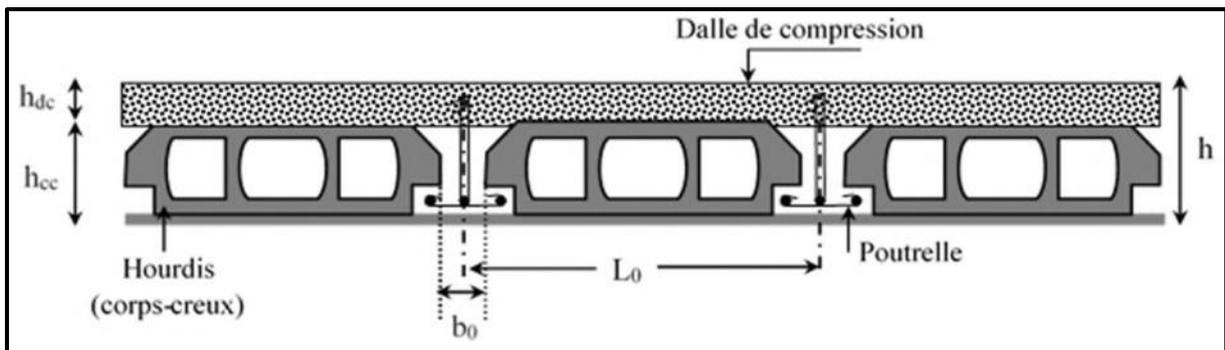
## II.2. Prédimensionnement des éléments non structuraux

### II.2.1. Les Planchers

#### a. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de compression.

Le dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur ( $h = h_{cc} + h_{dc}$ ).



**Figure II.1 :** Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

$h_{cc}$  : hauteur du corps creux.

$h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.

$b_0$ : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

$L_0$ : Distance entre axe des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le (CBA93ART6.8.4.2.4).

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

$L_{max}$  : travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm .}$$

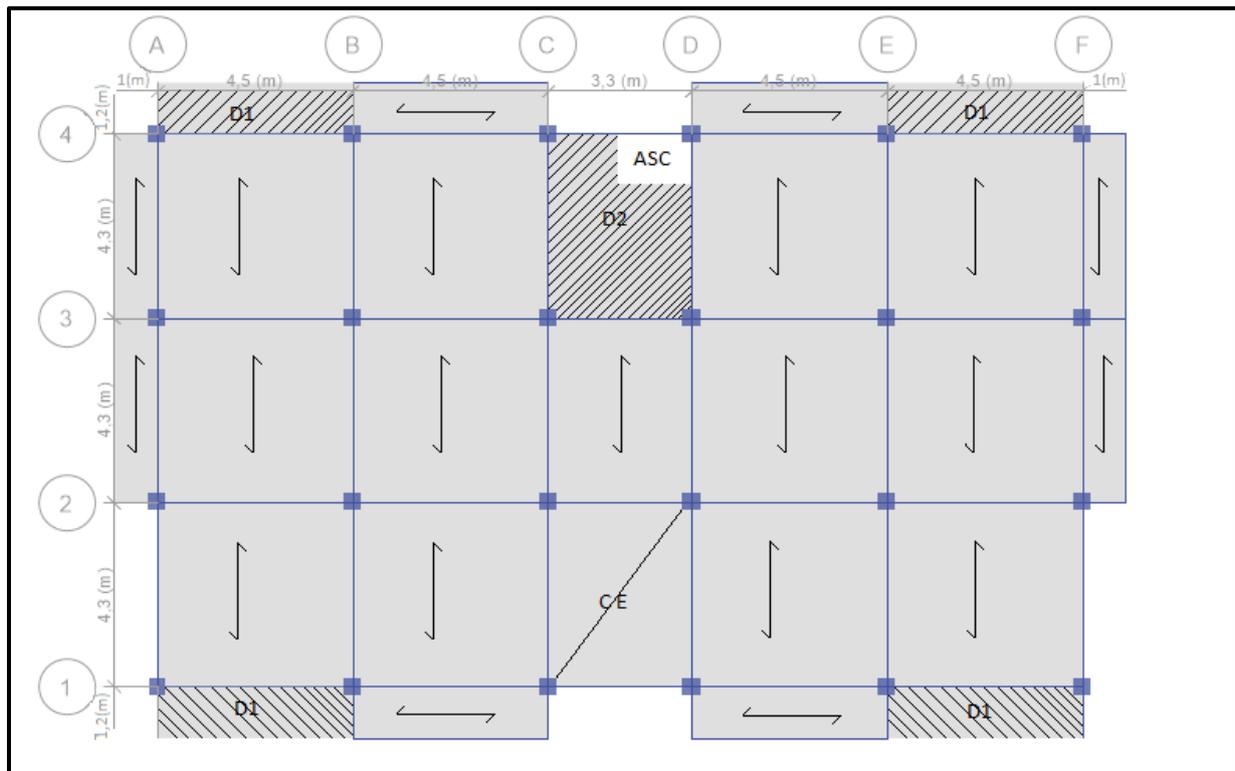
$$ht \geq \frac{400}{22.5} \Rightarrow ht \geq 17.77 \text{ cm}$$

Soit  $ht=20\text{cm}$

On opte pour des planchers de type ht (16 + 4).

**b. Poutrelles**

➤ **Disposition des poutrelles**



**Figure II.2 :** schéma de la disposition des poutrelles pour étages courants

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour la structure à étudier, on a penché à disposer les poutrelles selon le critère de la continuité plus que le critère de la petite portée, ce qui nous donne la disposition suivante :

• **Pré dimensionnement**

$h_t$  :Hauteur totale de la poutrelle(hauteur du plancher) .

$h_0$  :Hauteur de la dalle de compression.

$b_0$ :Largeur de la nervure .

$b$  :Largeur efficace.

$L_x$  : la distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y$  : la portée min entre nus des poutrelles.

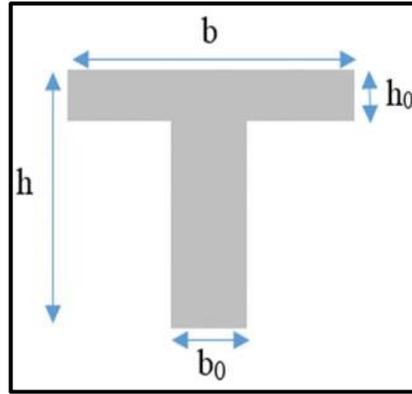
$L_0=65 \text{ cm}$  ;  $b_0=10 \text{ cm}$

$L_x = 65 - 10 \Rightarrow L_x = 55 \text{ cm}$

$L_y = 430 - 30 \Rightarrow L_y = 400 \text{ cm}$

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h_t \rightarrow b_0 = ( 8 \text{ à } 12 ) \text{ cm}$

**Soit** :  $b_0 = 10 \text{ cm}$



**Figure II.3** : coupe transversale d'une poutrelle

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min \left( \frac{55}{2} ; \frac{400}{10} \right) \rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

on opte pour :  $b = 65 \text{ cm}$

### c. Plancher dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé. Elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de dalle dépend de trois critères :

#### 1. Critère de résistance à la flexion : RPA99/2003

✓ Dalle sur un seul appui :  $e \geq \frac{l_x}{20}$

✓ Dalle sur deux appuis avec :  $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

✓ Dalle sur 3 ou 4 appuis avec :  $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

#### 2. Critère de résistance au feu : CBA 93

✓ Pour une heure de coupe-feu :  $e \geq 7 \text{ cm}$

✓ Pour deux heures de coupe-feu :  $e \geq 11 \text{ cm}$

✓ Pour trois heures de coupe-feu :  $e \geq 14 \text{ cm}$

✓ Pour quatre heures de coupe-feu :  $e \geq 17.5 \text{ cm}$

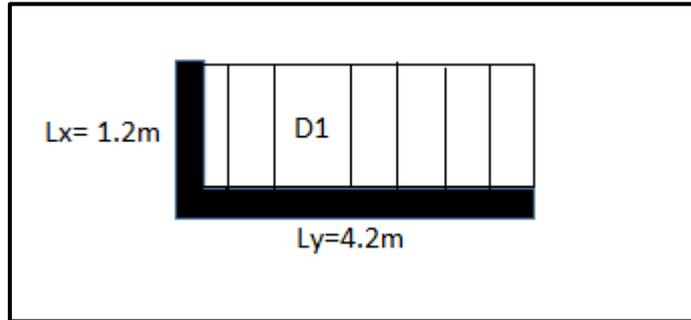
#### 3. Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre structure nous avons deux types de dalles pleines :

**D1** : dalle sur deux appuis (Balcons)

Lx= 120 cm      Ly= 420 cm



**Figure II.4** : dalle sur 2 appuis (D1)

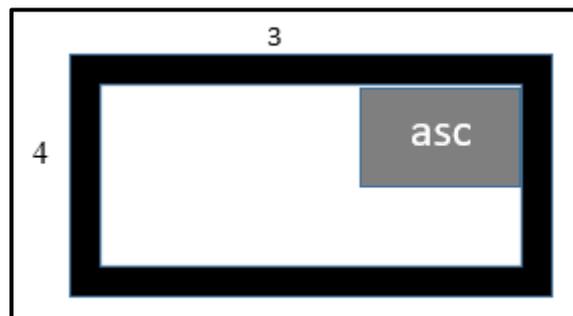
$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

$$3,42 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

$$\rho = L_x/L_y = 0,28 \leq 0,4$$

**D2** : dalle sur 4 appuis

Lx= 300 cm      Ly= 400 cm



**Figure II.5** : dalle sur 4 appuis(D2)

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$6,66 \text{ cm} \leq e \leq 7,5 \text{ cm}$$

$$\rho = L_x/L_y = 0,75 \geq 0,4$$

Alors on prend : **e = 14 cm**

### II .2 .2. Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

$H_0$  : demi hauteur d'étage.

$L_0$ : longueur totale d'escalier.

$g$  : le giron.

$h$  : hauteur de la contre marche.

L'escalier de notre projet est de même type : deux volées et un palier intermédiaire. Pour déterminer «  $g$  et  $h$  » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

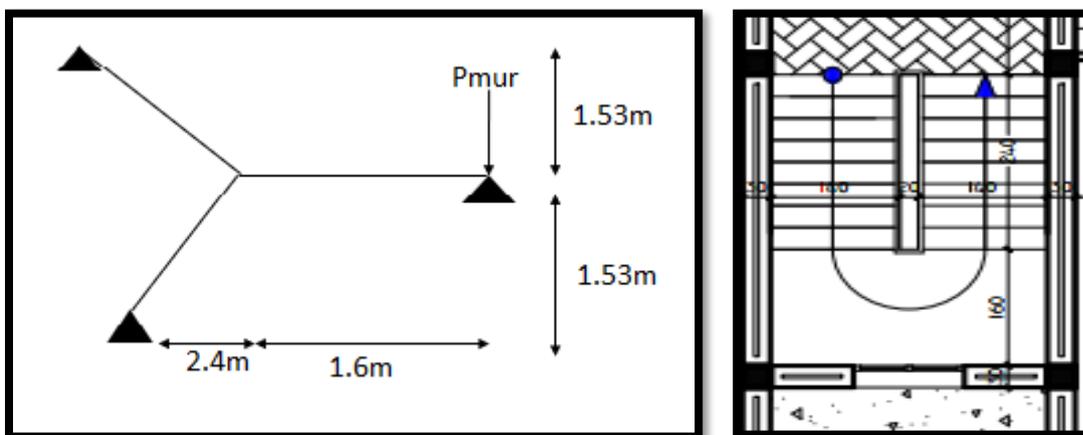
Or :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \left\{ \begin{array}{l} n : \\ n-1 : \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Nombre de contre marches.} \\ \text{Nombre de marches.} \end{array}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

Il existe trois types d'escalier dans notre projet sont les suivantes :

#### 1) Escalier d'étages courant (escalier a 2 volées avec un palier intermédiaire)



**Figure II.6** : schéma d'escalier d'étages courants

#### ▪ Marches et contremarche

Pour les dimensions des marches ( $h$ ) et contremarches ( $g$ ) on utilise généralement la formule de BLANDEL :  $59 \leq g+2h \leq 64$  cm

Avec :  $h$  : la hauteur de la marche  $14 \leq h \leq 20$  cm

$g$  : le giron  $25 \leq g \leq 32$  cm

le nombre de contre marches(n) est donné par :  $n = \frac{H}{h}$

avec H : la hauteur entre deux niveaux consécutifs (hauteur à franchir) H=3.06 m

si on prend h=17cm, on aura ainsi :  $n = \frac{3.06}{0.17} = 18$  contre marche

Comme l'étage compte deux paillasse identique, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par paillasse.

$$L_0 = 2.4\text{m} \Rightarrow g = 2.4/8 \Rightarrow g = 0.3\text{m}$$

**Vérification de la Blondel**

$$g + 2h = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 64 \text{ cm condition vérifier .}$$

▪ **paillasse et palier :**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

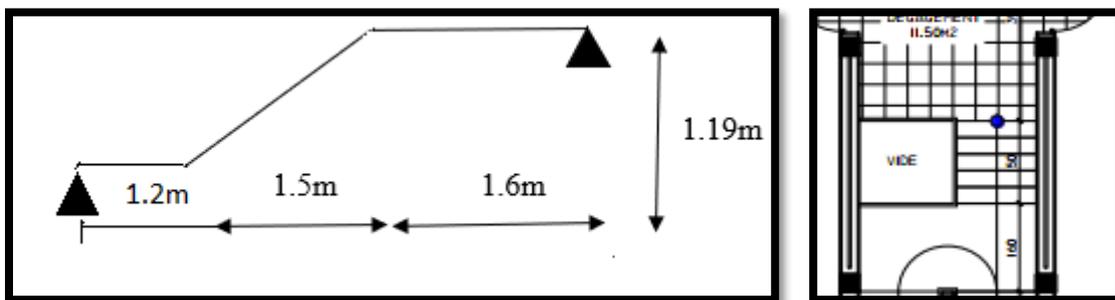
$$L_p = L_v + L_{pa} \Rightarrow L_p + \sqrt{L^2 + H^2} = 1.6 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2}$$

$$L_p = 4.45\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25} \Rightarrow \frac{445}{30} \leq e \leq \frac{445}{25} \Rightarrow 14.8 \leq e \leq 17.8$$

On opte : e=16

**2) Escalier RDC**



**Figure II.6 :** schéma d'escalier de RDC

▪ **Marches et contremarche**

Pour les dimensions des marches (h)et contremarches (g)on utilise généralement la formule de BLANDEL :  $59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

Avec : h : la hauteur de la marche  $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$

g : le giron  $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$

le nombre de contre marches(n) est donné par :  $n = \frac{H}{h}$

avec H : la hauteur entre deux niveaux consécutifs (hauteur à franchir) H=1.19m

si on prend h=17cm, on aura ainsi :  $n = \frac{1.19}{0.17} = 7$  contre marche

on aura alors 7contremarches et 6 marches par paillasse .

$$L_0=1.5m \Rightarrow g = 1.5/6 \Rightarrow g = 0.25m$$

**Vérification de la Blandel**

$$g+2h = (2 \times 17) + 25 = 59cm \Rightarrow 59 \leq 59 \leq 64 \text{ cm condition vérifier .}$$

▪ **paillasse et palier**

$$tg(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow tg(\alpha) = \frac{1.19}{1.5} \Rightarrow \alpha = 38.42^\circ$$

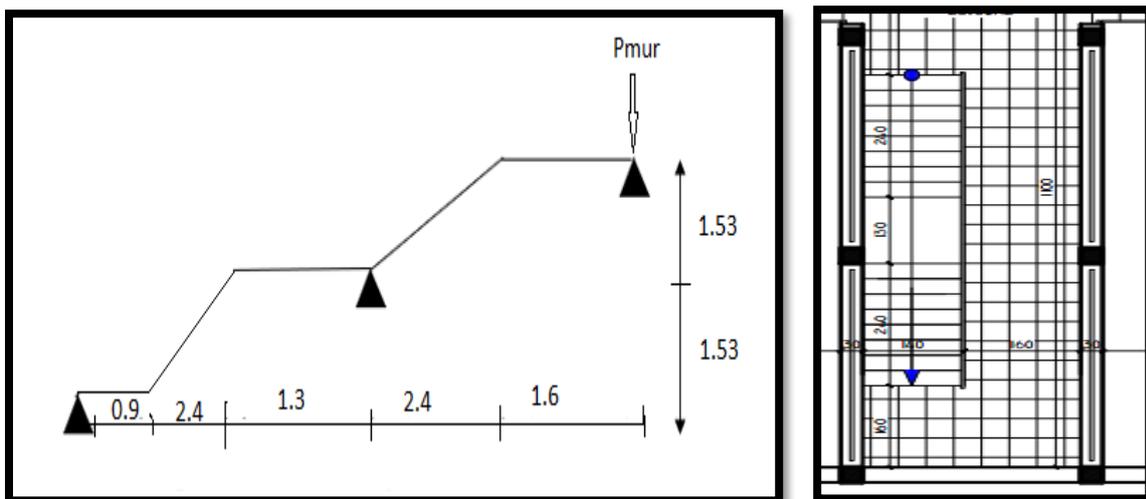
$$L_p = L_v + L_{pa} \Rightarrow L_p + \sqrt{L^2 + H^2} = 1.6 + \sqrt{1.5^2 + 1.19^2}$$

$$L_p = 3.51m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25} \Rightarrow \frac{351}{30} \leq e \leq \frac{351}{25} \Rightarrow 11.7 \leq e \leq 14.4$$

On opte : e=13

**3) Escalier entre sol**



**Figure II.6** : schéma d'escalier d'entre sol

▪ **Marches et contremarche**

Pour les dimensions des marches (h)et contremarches (g)on utilise généralement la formule de BLANDEL :  $59 \leq g+2h \leq 64 \text{ cm}$

Avec :  $h$  : la hauteur de la marche  $14 \leq h \leq 20$  cm

$g$  : le giron  $25 \leq g \leq 32$  cm

le nombre de contre marches(n) est donné par :  $n = \frac{H}{h}$

avec  $H$  : la hauteur entre deux niveaux consécutifs (hauteur à franchir)  $H=3.06$  m

si on prend  $h=17$ cm, on aura ainsi :  $n = \frac{3.06}{0.17} = 18$  contre marche

comme l'étage compte deux paillasse identique, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par paillasse .

$$L_0=2.4\text{m} \Rightarrow g = 2.4/8 \Rightarrow g = 0.3\text{m}$$

### Vérification de la Blondel

$$g+2h = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 64 \text{ cm condition vérifier .}$$

#### ▪ Paillasse et palier :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$L_p = L_v + L_{pa1} + L_{pa2} \Rightarrow L_p + \sqrt{L^2 + H^2} = 2.2 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2}$$

$$L_p = 5.04\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25} \Rightarrow \frac{504}{30} \leq e \leq \frac{504}{25}$$

On opte :  $e=17$

## II.3. Prédimensionnement des éléments structuraux

### II.3.1. Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux. On distingue deux types de poutres, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

#### II.3.1.1. Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 450 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 420\text{cm} \Rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

**II.3.1.2. Poutres secondaires**

$$L_{\max} = 430 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 400 \text{ cm} \Rightarrow 26.6 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}.$$

On a  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$  ..... (Condition de flèche).

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 30 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art : 7.5.1)}$$

**II.3.1.3. Poutres chainages**

$$L_{\max} = 450 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 420 \text{ cm} \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

**II.3.1.4. Poutres palières :  $L_{\max} = 330 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 300 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}.$**

On adopte pour une section carrée  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \\ h = 30 \geq 30cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.2 \leq 4 \dots\dots\dots V\acute{e}rifie \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

**II.3.2. Voiles**

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liés entre eux par des planchers.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq 15cm$$

$$e \geq \frac{he}{20} \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$L \geq 4e \Rightarrow L \geq 20 \times 4 = 80cm$$

he : hauteur libre d'étage .

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

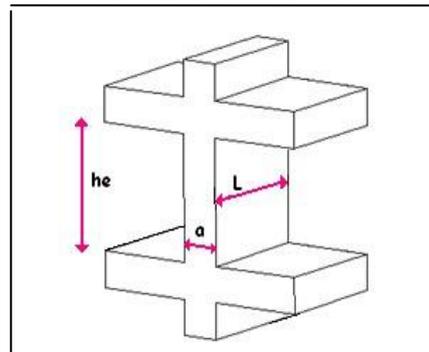


Figure II.9 : coupe de voile en élévation.

**1. Entre sols et étage courant**

$$he=2.76m \rightarrow e=20cm$$

$$he= H_{\acute{e}tage} - H_{poutre}$$

$$e \geq \frac{he}{20} = \frac{276}{20} = 13cm$$

**2. RDC**

$$he=3.95 \rightarrow e=20cm$$

on adopte e=20cm et L=80cm

**II.3.3. Poteaux**

Ce sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires ou circulaires, Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Les exigences de RPA
- $\text{Min}(b,h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b,h) \geq h_e/20 \text{ cm}$ . Pour un poteau rectangulaire
- $0.25 < b/h < 4.0$
- $D \geq 30 \text{ cm}$  pour un poteau circulaire

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Entre sol (1et2)et RDC :  $50 \times 45 \text{ cm}^2$ .

Etages 1-2:  $45 \times 40 \text{ cm}^2$ .

Etages 3-4 :  $40 \times 35 \text{ cm}^2$ .

Etage 5 :  $35 \times 30 \text{ cm}^2$ .

**II.4. Evaluation des charges et surcharges**

- **Plancher terrasse inaccessible**

**Tableau II.1** : Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	4	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	2	/	0.12
3	Forme de pente	10	22	2,2
4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5	Enduit en ciment	2	18	0.36
Plancher à corps creux		(16+4)	/	2,85
Charge permanente totale			<b>G = 6,49</b>	
Surcharge d'exploitation			<b>Q = 1,00</b>	

- **Plancher étage courant**

Tableau II.2 : Évaluation des charges du plancher

	Désignation des éléments	Épaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	2	22	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en plâtre	2	10	0.2
	Dalle en corps creux	(16+4)	/	2,85
	Cloison de séparation	10	10	1
Charge permanente totale			<b>G = 5.21</b>	
Surcharge d'exploitation			<b>Q = 1,50</b>	

- Dalle pleine dans le plancher

Tableau II.3 : Evaluation des charges dans les dalles pleines

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.14	3.5
Enduit en plâtre	0.02	0.2
La charge permanente		<b>G=4.9 KN/m<sup>2</sup></b>
La charge d'exploitation		<b>Q=2.5KN/m<sup>2</sup></b>

- Balcon

Tableau II.4 : Evaluation des charges dans les dalles pleines (balcon)

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36

Dalle pleine	0.14	3.5
Enduit en plâtre	0.02	0.2
La charge permanente	<b>G=4.9 KN/m<sup>2</sup></b>	
La charge d'exploitation	<b>Q=3.5KN/m<sup>2</sup></b>	

• **Cloisons extérieures**

**Tableau II.5 :** Évaluation des charges des cloisons extérieures

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	10	9	0,9
Brique creuse	15	9	1,35
Enduit extérieur en ciment	2	18	0,36
Enduit intérieur en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale	<b>G = 2,81</b>		

• **Les escaliers (étages courants)**

➤ **Palier**

**Tableau II.6 :** Evaluation des charges de palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Palier	0.16	4
Enduit de ciment	0.02	0.28
La charge permanente	<b>G=5.48KN/m<sup>2</sup></b>	
La charge d'exploitation de l'escalier	<b>Q=2.5KN/m<sup>2</sup></b>	

➤ **Volée**

Tableau II.7 : Evaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale +vertical	0.03	0.69
Mortier de pose horizontale	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	0.02	0.4
Marche	0.17/2	1.87
Paillasse	0.16/cos (32.51)	4.56
Enduit de ciment	0.02	0.36
La charge permanente	<b>G=8.28KN/m<sup>2</sup></b>	
La charge d'exploitation	<b>Q=2.5 KN/m<sup>2</sup></b>	

Commerce : Q=5kn/m<sup>2</sup>

Cave : Q=2.5kn/m<sup>2</sup>

**II.5. Descente de charge**

La descente de charge est le chemin suivit par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

❖ **La loi de dégression des charges d'exploitation**

La loi de dégression est applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation ; pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Soit Q0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q1,Q2.....Qn les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :.....Q0.
- Sous le dernier étage :.....Q0+Q1.
- Sous l'étage immédiatement inferieur :.....Q0+0.95 (Q1+Q2).
- Sous l'étage immédiatement inferieur:.....Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3).

- Pour  $n \geq 5$  : .....  $Q_0 + (3+n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

▪ **Poteau B3**

• **La surface afférente pour la charge permanente**

$$S = 2.1 \times 2 + 2.1 \times 2 + 2.1 \times 2 + 2.1 \times 2 \Rightarrow 16,8 \text{ m}^2$$

• **La surface afférente pour la charge d'exploitation**

$$S = 16,8 + 0.3 \times (2 + 2 + 2.1 + 2.1) = 19.26 \text{ m}^2$$

• **Les charges et surcharges**

✓ Plancher terrasse :

$$G = 16.8 \times 6,49 = 109,03 \text{ KN}$$

$$Q = 19,26 \times 1 = 19,26 \text{ KN}$$

✓ Plancher étages d'habitations :

$$G = 16,8 \times 5,21 = 87,53 \text{ KN}$$

$$Q = 16,8 \times 1.5 = 25,2 \text{ KN}$$

✓ Plancher étages commerciaux :

$$G = 87,53 \text{ KN}$$

$$Q' = 16,8 \times 5 = 84 \text{ KN}$$

✓ Les poutres :

$$G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (2,1 + 2,1) = 11,03 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,25 \times (2 + 2) = 7,5 \text{ KN}$$

✓ Les poteaux :

$$\text{Entre sol (1et2)} : p = 0,5 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 17,21 \text{ kn.}$$

$$\text{RDC} : p = 0,5 \times 0,45 \times 4,25 \times 25 = 23,91 \text{ kn.}$$

$$1^{\text{er}} \text{ et } 2^{\text{eme}} \text{ étages} : p = 0,4 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 13,77 \text{ kn.}$$

$$3^{\text{eme}} \text{ et } 4^{\text{eme}} \text{ étages} : p = 0,4 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 10,71 \text{ kn.}$$

$$5^{\text{eme}} \text{ étage} : p = 0,3 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 8,03 \text{ kn}$$

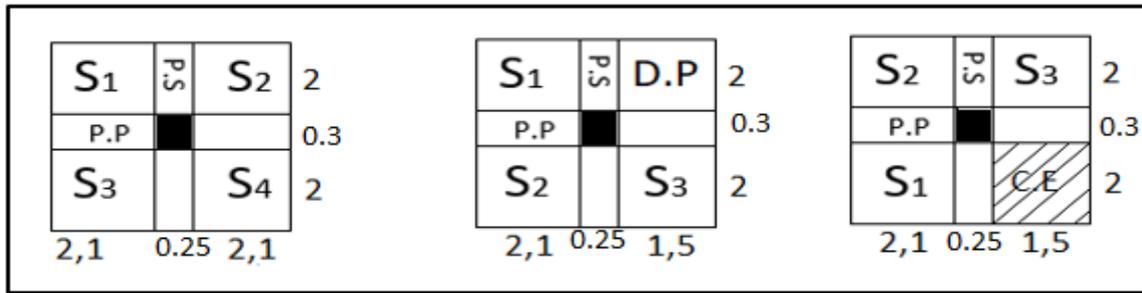


Figure II.10 : poteau B3

Figure II.11 : poteau C3

Figure II.12 : poteau C2

Tableau II.8 : descente de charge B3

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N8	Plancher terrasse	109 .03	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11 .03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (30×35) cm <sup>2</sup>	8.03	
	Total	135.59	19.26
N7	Venant de N8	135.59	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (35×40) cm <sup>2</sup>	10.71	
Total	252.36	44.46	
N6	Venant de N7	252.36	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (40×35) cm <sup>2</sup>	10.71	
Total	369.13	67.14	
	Venant de N6	369.13	

N5	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (40×45) cm <sup>2</sup>	13.77	
	Total	488.96	87.3
N4	Venant de N5	488.96	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (40×45) cm <sup>2</sup>	13.77	
	Total	608.79	104.94
N3	Venant de N4	608.79	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (50×45) cm <sup>2</sup>	23.91	
	Total	738.76	188.94
N2	Venant de N3	738.76	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (50×45) cm <sup>2</sup>	17.21	
	Total	862.03	230.94
	Venant de N2	862.03	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	

N1	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (50×45) cm <sup>2</sup>	17.21	
	Total	985.3	272.94

▪ Poteau C3

Tableau II.9 : descente de charge C3

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N8	Plancher terrasse	93.46	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11 .03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (30×35) cm <sup>2</sup>	8.03	
	Total	118.44	32.83
N7	Venant de N8	118.44	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (35×40) cm <sup>2</sup>	10.71	
	Dalle plein	14.7	
Total	220.19	64.63	
N6	Venant de N7	220.19	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (40×35) cm <sup>2</sup>	10.71	
	Dalle plein	14.7	
Total	321.94	93.25	

N5	Venant de N6	321.94	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (40×45) cm <sup>2</sup>	13.77	
	Dalle plein	14.7	
	<b>Total</b>	<b>426.75</b>	<b>118.69</b>
N4	Venant de N5	426.75	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (40×45) cm <sup>2</sup>	13.77	
	Dalle plein	14.7	
	<b>Total</b>	<b>531.56</b>	<b>140.95</b>
N3	Venant de N4	531.56	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (50×45) cm <sup>2</sup>	23.91	
	Dalle plein	14.7	
	<b>Total</b>	<b>646.51</b>	<b>212.95</b>
N2	Venant de N3	646.51	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (50×45) cm <sup>2</sup>	17.21	

	Dalle plein	14.7	
	Total	754.76	243.19
N1	Venant de N2	754.76	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (50×45) cm <sup>2</sup>	17.21	
	Dalle plein	14.7	
	Total	863.01	279.19

▪ PoteauC2

Tableau II.10 : descente de charge C2

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N8	Plancher terrasse	93.46	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11 .03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (30×35) cm <sup>2</sup>	8.03	
	Total	118.44	32.83
N7	Venant de N8	118.44	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (35×40) cm <sup>2</sup>	10.71	
	Escalier	24.84	
	Total	230.33	64.63

N6	Venant de N7	230.33	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (40×35) cm <sup>2</sup>	10.71	
	Escalier	24.48	
	<b>Total</b>	<b>342.22</b>	<b>93.25</b>
N5	Venant de N6	342.22	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (40×45) cm <sup>2</sup>	13.77	
	Escalier	24.84	
	<b>Total</b>	<b>457.17</b>	<b>118.69</b>
N4	Venant de N5	457.17	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (40×45) cm <sup>2</sup>	13.77	
	Escalier	24.84	
	<b>Total</b>	<b>572.12</b>	<b>140.95</b>
N3	Venant de N4	572.12	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (50×45) cm <sup>2</sup>	23.91	

	Escalier	24.84	
	Total	697.21	212.95
N2	Venant de N3	697.21	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (50×45) cm <sup>2</sup>	17.21	
	Escalier	24.84	
	Total	815.6	243.19
N1	Venant de N2	815.6	
	Plancher d'étage (16+4)	87.53	
	PP (30×35) cm <sup>2</sup>	11.03	
	PS (25×30) cm <sup>2</sup>	7.5	
	Poteau (50×45) cm <sup>2</sup>	17.21	
	Escalier	24.84	
	Total	933.99	279.19

## II.6. Vérifications

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité ; on a trouvé que le poteau B3est le plus sollicité sous charges verticale

$$G=985.3\text{KN}$$

$$Q=272.94\text{ KN}$$

$$Nu=1.35G+1.5Q$$

$$Nu =1.35\times 985.3 +1.5\times 272.94= 1739.57\text{ KN}$$

$$Nu= 1739.57\text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (art .13.8.1.1)** on doit majorer pour les poteaux voisins de rive l'effort de compression ultime Nu à 10%, telle que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q) \quad ; \quad N_u = 1913.53 \text{KN}$$

**a. Vérification à la résistance**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1913.53 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.13 \text{m}^2$$

$$B \geq 0.13 \text{m}^2$$

On a  $B = 0.50 \times 0.45 = 0.23 \text{m}^2$

**Tableau II.11 : Vérification des poteaux à la compression simple**

Niveau	Nu	Section	Condition B > B calculé		Observation
			B	Bcalculé	
Entre sol(1et2)	1913.53	45*50	0.23	0.13	Vérifier
RDC	1408.81	45*50	0.23	0.01	Vérifier
Etages 1 et 2	1077.20	40*45	0.18	0.08	Vérifier
Etages 3 et 4	658.94	40*35	0.14	0.05	Vérifier
Etage 5	233.13	30*35	0.11	0.02	Vérifier

**b. Vérification au flambement**

D’après le (CBA 93), on doit faire vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton .

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l’élancement  $\lambda$  .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

**Tableau II.12** : résultat de vérification au flambement

Poteau	Entre sol 1 et 2	RDC	1et2ème étages	3et4ème étages	5ème étages
<b>N<sub>u</sub>(KN)</b>	1913.53	1408.81	1077.24	658.94	233.13
<b>l<sub>0</sub> (m)</b>	2.76	3.95	2.76	2.76	2.76
<b>l<sub>f</sub> (m)</b>	1.93	2.76	1.93	1.93	1.93
<b>λ</b>	13.79	19.71	48.25	16.08	19.3
<b>α</b>	0.82	0.79	0.62	0.82	0.80
<b>B<sub>rcal</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	0.11	0.08	0.07	0.04	0.01
<b>B<sub>radp</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	0.21	0.21	0.16	0.13	0.09
<b>Observation</b>	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

On remarque que la condition est vérifiée donc le poteau ne risque pas de flamber

**b. Vérification aux exigences de l’RPA**

Tableau II.13 : résultat de vérification aux exigences de l'RPA

Niveau	Section	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)	Observation
Entre sol 1 et 2	50*45	$50 \geq 25$	$55 \geq 15.3$	$1/4 \leq 0.9 \leq 4$	Vérifiée
RDC	50*45	$50 \geq 25$	$50 \geq 21.25$	$1/4 \leq 0.9 \leq 4$	Vérifiée
Etage 1,2	40*45	$45 \geq 25$	$45 \geq 15.3$	$1/4 \leq 0.8 \leq 4$	Vérifiée
Etage 3,4	40*35	$40 \geq 25$	$40 \geq 15.3$	$1/4 \leq 0.8 \leq 4$	Vérifiée
Etage 5	30*35	$35 \geq 25$	$35 \geq 15.3$	$1/4 \leq 0.8 \leq 4$	Vérifiée

## II.7. Conclusion

Le pré dimensionnement se fait en guise d'un avant-projet en répondant aux exigences données par le RPA99 version 2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimé à (16+4) cm ; l'épaisseur des dalles pleines à 14cm pour les planchers, 16cm pour volées d'escaliers et les paliers de repose d'escaliers.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnées, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à 20cm d'épaisseur, les sections des poutres ont été estimé à (30×35) cm pour les principales et (25×30) cm pour les poutres secondaires.

Les poteaux ont été étudié à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicité, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (B3). Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

Entre sol (1et 2 )et RDC : .....45 x 50 cm<sup>2</sup>.

1<sup>eme</sup> et 2<sup>eme</sup> étages : ..... 40 x 45cm<sup>2</sup>.

3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étages: ..... 35 x 40cm<sup>2</sup>.

5<sup>eme</sup> étages : ..... 30 x 35cm<sup>2</sup>.

# ***CHAPITRE III:***

***Etude des éléments  
secondaires***

**III.1. Introduction**

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (les planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question, toutes en respectant la règlementation en vigueur.

**III.2. Méthodes de calcul**

Dans notre cas on a utilisé la méthode forfaitaire et la méthode calcul rdm

• **La méthode forfaitaire**

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$ ..... Condition vérifiée.
2. Le rapport des portées successives ( $L_i / L_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25..Condition vérifiée.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées..... Condition vérifiée.
4. La fissuration est peu nuisible..... Condition vérifiée.

• **Principe de la méthode forfaitaire**

**-Les moments fléchissant**

**En travée**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :  $M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

$M_0$  : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

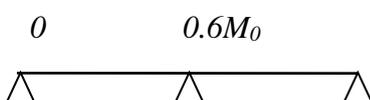
$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

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

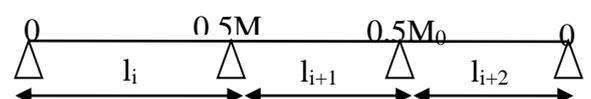
$l_i$  : Portée de la travée.

**En appuis**

Cas de 02 travées :



Cas de 03 travées :



- Cas de plus de 03 travées :



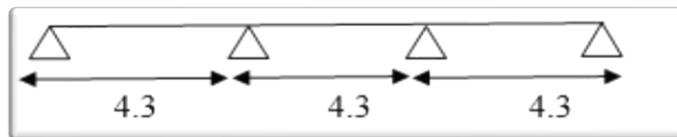
**-Les efforts tranchants**

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  avec :  
 15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

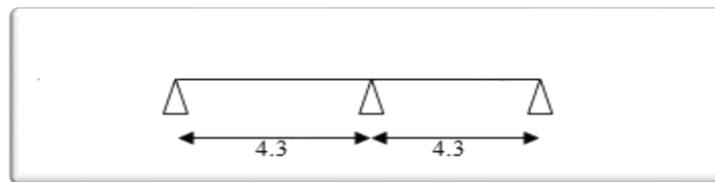
**III.3. Etude des poutrelles**

**Les différents types**

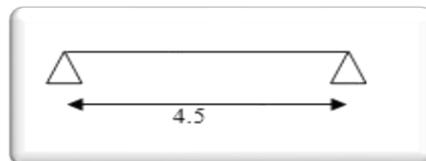
**Type 1 (étage courant, entre sol 1 et 2 et RDC)**



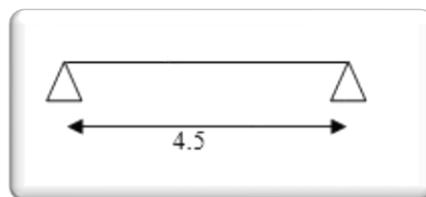
**Type 2 (étage courant)**



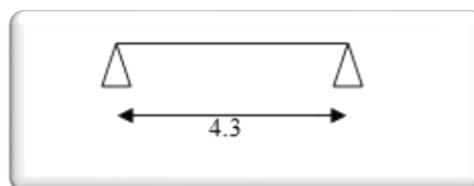
**Type 3 (étage courant)**



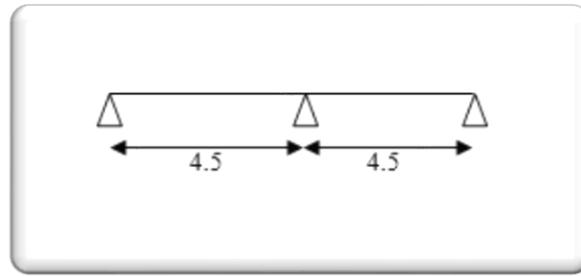
**Type 3 (étage courant)**



**Type 4 (étage courant)**



**Type 5 (terrasse inaccessible)**



Toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

**1. Calcul des sollicitations :**

À l'ELU :  $p_u = 0.65 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

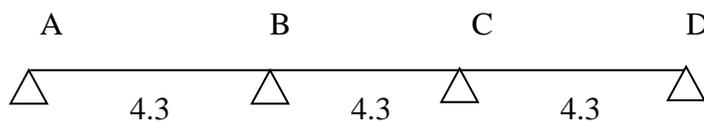
À l'ELS :  $p_s = 0.65 \times (G + Q)$

**Tableau III.1 : Chargement sur les poutrelles**

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.49	1.00	10.26	6.66	7.49	4.87
Plancher d'étages	5.21	1.50	9.28	6.032	6.71	4.36
Plancher de RDC	5.21	5	14.53	9.44	10.21	6.64
Plancher de entre sols	5.21	2.5	10.78	7.007	7.71	5.01

**Exemple de calcul (type 1 étage courant)**

- Pour plancher d'étage courant :  $G=5.21\text{KN/m}^2$  ;  $Q=1.5\text{KN/m}^2$   
 $Q < 2 \times G$ ..... Vérifiée.
- $0.8 < (3.4 / 3.4) = 1 < 1.25$ ..... Vérifiée.



**1.1. Calcul à l'ELU**

• **Les moments isostatiques :**  $M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$

$M_{0cd} = M_{0bc} = M_{0ab} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.032 \times 4.3^2}{8} = 13.94 \text{KN.m}$

• **Moments sur les appuis**

$M_A = M_D = 0$

$M_B = -0.15 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{CD}) = -0.15 \times 13.94 = -2.091 \text{KNm}$

$M_C = M_B = -0.5 \times M_0^{\max} = -6.97 \text{KN.M}$

• **Les moments fléchissant en travées :**

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5+5.21} = 0.223 \quad ; \quad (1+0.3\alpha) = 1.066 \quad ; \quad \frac{1.2+0.3\times\alpha}{2} = 0.633 \quad ;$$

$$\frac{1+0.3\times\alpha}{2} = 0.533$$

**Travée A-B :** C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0.3\times\alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\times\alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec :  $M_B = -6.97KNm$  ;  $M_A = 0KN.m$  ;  $M_0 = 13.94KN.m$

$$\max \begin{cases} (1+0.3\times\alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} = \max(1.066,1.05)M_0 = 1.05M_0$$

$$M_t + \frac{0+6.97}{2} \geq 1.05 \times 13.94 \Rightarrow M_t \geq 11.152KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\times 0.223}{2} \times 13.94 \Rightarrow M_t \geq 8.82KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 11.152KN.m$$

• **Les efforts tranchants :**

**Travée A-B :**

$$V_A = \frac{Pu \times l_1}{2} \Rightarrow V_A = \frac{6.032 \times 4.3}{2} \Rightarrow V_A = 12.973KN$$

$$V_B = \frac{1.1Pu \times l_2}{2} \Rightarrow V_B = \frac{1.1 \times 6.032 \times 4.3}{2} \Rightarrow V_B = 14.27KN$$

**Travée B-C :**

$$V_B = \frac{1.1Pu \times l_2}{2} \Rightarrow V_B = \frac{1.1 \times 6.032 \times 4.3}{2} \Rightarrow V_B = 14.27KN$$

$$V_C = \frac{1.1Pu \times l_3}{2} \Rightarrow V_C = \frac{1.1 \times 6.032 \times 4.3}{2} \Rightarrow V_C = 14.27KN$$

**Travée C-D :**

$$V_C = \frac{1.1Pu \times l_3}{2} \Rightarrow V_C = \frac{1.1 \times 6.032 \times 4.3}{2} \Rightarrow V_C = 14.27KN$$

$$V_D = -\frac{Pu \times l_3}{2} \Rightarrow V_D = -\frac{6.032 \times 4.3}{2} \Rightarrow V_D = -12.973KN$$

**2.2 Calcul à L'ELS**

• **Les moments isostatiques :**  $M_0 = \frac{p_s \times l^2}{8}$

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_0$$

$$M_0 = \frac{p_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4.36 \times 4.3^2}{8} = 10.082KN.m$$

**Moments sur les appuis :**  $M_A = M_D = 0 = -0.15m0 = -1.513KN.m$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -5.041KNm$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -5.041KNm$$

• **Les moments fléchissant en travées**

**Travée A-B :**  $M_d = M_B = -5.041KNm$  ;  $M_g = M_A = 0KN.m$  ;  $M_0 = 10.082KN.m$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{0 + 5.041}{2} &\geq 1.05 \times 10.082 \Rightarrow M_t \geq 8.239KN.m \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.191}{2} \times 10.082 \Rightarrow M_t \geq 6.338KN. \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 8.239KN.m$$

**Travée B-C :**

$M_d = M_C = -5.041KNm$  ;  $M_g = M_B = -5.041KN.m$  ;  $M_0 = 10.082KN.m$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{4.364 + 3.041}{2} &\geq 1.05 \times 7.604 \Rightarrow M_t \geq 4.281KN.m \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 7.604 \Rightarrow M_t \geq 3.950KN.m \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 4.281KN.m$$

**Travée C-D :**  $M_d = M_B = -5.041KNm$  ;  $M_g = M_A = 0KN.m$  ;  $M_0 = 10.082KN.m$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{0 + 5.041}{2} &\geq 1.05 \times 10.082 \Rightarrow M_t \geq 8.239KN.m \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.191}{2} \times 10.082 \Rightarrow M_t \geq 6.338KN. \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 8.239KN.m$$

• **Les efforts tranchants**

Travée A-B :

$$V_A = \frac{Ps \times l1}{2} \rightarrow V_A = \frac{4,966 \times 3,75}{2} = 9,311 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,1 \times \frac{ps \times l1}{2} = -1,1 \times \frac{6,801 \times 3,75}{2} = -14,027 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1,1 \times \frac{ps \times l2}{2} = 1,1 \times \frac{6,801 \times 3,5}{2} = 13,091 \text{ KN}$$

$$V_C = -1,1 \times \frac{ps \times l2}{2} = -1,1 \times \frac{6,801 \times 3,5}{2} = -13,091 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_C = -1,1 \times \frac{ps \times l3}{2} = -1,1 \times \frac{6,801 \times 3,1}{2} = -11,595 \text{ KN}$$

$$V_D = 6,801 \times 3,1/2 = 10,541 \text{ KN}$$

**2. Les sollicitations pour chaque type de poutrelles ( voir tableaux ci-dessous)**

**TYPE 1**

**1- ELU**

**Tableau III.2 :** Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1(Plancher terrasse)

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V(KN)
A-B	4.3	6.66	15.416	-2.312	-7.708	12.333	14.341
B-C	4.3	6.66	15.416	-7.708	-7.708	8.479	15.775
C-D	4.3	6.66	15.416	-7.708	-2.312	12.333	15.775

**Tableau III.3 :** Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher d'étage)

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V(KN)
A-B	4.3	6.032	13.946	-2.092	-6.973	11.397	12.973
B-C	4.3	6.032	13.946	-6.973	-6.973	7.91	14.27
C-D	4.3	6.032	13.946	-6.973	-2.092	11.397	14.27

**Tableau III.4 :** Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher RDC)

Travée	L(m)	qu(KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V(KN)
A-B	4.3	9.44	21.834	-3.275	-10.917	19.585	20.311
B-C	4.3	9.44	21.834	-10.917	-10.917	14.127	22.342
C-D	4.3	9.44	21.834	-10.917	-3.275	19.585	22.342

**Tableau III.5 :** Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 (Plancher entre sols)

Travée	L(m)	qu(KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V(KN)
A-B	4.3	7.007	16.2	-2.43	-8.1	13.725	15.069
B-C	4.3	7.007	16.2	-8.1	-8.1	9.675	16.576
C-D	4.3	7.007	16.2	-8.1	-2.43	13.725	16.576

1-ELS

**Tableau III.6 :** Les sollicitations à ELS, poutrelle type1 (Plancher terrasse)

Travée	L(m)	qs(KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.3	4.87	11.253	-1.687	-5.627	9.002
B-C	4.3	4.87	11.253	-5.627	-5.627	6.189
C-D	4.3	.87	11.253	-5.627	-1.687	9.002

**Tableau III.7 :** Les sollicitations à ELS, poutrelle type1 (Plancher étage)

Travée	L(m)	qs(KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.3	4.36	10.082	-1.513	-5.041	8.239
B-C	4.3	4.36	10.082	-5.041	-5.041	5.719
C-D	4.3	4.36	10.082	-5.041	-1.513	8.239

**Tableau III.8 :** Les sollicitations à ELS, poutrelle type1 (Plancher RDC)

Travée	L(m)	qs(KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.3	6.64	15.34	-2.301	-7.67	13.76
B-C	4.3	6.64	15.34	-7.67	-7.67	9.925
C-D	4.3	6.64	15.34	-7.67	-2.301	13.76

Tableau III.9 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type1 (Plancher entre sol)

Travée	L(m)	qs(KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.3	5.01	11.548	-1.737	-5.792	9.814
B-C	4.3	5.01	11.548	-5.792	-5.792	6.918
C-D	4.3	5.01	11.548	-5.792	-1.737	9.814

**TYPE 2**

1- ELU

Tableau III.10 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2 (Plancher terrasse)

Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V(KN)
A-B	4.3	6.66	15.416	-2.312	-9.25	11.562	14.341
B-C	4.3	6.66	15.416	-9.25	-2.312	11.562	16.492

Tableau III.11 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type2 (Plancher d'étage)

Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V(KN)
A-B	4.3	6.032	13.946	-2.092	-8.368	10.699	12.973
B-C	43	6.032	13.946	-8.368	-2.092	10.699	14.919

2- ELS

Tableau III.12 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type2 (Plancher terrasse)

Travée	L(m)	qs(KN/ m)	M <sub>0</sub> KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.3	4.87	11.253	-2.103	-6.752	8.44
B-C	4.3	4.87	11.253	-6.752	-2.103	8.44

Tableau III.13 : Les sollicitations à ELS (Plancher d'étage)

Travée	L(m)	qs(KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.3	4.36	10.082	-1.513	-6.049	7.735
B-C	4.3	4.36	10.082	-6.049	-1.513	7.735

**TYPE 3**

1- ELU

Tableau III.14 : Les sollicitations à ELU (Plancher d'étage)

Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V(KN)
A-B	4.5	6.032	15.274	0	-2.291	13.946	13.973

2- ELS

Tableau III.15 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type3 (Plancher d'étage)

Travée	L(m)	qs(KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.5	4.36	11.041	-1.656	-1.656	11.082

**TYPE 4**

1- ELU

Tableau III.16 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4 (Plancher d'étage)

Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V(KN)
A-B	4.3	6.032	13.946	0	-2.092	13.946	12.973

2- ELS

**Tableau III.17 :** Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4 (Plancher d'étage)

Travée	L(m)	qs(KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.3	4.36	10.082	0	-1.513	10.082

**TYPE 5**

**Tableau III.18 :** Les sollicitations à ELU, poutrelle type 5 (Plancher terrasse)

1-ELU Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/ m)	M <sub>0</sub> KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	VKN)
A-B	4.5	6.66	16.883	-2.532	-10.13	12.662	15.008
B-C	4.5	6.66	16.833	-10.13	-2.532	12.662	17.259

**2-ELS**

**Tableau III.19 :** Les sollicitations à ELS, poutrelle type5 (Plancher terrasse)

Travée	L(m)	qs(KN/ m)	M <sub>0</sub> KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	4.5	4.87	12.325	-1.848	-7.395	9.244
B-C	4.5	4.87	12.325	-7.395	-1.848	9.244

**3. Sollicitations maximales**

**Tableau III.20:** Les sollicitations maximales des poutrelles

Poutrelles	ELU	ELS
<b>Plancher étage courant</b>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> =13,946KNm M <sub>a</sub> <sup>max</sup> =-8.368KNm V <sub>u</sub> <sup>max</sup> =14.919KN M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> =-2.291KNm	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> =11.041KNm M <sub>a</sub> <sup>max</sup> =-6.049KNm M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> =-1.856KNm
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> =16.883KNm M <sub>a</sub> <sup>max</sup> =-10.13KNm V <sub>u</sub> <sup>max</sup> =17.259KN M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> =-2.532KNm	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> =12.662KNm M <sub>a</sub> <sup>max</sup> =-7.395KNm M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> =-2.103KNm
<b>RDC</b>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> =19.585KNm M <sub>a</sub> <sup>max</sup> =-10.917KNm V <sub>u</sub> <sup>max</sup> =22.342KN M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> =-3.275KNm	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> =13.76KNm M <sub>a</sub> <sup>max</sup> =-7.67KNm M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> =-2.301KNm
<b>Entre sol</b>	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> =13.725KNm M <sub>a</sub> <sup>max</sup> =-8.1KNm V <sub>u</sub> <sup>max</sup> =10.482KN M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> =-2.43KNm	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> =9.814 KNm M <sub>a</sub> <sup>max</sup> =-5.792KNm M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> =-1.738KNm

**4. Ferrailage des poutrelles :** Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

**4.1. Calcul à l'ELU**

**a. Calcul de la section d'armatures longitudinales**

- **Plancher terrasse inaccessible**

Calcul de moment équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 0.056 MN.m$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

**-En travée** 
$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \quad d=0.9h.$$

$$\mu_{bu} = \frac{16.883 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.056) < (\mu_l = 0.186) \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.072$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.072) = 0.175 \text{ m.}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{16.883 \times 10^3}{348 \times 0.175} \Rightarrow A_{tr} = 2.77 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2) < A_t$$

On opte pour :  $A_{tr} = 3HA12 + 1HA10 = 4.18 \text{ cm}^2$

**-En appuis**

**- Appuis intermédiaires**

$$M_{appui}^{\max} = 10.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{10.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.027; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.178 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{10.13 \times 10^3}{348 \times 0.178} \Rightarrow A_a = 1.63 \text{ cm}^2;$$

On opte:  $A_a = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$ .

**- Appui de rive** 
$$M_a^{rive} = 2.532 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.532 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.008$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \longrightarrow$  pas d'acier comprimée ( $A' = 0$ ).

$\mu_{bu} = 0.0343 < 0.186 \longrightarrow$  pivot A ( $\xi_s = 10\%$ ).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.01$$

$$z = 0.17(1 - 0.4 \times 0.055) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{2.532 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

On opte une section :  $A_{rive} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

**b. Vérification à l'ELU**

**- Cisaillement**

$$V^{\max} = 17.259 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{17.259 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.958 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

**Calcul des armatures transversales**

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}; \Phi; \frac{b_0}{10} \right) = 10 \text{ mm}$$

On utilise  $A_t = \phi_6$  étrier pour chaque espacement  $St = 15 \text{ cm}$ .

**• L'espacement**

1)  $St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 14.4 \text{ cm}$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuire} \Rightarrow K=1 \text{ (CBA.Art A.5.1.2.3)} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$  (Flexion simple, cadres droites.)

$$f'_{ij} = \min (f_{ij}; 3.3 \text{ Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 0.8 \times 400}{10(0.958 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 98.53 \text{ cm}$$

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 101 \text{ cm}$  On prend  $St=15 \text{ cm}$

**-Vérification des armatures longitudinales ( $A_l$ ) à l'effort tranchant ( $V_u$ )**

**- L'appui intermédiaire**

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 4.18 + 2.26 = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (17.259 - \frac{10.13}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié.}$$

**- Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 4.18 + 1.57 = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{17.259 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq 0.49 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié.}$$

Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

**- Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{17.259 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.12 \text{ MPa} < \tau_u = 3.34 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**- Vérification de la bielle**

$$\frac{2 * V_u}{a * b_0} \Rightarrow V_u \leq 0.267 a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = 0.9d.$$

$$V_u = 17.259 \times 10^{-3} \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.9 \times 18 \times 10 \times 25 = 0.108 \text{ KN} \quad \text{vérifiée.}$$

**c. Vérification à l'ELS**

**c.1. Etat limite de compression du béton**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

–En travée  $M_t^{\max} = 12.662 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 4.18 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -3.578 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$H < 0$  (alors l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T)

Position de l'axe neutre y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0] \times y - \left[ 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} \right] = 0$$

$$y^2 + 56.54y - 313.72 = 0 \quad \text{d'où } y = 5.09 \text{ cm}$$

• **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

D'où  $I = 1.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12.662 \times 10^{-3}}{1.33 \times 10^{-4}} \times 0.0509 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.84 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  C'est vérifié

–En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 7.395 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section  $b_0 \times h$

Avec :  $y = 0.038 \text{ m}$  ;  $I = 0.80 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.395 \times 10^{-3}}{0.80 \times 10^{-4}} \times 0.038 = 3.51 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  C'est vérifié.

**C.2 Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

• **Evaluation de la flèche**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \times L \Leftrightarrow 0.20 > 0.33 \text{ cm} \dots \dots \dots 1$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \dots \dots \dots 2$$

$$L < 8 \text{ m} \dots \dots \dots 3$$

La première condition non vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} ;$$

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{450}{500} = 0.9cm$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

• **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :  $y = 5.09cm$ .

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (4.18 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15(4.18 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 7.39cm$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} h^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 2.18 \times 10^{-4} m^4 \text{ (} I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{4.18}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.023$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$  Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = 3700(f_{c28})/3 = 10818.86 \text{ Mpa}$  Module de déformation longitudinale différée du béton.

• **Contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (  $I_f$  )**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 5.05 = 3.28 \text{KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 6.49 = 4.218 \text{KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (6.49 + 1) \Rightarrow q_{pser} = 4.858 \text{KN} / m$$

$$M_{jser} = 0.74 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.74 \times \frac{3.28 \times 4.5^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 6.14 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.74 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.74 \times \frac{4.218 \times 4.5^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 7.90 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.74 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.74 \times \frac{4.858 \times 4.5^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 9.11 \text{KN.m}$$

$$y = 5.09 \text{cm} ; I_0 = 21800 \text{cm}^4 ; I = 13300 \text{cm}^4 ; A_s = 4.18 \text{cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.023} \Rightarrow \lambda_i = 1.855$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 1.855 \Rightarrow \lambda_v = 0.742$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{6.14 \times (0.18 - 0.0509) \times 10^{-3}}{1.33 \times 10^{-4} \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 90.07 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.90 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0509)}{1.33 \times 10^{-4} \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 115.75 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.11 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0509)}{1.33 \times 10^{-4} \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 133.59 \text{Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.023 \times 90.07 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.649$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.023 \times 115.75 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.714$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.023 \times 133.59 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.747$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 21800}{1 + (1.855 \times 0.649)} \Rightarrow If_{ij} = 10880.736 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 21800}{1 + (1.855 \times 0.714)} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 10316330 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 21800}{1 + (1.855 \times 0.747)} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 10051.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 21800}{1 + (0.742 \times 0.714)} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 15675.375 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{6.14 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 321642 \times 13300 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0035 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{7.90 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 321642 \times 13300 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0047 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.11 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 321642 \times 13300 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0056 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{7.90 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 1081886 \times 13300 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0094 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0094 - 0.0035 + 0.0056 - 0.0047 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0068 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.9 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.68 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

4.2. Ferrailage des poutrelles

Tableau III.21: calcul des sections d'armatures des poutrelles

		M KNm	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
étage Courant	Travée	15.274	0.051	0.065	0.175	2.5	1.41	3HA10=2.36
	Appui interm	8.368	0.018	0.023	0.178	1.35	0.2	2HA10=1.57
	Appui de rive	2.291	0.007	0.008	0.179	0.37	1.41	2HA10=1.57
Plancher terrasse	Travée	16.883	0.056	0.072	0.175	2.77	1.41	3HA12+1HA10
	Appui interm	9.25	0.020	0.025	0.178	1.5	0.2	2HA12=2.26
	Appui de rive	2.532	0.008	0.01	0.179	0.41	1.41	2HA12=2.26
RDC	Travée	19.585	0.065	0.084	0.174	3.23	1.41	2HA14+2HA12
	Appui interm	10.917	0.024	0.030	0.178	1.76	0.2	2HA12=2.26
	Appui de rive	3.275	0.011	0.014	0.178	0.53	1.41	2HA12=2.26
Entre Sols	Travée	13.725	0.046	0.059	0.176	2.24	1.41	3HA12=3.39
	Appui interm	8.1	0.017	0.24	0.162	1.43	0.2	2HA10=1.57
	Appui de rive	2.43	0.008	0.01	0.179	0.4	1.41	2HA10=1.57

Remarque : on ferraille l'étage courant avec 3HA10 et les balcons on les ferraille seuls avec 3HA12+1HA10.

4.3. Vérifications des contraintes à E.L.S

- Etat limite de compression de béton

Tableau III.22 : Vérification des états limites de compression du béton

Plancher	En travée				En appui				Observa
	$M_t$ KN.m	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma$ (Mpa)	$M_t$ (KN.m)	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma$ (Mpa)	
RDC	6.628	3.796	7356.975	3.42	3.80	5.272	2118.352	9.457	Vérifier

<b>Plancher terrasse</b>	7.604	4.45	9916.62	3.41	4.364	7.868	7277.64	4.718	Vérifier
<b>Etages courant</b>	7.032	3.792	7356.975	3.62	4.211	5.272	2118.352	10.48	Vérifier
<b>Entre Sols</b>	9.172	3.792	7356.975	4.72	1.375	5.272	2118.352	3.42	Vérifier

- Etat limite de déformation :  $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.23 : Vérification des états limites de déformation

Planchers	Etage courant	RDC	Entre sol	Balcons
$q_{jser}$ (KN/m)	2.50	2.50	2.50	2.50
$q_{gser}$ (KN/m)	3.38	3.38	3.38	3.38
$q_{pser}$ (KN/m)	5.01	5.01	5.01	4.36
$M_{jser}$ (KN.m)	4.43	5.18	4.89	6.33
$M_{gser}$ (KN.m)	6.00	7.02	6.62	8.57
$M_{pser}$ (KN.m)	7.73	13.75	9.81	11.04
$I_0$ (Cm <sup>4</sup> )	18517	23662	20405	21772
$\rho$	0.013	0.029	0.018	0.023
$\lambda_v$	1.30	0.575	0.905	0.734
$\lambda_i$	3.25	1.437	2.264	1.836
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	112.598	60.141	87.728	92.793
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	152.373	81.386	118.718	125.572
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	196.242	159.491	175.684	161.725
$\mu_j$	0.540	0.602	0.578	0.657
$\mu_g$	0.635	0.687	0.667	0.733
$\mu_p$	0.703	0.825	0.760	0.785
$I_{f_{ij}}$ (Cm <sup>4</sup> )	7380.2	13950	9720.3	10851
$I_{f_{ig}}$ (Cm <sup>4</sup> )	6637.6	13090	8938.3	10207
$I_{f_{ip}}$ (Cm <sup>4</sup> )	6193.6	11904	8245.7	9804.8
$I_{f_{vg}}$ (Cm <sup>4</sup> )	11146	18653	13989	15566
$f_{ji}$ (m)	0.0034	0.0021	0.0028	0.0036
$f_{gi}$ (m)	0.0051	0.0030	0.0042	0.0052
$f_{pi}$ (m)	0.0071	0.0065	0.0067	0.007
$f_{gv}$ (m)	0.0092	0.0064	0.080	0.010

$\Delta f$ (mm)	7.7	7.8	7.7	8.4
$f_{adm}$ (mm)	8.6	8.6	8.6	9

• Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III.24 : schéma de ferrailage des poutrelles pour les différents niveaux

Plancher	En travées	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible			
Etage Courant			
RDC			
Entre Sol			

III.4. Ferrailage de la dalle de compression

On utilise un treillis soude HA de nuance  $f_e = 400\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ (cm}^2/\text{ml)}$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.32 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 4HA8/ml=2.01cm<sup>2</sup> perpendiculaires aux poutrelles → St=25cm<33cm...Vérifiée.

4HA8/ml=2.01cm<sup>2</sup> parallèles aux poutrelles → St=25cm<44cm...Vérifiée.

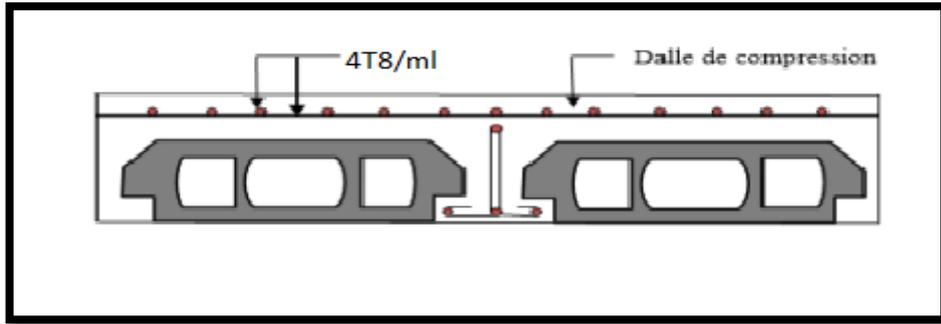


Figure III.1 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.5. Etude des dalles pleines

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

#### III.5.1. Dalle pleine sur quatre appuis (étages)

##### 1. Evaluation des charges

$$G = 4,9 \text{KN} / \text{m}^2, \quad Q = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 10.37 \text{KN} / \text{m}$$

$$\text{A l'ELS} : P_S = G + Q = 7.4 \text{KN} / \text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{300}{400} = 0.75 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travaille selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

##### 2. Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.75$

-Calcul des moments : De tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.75$

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 5.79 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 2.95 \text{KN.m} \end{cases} \quad (\text{BAEL Annexe I})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 14 \text{cm}$  (Epaisseur de la dalle)

- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (5.79) = 4.92 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (2.95) = 2.51 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_{ox} = 0.3 \times (5.79) = 1.74 \text{KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = 0.3 \times (2.95) = 0.88 \text{KN.m} \end{cases}$$

##### -Calcul de la section d'armatures

Le calcul fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{m}^2$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} (= 1.4cm)$

• **En travée**

- **Sens xx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{4.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.024 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.030 \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.119m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{4.92 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} \Rightarrow A = 1.19cm^2$$

- **Sens yy**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.012 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.015 ; Z = 0.119m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{2.51 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} \Rightarrow A = 0.61cm^2$$

• **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.008 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.010 ; z = 0.1195m$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.74 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1195} \Rightarrow A = 0.42cm^2$$

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

Pour  $h > 12$  cm et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

- **Sens xx**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.75}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.26cm^2$$

- **Sens y-y** :  $A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12cm^2$

**Tableau III.25** : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Localisation	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	4.92	1.74	1.19	0.42	1.26	1.26	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Sens yy	2.51	1.74	0.61	0.42	1.12	1.26	4HA8=2.01	4HA8=2,01

• **Espacement des armatures**

- **Armatures // L<sub>x</sub>**: S<sub>t</sub> ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

- **Armatures // L<sub>y</sub>**: S<sub>t</sub> ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm, On opte: S<sub>t</sub>=25cm pour les deux sens.

**3. Vérification à l'ELU**

- **cisaillement**

$$V_x = \frac{pu \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = 11.82 \text{ kn}$$

$$V_x = \frac{pu \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4} = 4.98 \text{kn}$$

$$V_{\max} = 11.82 \text{kn}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{11.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_U = 0.098 \text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**4. Vérification à l'ELS**

a. **État limite de compression du béton :**  $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0684 \times 7.4 \times 3^2 = 4.555 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6447 \times 4.555 = 2.937 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Moments en travées**

$$M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 3.87 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 2.49 \text{KN.m}$$

**Moments en appuis**  $M_a^x = -0.3 M_x \Rightarrow M_a^x = -1.37 \text{KN.m}$

▪ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que: } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

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

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

**Selon L<sub>x</sub> :**  $M_t^x = 3.87 \text{KN.m}$ ,  $A = 2.01 \text{cm}^2$ ;  $d = 12 \text{cm}$ ;  $Y = 2.4 \text{cm}$ ;  $I = 3239.4 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.87 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Selon L<sub>y</sub> :**  $M_t^y = 2.49 \text{KN.m}$ ;  $A = 2.01 \text{cm}^2$ ;  $Y = 2.4 \text{cm}$ ;  $I = 3239.4 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.84 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b. Etat limite d'ouverture des fissures**

**Selon L<sub>x</sub> :**  $M_t^x = 3.87 \text{KN.m}$ ,  $A = 2.01 \text{cm}^2$  et  $d = 12 \text{cm}$ ;  $Y = 2.4 \text{cm}$ ;  $I = 3239.4 \text{cm}^4$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{MPa.} \quad \text{BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 172.03 \text{MPa} \leq 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

**Selon L<sub>y</sub> :**  $M_t^y = 2.49 \text{KN.m}$ ;  $A = 2.01 \text{cm}^2$ ;  $Y = 2.4 \text{cm}$ ;  $I = 3239.4 \text{cm}^4$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 110.91 \text{MPa} \leq 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

**c. Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Sens X-X :**

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0X}} \Leftrightarrow 0.046 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV,10)}$$

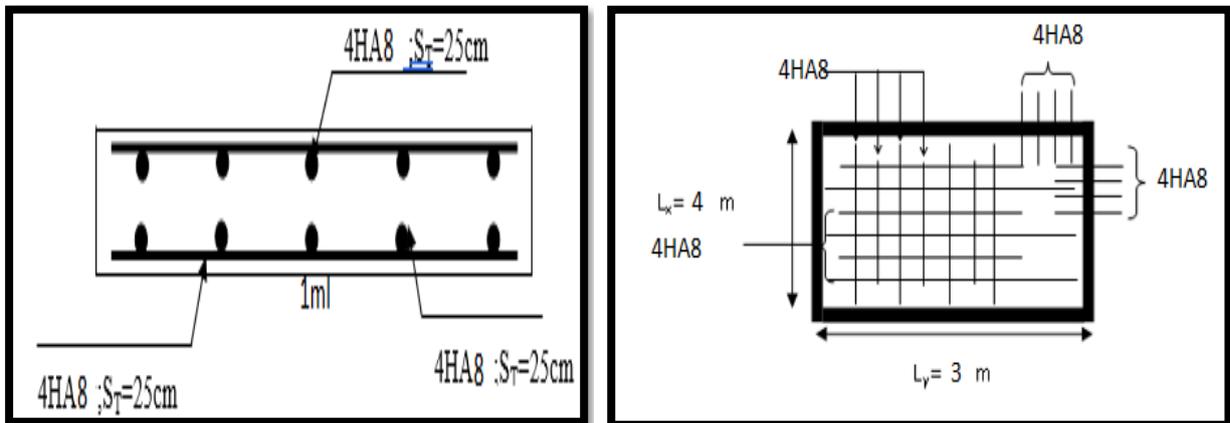
$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0016 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

**Sens Y-Y :**

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0Y}} \Leftrightarrow 0.035 > 0.042 \dots \dots \dots \text{pas Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0016 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

La 1<sup>er</sup> condition de flèche n'est pas



**Figure III.2 :** schéma de ferrailage de panneau D2(étage courant).

**III.5.2. Dalle pleine sur quatre appuis (RDC) :**

**1. Evaluation des charges**

$$G = 4,9KN / m^2, \quad Q = 5KN / m^2$$

A l'ELU :  $P_U = 1.35G + 1.5Q = 14.12KN / m$

A l'ELS :  $P_S = G + Q = 9.9KN / m$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{300}{400} = 0.75 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travail selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

**2. Calcul à l'ELU :  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.75$**

**-Calcul des moments :** De tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.75$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 7.89KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 4.03KN.m \end{cases} \quad \text{(BAEL Annexe I)}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 14cm$  (Epaisseur de la dalle)

- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (7.89) = 6.71 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (4.03) = 3.43 \text{KN.m} \end{cases}$$

▪ Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_{ox} = 0.3 \times (7.89) = 2.37 \text{KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = 0.3 \times (7.89) = 2.37 \text{KN.m} \end{cases}$$

**-Calcul de la section d'armatures**

Le calcul fait à la flexion simple pour une section (b × h) = (1 × 0.14) m<sup>2</sup>.

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} (= 1.4 \text{cm})$

• **En travée**

- Sens xx

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.037 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.048 \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.118 \text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{6.71 \times 10^{-3}}{348 \times 0.118} \Rightarrow A = 1.64 \text{cm}^2$$

- Sens yy

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.019 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.024 ; Z = 0.118 \text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{3.43 \times 10^{-3}}{348 \times 0.118} \Rightarrow A = 0.83 \text{cm}^2$$

• **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.013 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.017 ; z = 0.119 \text{m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{2.37 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} \Rightarrow A = 0.57 \text{cm}^2$$

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

Pour h > 12 cm et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

- Sens xx

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.75}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.26 \text{cm}^2$$

- Sens y-y :  $A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{cm}^2$

**Tableau III.26 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis (RDC)**

Localisation	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>ad</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>a</sub> <sup>ad</sup> (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	6.71	2.37	1.64	0.57	1.26	3HA10=2.36	2HA10=1.57

Sens yy	3.43	2.37	0.83	0.57	1.12	3HA10=2.36	2HA10=1.57
---------	------	------	------	------	------	------------	------------

• **Espacement des armatures**

- **Armatures // L<sub>x</sub>**: S<sub>t</sub> ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

- **Armatures // L<sub>y</sub>**: S<sub>t</sub> ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm, On opte: S<sub>t</sub>=25cm pour les deux sens.

**3. Vérification à l'ELU**

- **cisaillement**

$$V_x = \frac{pu \times L_x}{2} \times \frac{ly^4}{L_x^4 + ly^4} = 11.82 \text{ kn}$$

$$V_y = \frac{pu \times ly}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + ly^4} = 4.98 \text{ kn}$$

$$V_{\max} = 11.82 \text{ kn}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{11.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_U = 0.098 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**4. Vérification à l'ELS**

b. **État limite de compression du béton** :  $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.6447 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0684 \times 9.9 \times 3^2 = 6.094 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6447 \times 6.094 = 3.928 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moments en travées**

$$M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 5.179 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 3.338 \text{ KN.m}$$

**Moments en appuis** :  $M_a^x = -0.3 M_x \Rightarrow M_a^x = -1.82 \text{ KN.m}$

▪ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que: } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

**Selon L<sub>x</sub>** : M<sub>x</sub><sup>t</sup> = 5.179 KN.m, A = 2.36 cm<sup>2</sup> ; d = 12 cm ; Y = 2.5 cm ; I = 3713.7 cm<sup>4</sup>

$$\sigma_{bc} = 3.60 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Selon L<sub>y</sub>** : M<sub>y</sub><sup>t</sup> = 3.338 KN.m ; A = 2.36 cm<sup>2</sup> ; Y = 2.5 cm ; I = 3713.7 cm<sup>4</sup>

$$\sigma_{bc} = 2.32 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b. Etat limite d'ouverture des fissures**

**Selon L<sub>x</sub>** : M<sub>x</sub><sup>t</sup> = 5.179 KN.m, A = 2.36 cm<sup>2</sup> et d = 12 cm ; Y = 2.5 cm ; I = 3713.7 cm<sup>4</sup>

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.} \quad \text{BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 197.05 \text{MPa} \leq 201.63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Selon  $L_y$  :  $M_y^t = 3.338 \text{KN.m}$  ;  $A = 2.36 \text{cm}^2$  ;  $Y = 2.5 \text{cm}$  ;  $I = 3713.7 \text{cm}^4$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 127.04 \text{MPa} \leq 201.63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

**c. Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Sens X-X :**

1.  $\frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.046 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV,10)}$
2.  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0019 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$

**Sens Y-Y :**

1.  $\frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.035 > 0.042 \dots\dots\dots \text{pas Vérifié.}$
2.  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0019 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$

La 1<sup>er</sup> condition de flèche n'est pas vérifiées dans le sens y.

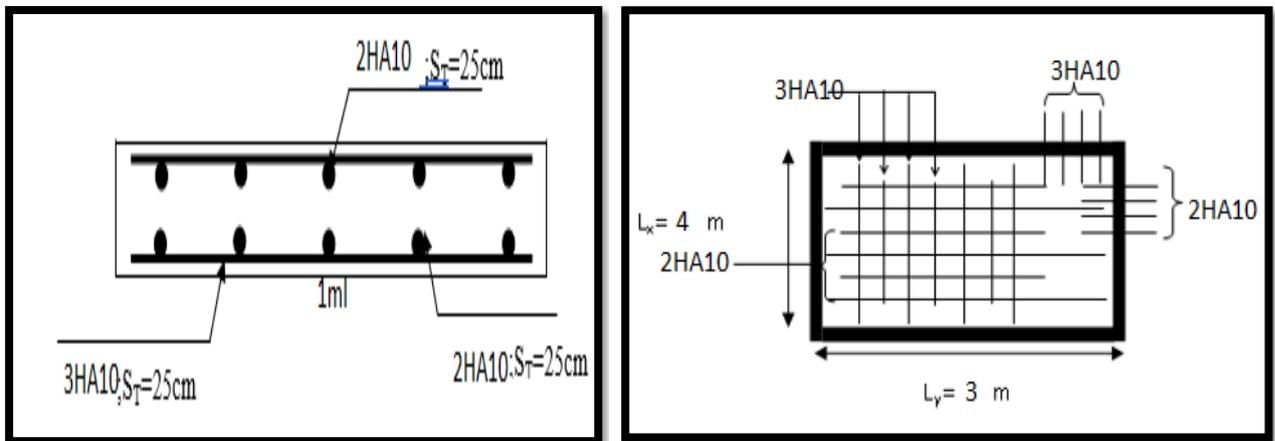


Figure III.3 : schéma de ferrailage de panneau D2(RDC).

**III.5.3. Dalle sur deux appuis (balcon)**

$$\rho = \frac{1.2}{4.2} = 0.29 \Leftrightarrow \text{La dalle travaille dans un seul Sens.}$$

**Calcul des sollicitations à l'ELU**

Charge permanente :  $G = 4.9 \text{ KN/m}^2$  ; Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

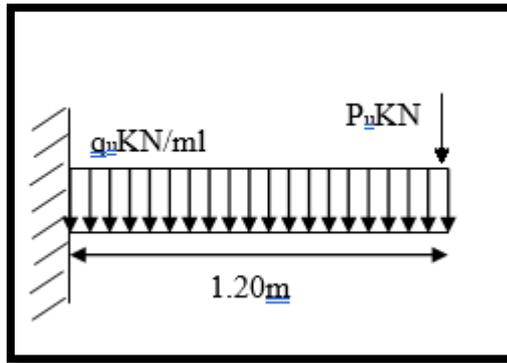


Figure III.4 : schéma statique de la dalle D1

Les calculs se font pour une bande de 1 ml ( $b = 1 \text{ m}$ ).

$\gamma_{qg} = 1 \text{ KN}$  (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps)

$p_u = 1 \times 1,35$  ;  $p_u = 1.35 \text{ KN}$ .

$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times 4,9 + 1,5 \times 3,5$  ;  $q_u = 11,87 \text{ KN/ml}$ .

$p_s = 1$  ;  $p_s = 1 \text{ KN}$ .

$q_s = G + Q$  ;  $q_s = 8.4 \text{ KN/ml}$ .

$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \cdot l$  ;  $M_u = 10.166 \text{ KN.m}$ .

$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \cdot l$  ;  $M_s = 7.248 \text{ KN.m}$ .

$V_u = q_u \times l + p_u$  ;  $V_u = 15.594 \text{ KN}$ .

2. Espacement des armatures

$St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on opte  $St_y = 25\text{cm}$ .

Ferrailages : en flexion simple

Avec :  $A_s = \frac{Ap}{3}$

Tableau III.27 : Ferrailage de dalle sur 2 appuis

Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Principale	10.166	0.049	0.062	0.117	2.49	1.12	4HA10=3.14
$A_s = \frac{Ap}{4}$	/	/	/	/	0,79	1.12	4HA8=2.01

1. Vérifications a l'ELU

a. la condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times b \times e \\ A_{min}^x = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12\text{cm}^2 \end{cases}$$

b. l'effort tranchant

$\tau < \bar{\tau} = 1.16\text{MPa}$ .

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{15.594 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.13\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1.16\text{MPa}$  .....c'est vérifié.

2. Vérifications l'ELS

**a. Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$$

**Tableau III.28 : Vérification des contraintes à l'ELS**

	$M_{ser}$ (KNm)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
En travée	7.248	2.4	2851.2	6.10	15	vérifiée

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 304 \text{MPa} \leq 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{ce n'est pas vérifié.}$$

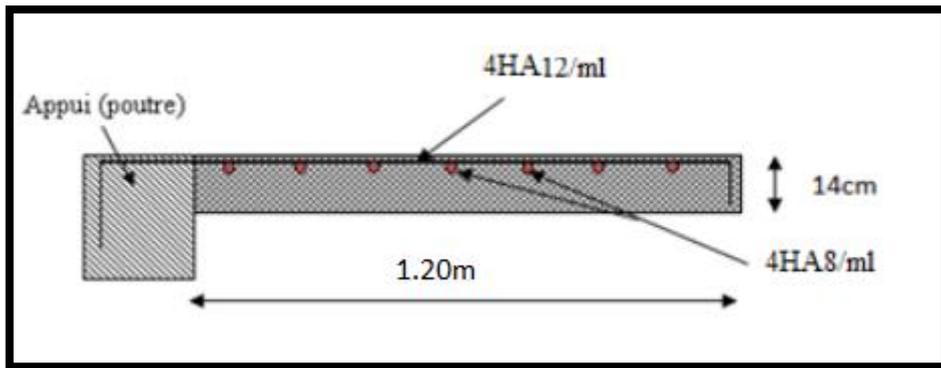
Donc on va redimensionner la section des aciers a l'ELS

$$A = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{cm}^2$$

**b. Etat limite de déformation**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.14 \geq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{4.52}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.116 \geq 0.085 \\ 4.5 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure III.5 : schéma de ferrailage de panneau D1**

**III.6. Etude des escaliers (étage courant)**

**1. Combinaison de charges**

Pour la volée

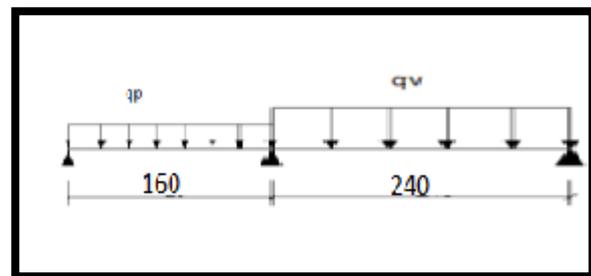
$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.93 \text{KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.78 \text{KN} / \text{m}$$

Pour le palier

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.15 \text{KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.98 \text{KN} / \text{m}$$



**Figure III.6 : schéma statique d'escalier**

**2. Les sollicitations à l'ELU**

Tableau III.27 : Sollicitation à l'ELU

	Réaction(KN)		M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	M <sub>A</sub> =M <sub>B</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	Vu(KN)
	A	B				
ELU	25.02	28.65	27.47	20.60	13.74	25.02
ELS	17.98	20.66	19.81	14.85	9.90	28.65

3. Ferrailage

Tableau III.28 : ferrailage d'escalier

	M(kn.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>CAL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Adobté</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	20.60	0.07	0.01	0.135	4.40	1.69	4HA12=4.52
En appuis	13.74	0.049	0.063	0.136	2.89	1.69	4HA10=3.14

4. Calcul de la section des armatures transversal

En travée :  $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$  on choisit : 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>/ml

En appuis :  $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79cm^2$  on choisit : 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>/ml

5. Espacement des barres

St = b/n = 100/4 = 25 cm

6. Vérifications à l'ELU

6.1 Vérification de l'effort tranchant

352025 7415\*2

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{28.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.20MPa < \bar{\tau}_u$  Condition vérifiée.

7.Vérification à l'ELS

Tableau III.29 : Vérification des contraintes à l'ELS

	M <sub>ser</sub> (KNm)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>
En travée	14.85	3.73	8880.9	6.24	15	Vérifiée
En appui	9.90	3.19	6586	4.79	15	Vérifiée

c)Vérification de l'état limite de déformation

$e \geq \max(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}) \times L \Leftrightarrow e=16cm > 41.6cm \dots \dots \dots$  (Non vérifiée)

$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 4.52cm^2 < 14.7cm^2 \dots \dots \dots$  (Vérifiée)

L = 4m < 8m..... (Vérifiée)

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

y = 3.7cm, I = 2.16 × 10<sup>-3</sup> m<sup>4</sup>; ρ = 0.003 ; λ<sub>i</sub> = 6.5 ; λ<sub>v</sub> = 2.6

Tableau III.30 : calcul de la flèche, escalier

q <sub>j</sub> (KN/ml)	M <sub>jser</sub> (KN.m)	σ <sub>j</sub> (MPa)	μ <sub>j</sub>	f <sub>ji</sub> (mm)
6.61	9.86	171.04	0.147	0.4
q <sub>g</sub> (KN/ml)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	σ <sub>g</sub> (MPa)	μ <sub>g</sub>	f <sub>gi</sub> (mm)

8.28	12.59	218.43	0.253	0.69
$q_p$ (KN/ml)	$M_{pser}$ (KN.m)	$\sigma_p$ (MPa)	$\mu_p$	$f_{pi}$ (mm)
10.78	16.83	291.97	0.374	1.2
				$f_{gv}$ (mm)
				1.3

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.14 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

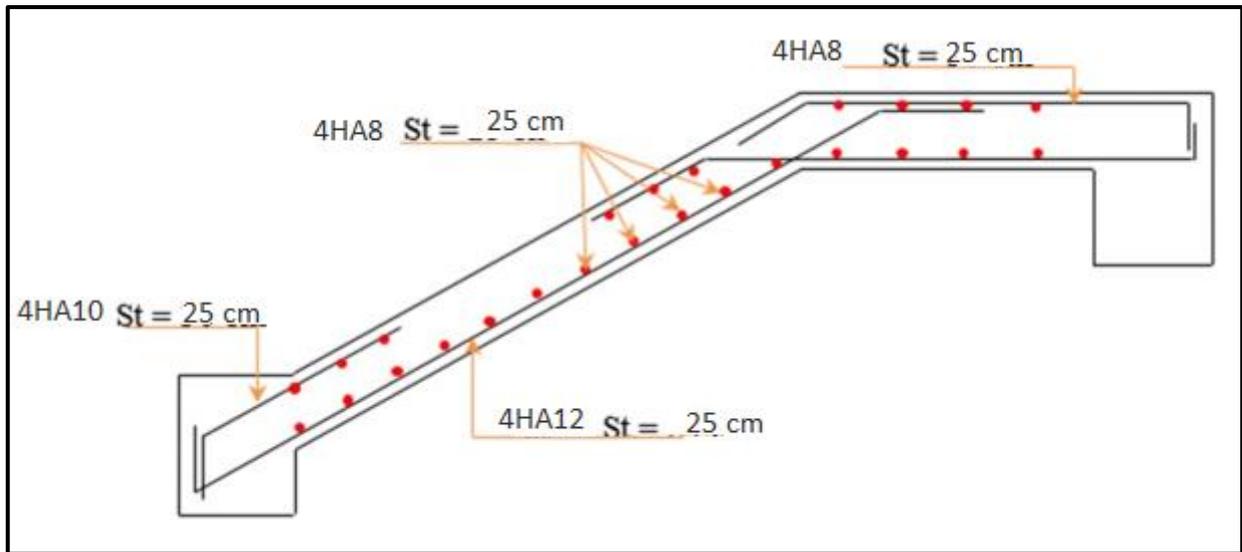


Figure III.7 : schéma ferrailage de l'escalier.

III.6.2. Etude de la poutre palière

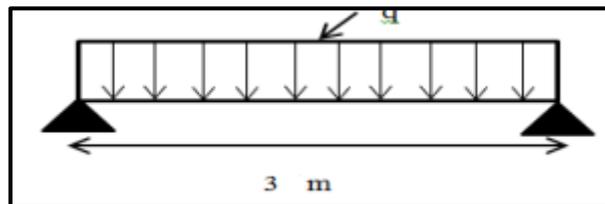


Figure III.8 : schéma statique de la poutre palière.

1. Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 20cm < h < 30cm$$

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (RPA.VII.7.5)$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

2. Les charges sur la poutre :  $g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25KN / m$$

$$\text{Poids propre du mur : } g_m = 2.81 \times \left( \frac{3.06 - 0.3}{2} \right) = 3.877KN / ml$$

3. Les sollicitations de la poutre palière :

$$q_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B$$

$$q_u = 1.35(2.25 + 3.877) + 18.03 = 26.301kn/m$$

$$q_s = (g_0 + g_m) + R_B$$

$$q_s = (2.25 + 3.877) + 12.95 = 19.077kn/m$$

$$M_0 = \frac{pu \times L^2}{8} = 29.59kn/m$$

$$M^t = 0.75M_0 = 22.19 kn/m$$

$$M^a = -0.5M_0 = -14.79kn/m$$

$$V_u = \frac{pu \times L}{2} = 39.45kn$$

4. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableau.III.31 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

Position	M(kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	22.19	0.066	0.085	0.270	2.36	4.5
En appuis	14.79	0.044	0.056	0.274	1.55	4.5

• Exigence du RPA Art7.5.2.1 :

$$A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5cm^2$$

5. Vérification à l'ELU

- l'effort tranchant

$$V_u = 39.45KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.084 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{C28}; 4MPa\right) = 3.25MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

6. Calcul de l'espacement  $S_t$

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 25.2. \text{ On opte : } S_t = 15cm \text{ en travée et } S_t = 10cm \text{ en appui}$$

7. Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier

$$M^{torsion} = M_b^a = 13.74KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A<sub>l</sub> : section d'acier

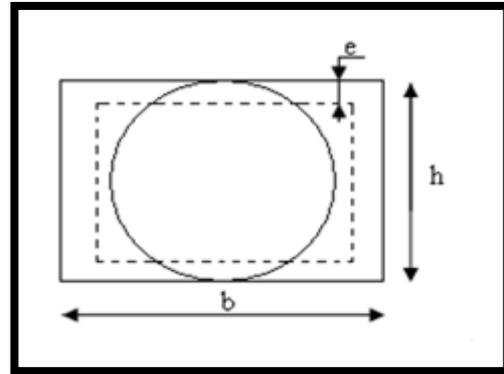
$$e = \varnothing / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0784 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] = 1.12\text{m}^2$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.23\text{cm}^2$$

**-Section d'armatures finale**



**•En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.36 + \frac{4.23}{2} \Rightarrow A^t = 4.48\text{cm}^2 < A_{min} = 4.5\text{cm}^2$$

On ferraille avec A<sub>min</sub>, Soit : A<sup>t</sup> = 3HA14 = 4.62cm<sup>2</sup>

**•En appui**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 1.55 + \frac{4.23}{2} \Rightarrow A^a = 3.67\text{cm}^2 < A_{min} = 4.5\text{cm}^2.$$

On ferraille avec A<sub>min</sub>, Soit : A<sup>a</sup> = 3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>

**8. Vérification de la contrainte de cisaillement :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$**

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$  .....BAEL (ChapI.III)

On a V<sub>max</sub> = 39.45KN; τ<sub>flexion</sub> = 0.084MPa

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.74 \times 10^{-3}}{0.0784 \times 2 \times 0.05} = 1.753\text{MPa}$$

D'où τ<sub>u</sub> = 1.755MPa < τ<sub>u</sub> = min(0,2f<sub>c28</sub> / 1.5; 4MPa) = 3.33MPa .....Condition vérifiée

**9. Calcul des armatures transversales a la torsion**

Soit St = 15cm en travée et 10cm en appuis

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{min} = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.74 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 784 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.43\text{cm}^2$$

D'où A<sub>t</sub> = 1.35 + 0.45 = 1.8cm<sup>2</sup> ; Soit un cadre et un étrier Ø8 = 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>

**10. Vérification à ELS**

**a-Etat limite de compression de béton**

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

**Sur appuis :**  $M_a = 10.73 \text{KN.m}$  ;  $y = 9.095 \text{cm}$  ;  $I = 29740.114 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.73 \times 10^{-3}}{29740.114 \times 10^{-8}} \times 9.095 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.28 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

**En travée :**  $M_t = 16.09 \text{KN.m}$  ;  $y = 9.095 \text{cm}$  ;  $I = 29740.114 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 4.92 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

**b-Evaluation de la flèche :** Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \times L \Leftrightarrow h = 30 \text{cm} > 22.49 \text{cm} \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 4.62 \text{cm}^2 < 8.82 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

$$L = 3 \text{m} < 8 \text{m} \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

Vérification de flèche pas nécessaire.

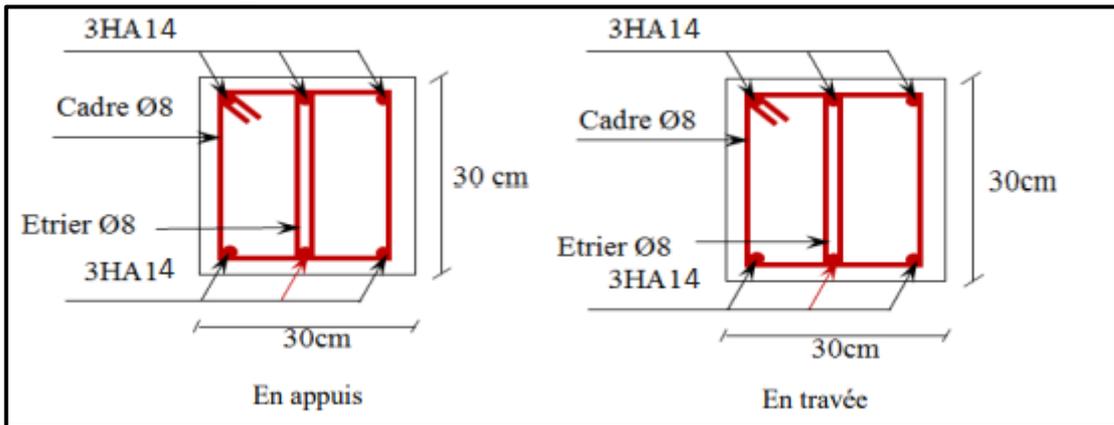


Figure III.9 : schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.7. Étude des poutres de chaînages

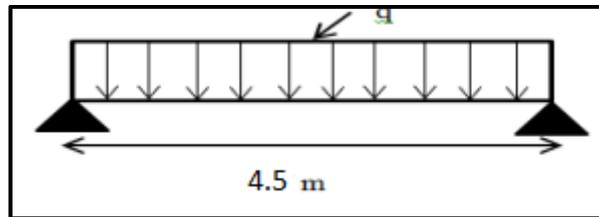


Figure III.10 : schéma statique de la poutre de chaînage.

III.7.1. Dimensionnement :  $L_{\max} = 4.5 \text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 28 \text{cm} \leq h \leq 42 \text{cm} \quad \text{(RPA (Art 9.3.3))}$$

On adopte :  $h = 35 \text{cm}$  ;  $b = 30 \text{cm}$ .

III.7.3. Calcul des sollicitations

Poids propre :

$$P_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.625 \text{KN/m}$$

$$P_u = (1.35 \times 2.625) + (1.5 \times 1.5) \Rightarrow P_u = 5.79 \text{KN/ml}$$

$$P_s = 2.625 + 1.5 = 4.13 \text{KN/ml}$$

**III.7.4. Calcul à l'ELU**

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 14.65 \text{KN m}; \quad M_t = 0.85 M_u \Rightarrow M_t = 12.45 \text{KN.m};$$

$$M_s = P_s \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_s = 10.45 \text{KN m}; \quad M_t = 0.85 M_s \Rightarrow M_t = 8.88 \text{KN.m};$$

$$M_a = -0.4 M_u = -5.86 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M_s = -4.18 \text{KN.m}$$

**Armatures longitudinales :**

**Tableau III.32 :** Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	12.45	0.027	0.034	0.326	1.09	1.19	3HA10=2.36
En appui	5.86	0.013	0.016	0.328	0.51	1.19	3HA10=2.36

**III.7.5. Vérifications à l'ELU**

• **Effort tranchant**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 12.96 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.13 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

**b) Calcul des armatures transversales :**  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 \text{mm}$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2$

**c) L'espacement**

1)  $St \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow St \leq 29.7 \text{cm}$

2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.131 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0$  (CBA Art A.5.1.2.3)

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{cm}$  .On opt  $S_t = 15 \text{cm}$

**III.7.6. Vérification à l'ELS**

**a) Vérification de la contrainte dans le béton**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y;$   $M_{0s} = 10.45 \text{KNm}.$

$$M_t^s = 0.85 \times M_s = 8.88 \text{KNm}$$

$$M_a^s = 0.4 \times M_s = 4.18 \text{KNm}$$

Calcul de y :  $A = 2.36 \text{cm}^2; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.72 \text{cm}$

**Calcul de I :**  $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 27224.37 \text{cm}^4$

En travée ( $\sigma_{bc} = 2.52 \text{MPa}$ ) < 15MPa ..... Vérifiée

En appuis ( $\sigma_{bc} = 1.19MPa$ ) < 15MPa ..... Vérifiée

**Evaluation de la flèche :**

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \times L \Leftrightarrow h=35\text{cm} > 25.75\text{cm} \dots\dots\dots (\text{Vérifiée})$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 2.36\text{cm}^2 < 10.39\text{cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Vérifiée})$$

$$L = 4.5\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots (\text{Vérifiée})$$

D’où la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

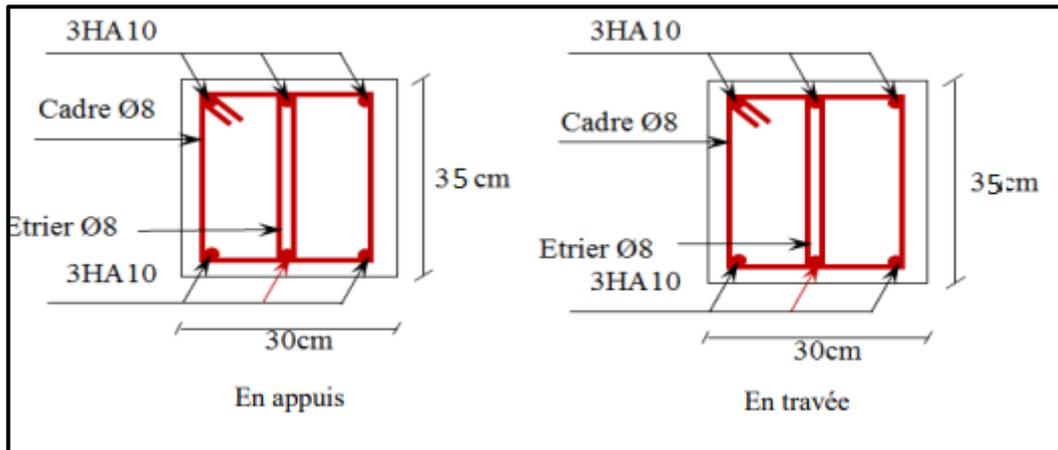


Figure III.11 : schéma de ferrailage de la poutre de chînage.

**III.8. Etude de l’acrotère**

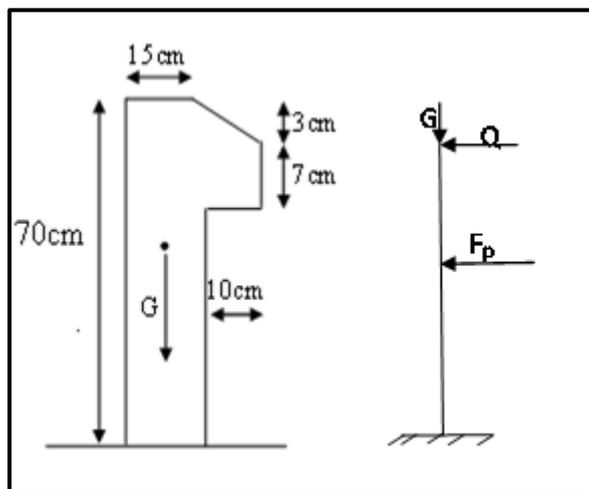


Figure III.12 : vue en plan d’un acrotère.

Dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l’effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour

une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

**III.8.1.Hypothèse de calcul**

**III.8.2. Evaluation des charges**

● Poids propre :  $S = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 1135 \text{cm}^2$

Poids propre  $G_1 = 25 \times 0.1135 \times 1 \text{m} \Rightarrow G_1 = 2.84 \text{KN}$

Poids d'enduit extérieur (ciment e = 1.5cm) :  $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.21 \text{KN}$

Poids d'enduit intérieur (ciment e = 2cm) :  $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.28 \text{KN}$

Le poids total :  $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.33 \text{KN}$

- La charge due à la main courante : Q=1KN
- La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ . **(RPA Article 6.2.3)**

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

$C_p$  : Facteur de force horizontal ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.33 \Rightarrow F_p = 1.59 \text{KN}$ .

**III.8.3. Calcul des sollicitations**

- Calcul du centre de gravité  $G(X_g; Y_g)$ :

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 8.81 \text{cm}; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 37.19 \text{cm}$$

$N_G = 3.33 \text{KN}$

L'acrotère est soumis à :  $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.7 \Rightarrow M_Q = 0.7 \text{KN.m}$

$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.59 \times 0.3719 \Rightarrow M_{F_p} = 0.591 \text{KN.m}$

**Tableau.III.33** : Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.33	4.49	3.33
(M KN.m)	1.291	1.05	0.70

**III.8.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

On a :  $e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.23 \text{m}; \quad \frac{h}{6} = 0.116 \text{m}$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$

Telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{(RPA Article A.4.3.5)}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.4m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\text{Donc: } e_2 = 0.0078m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.257m$$

### III.8.5. Calcul à l'ELU

$$N_u = 4.49KN ; M_u = N_u \times e = 4.49 \times 0.257 \Rightarrow M_u = 1.154KN.m ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$$

$$h = 15 \text{ cm ; } d = 12 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.154 + 4.49 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1.356KN.m$$

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.356 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0066) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.008; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.1196m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.356 \times 10^{-3}}{0.1196 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.32cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.32 \times 10^{-4} - \frac{4.49 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.1959cm^2$$

### III.8.6. Vérification à l'E.LU

#### 1. La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44cm^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte } A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml.$$

#### 2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13cm^2 / ml$$

#### - Espacement

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 70/3 = 23.33$  cm. On adopte  $S_t = 20$  cm.

- **Vérification au cisaillement** : L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.59 + 1 \Rightarrow V_u = 2.59 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.021MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

**Vérification de l'adhérence** :  $\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$  **RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.59 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \rightarrow \zeta_{es} = 0.179 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83MPa \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2.83MPa \Rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

**III.8.7. Vérification à l'ELS**

$d = 0.12$  m ;  $N_{ser} = 3.33KN$  ;  $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.7KN.m$ ;  $\eta = 1.6$  pour les HR

- **Vérification des contraintes** :  $\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t$  ;  $\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t$  ;

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240MPa$$

- **Position de l'axe neutre** :  $c = d - e_1$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.7/3.33) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.255 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$  "c" à l'extérieur de section  $\rightarrow c = 0.12 - 0.255 \Rightarrow c = -0.125$  m.

$$c = -0.125 \text{ m ; } y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ; q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.125)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.125}{1} \Rightarrow P = -0.042m^2$$

$$q = -2 \times (-0.125)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.125)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0028m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = -0.2325 \Rightarrow y_{ser} = 0.107m$ .

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 5.568 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times 0.107 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.063MPa < \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times (0.12 - 0.107) \Rightarrow \sigma_s = 0.116MPa < \bar{\sigma}_{adm}$$

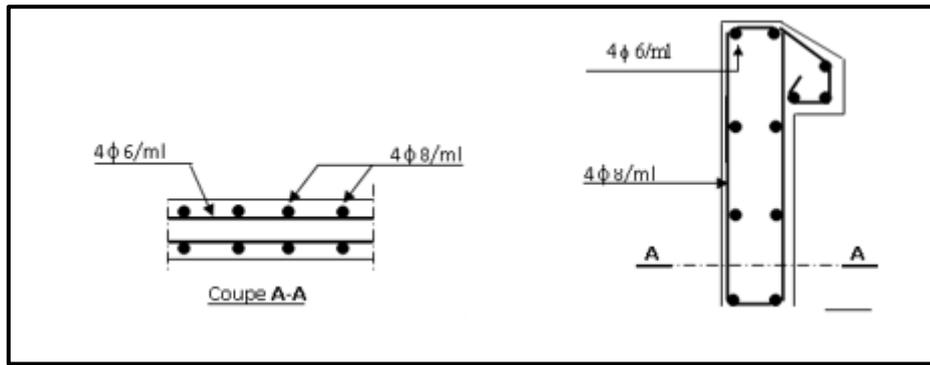


Figure III.13 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.9. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

#### III.9.1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.14 = 3.5 \text{KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.38 \text{KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.2} = 45.31 \text{KN/m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 51.19 \text{KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{KN/m}^2.$$

#### III.9.2. Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 51.19 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 70.61 \text{KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{2} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0561 \times 70.61 \times 1.6^2 \Rightarrow M_0^x = 10.14 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.04 \text{KNm}$$

- **Calcul des moments réels**

En travée : Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.619 \text{KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.134 \text{KNm}$

En appui :  $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 3.042 \text{KNm}$

#### 1. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec et  $d_y = 13 \text{cm}$ .

**Tableau III. 34 :** Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Sens		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travé e	x-x	8.619	0.035	0,044	0.127	1.95	1.32
	y-y	5.134	0.021	0.026	0.128	1.15	1.2
appui	y-y	3.042	0.012	0.015	0.129	0.67	1.32
	x-x						

**2. Vérification à l'ELU**

**a) Condition de non fragilité**

On calcule  $A_{min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  ;  $e = 15cm$  ;  $b = 100cm$  ;  $\rho = 0.8$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.32cm^2/ml \\ A_{min}^y = 1.2cm^2/ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**b) Calcul des espacements**

Sens x-x' :  $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$  on adopte  $S_t = 25cm$

Sens y-y' :  $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$  on adopte  $S_t = 25cm$

**Tableau III.35 :** ferrailage de la dalle d'ascenseur

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	8.619	3.042	1.95	1.32	0.67	1.32	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	5.134	3.042	1.15	1.2	0.67	1.32	4T10=3.14	4T10=3.14

**b) Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.8 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x :  $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 37.658KN$

Sens y - y :  $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 40.348KN \Rightarrow \tau_u = \frac{40.348 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.310MPa < 1.25MPa$  Vérifié

**3. Vérification à l'ELS :  $\nu = 0.2$**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 70.61 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 71.61KN/m^2$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 11.51KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.18KNm \end{cases}$$

Sens x-x' :  $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 9.783KNm$

Sens y-y' :  $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 6.953KNm$

**4. Vérification des contraintes**

- **Etat limite de compression de béton :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

**Sens x-x :**  $A_x = 3.14cm^2$ ,  $b = 100\text{ cm}$ ,  $d = 13\text{ cm}$ ;  $y = 3.232cm$ ;  $I = 4153.34cm^4$

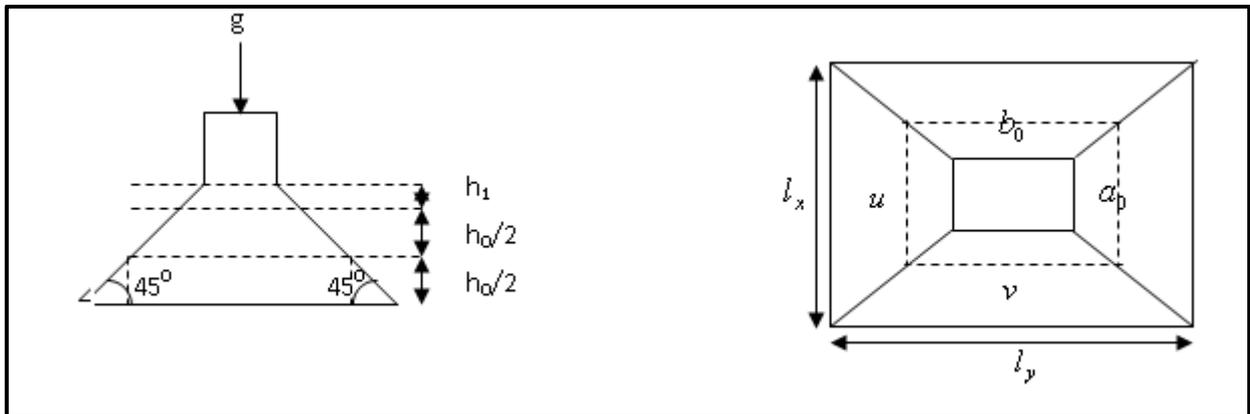
$\sigma_{bc} = 7.612MPa \leq \overline{\sigma} = 15MPa$  .....c'est vérifier.

**Sens y-y :**  $A_y = 3.14cm^4$ ;  $b = 100cm$ ;  $d = 13cm$ ;  $y = 2.589cm$ ;  $I = 2993.74cm^4$

$\sigma_{bc} = 6.012 \leq 15MPa$  .....c'est vérifier.

**III.9.3. Cas d'une charge concentrée**

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.



**Figure III.14 :** schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$ : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse  $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm$ ;  $b_0 = 80cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc : 
$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108cm. \end{cases}$$

**1. Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a :  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51+15+6.3 = 72.3KN$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605KN$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\frac{v}{l_x}$  et  $\rho=0.8$

Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$   $\frac{u}{l_x} = 0.67$  et  $\rho = 0.8$

$M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho$   $\frac{v}{l_y} = 0.54$  et  $\rho = 0.8$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve  $M_1 = 0.085$  et  $M_2 = 0.067$

➤ Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3$

$P_u = 97.605KN$

$$\begin{cases} M_{x1} = 8.296KNm \\ M_{y1} = 6.54KNm \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 = 9.438KN$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.16KNm$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.69KNm$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.456KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.23KNm \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée :  $M_{tx} = 0.85 \times M_x = 8.037KN.M$  ;  $M_{ty} = 0.85 \times M_y = 6.145KN.M$

En appuis :  $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 9.456 = 2.836KNm$

**2. Ferrailage :** Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et  $d = 13cm$

**Tableau III.36 :** ferrailage de la dalle de la salle des machines

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	8.037	2.3836	1,81	1,32	0.53	1,32	4T10=3,14	4T10=3,14
Sens y-y'	6.145	2,3836	1,37	1,2	0.53	1,32	4T10=3,14	4T10=3,14

**3. Vérification à l'ELU**

**a. Vérification au poinçonnement :**

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :  $p_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm. ; } p_u = 97,605 \text{ KN}$$

$$\text{Or } p_u = 97.605 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{ KN. Pas de risque de poinçonnement.}$$

**b. Vérification de l'effort tranchant :**

$$b = 100 \text{ cm ; } d = 13 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,7}{1,5} \times f_{c28} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.125 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,177 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,47 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

**4. Vérification à l'ELS**

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN.}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 7.11 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 6.07 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.9 + 1 = 5.9 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.84 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.50 \text{ KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.11 + 0.84 = 7.95 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.07 + 0.50 = 6.57 \text{ KNm} \end{cases}$$

**a) Vérification des contraintes**

**Calcul des moments**

$$M_t^x = 0.85 \times 7.95 \Rightarrow M_t^x = 6.757 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 6.57 \Rightarrow M_t^y = 5.584 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 7.95 \Rightarrow M_a = 2.385 \text{ KNm}$$

- **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

**Sens x-x :**  $y = 3.232 \text{ cm ; } I = 4153.34 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 5.25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

**Sens y-y :**  $y = 2.589 \text{ cm et } I = 2993.74 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 4.82 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

**b) Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$h/l = 0.1 \geq 1/16 = 0.06 ; \quad h/l = 0.1 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.042$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

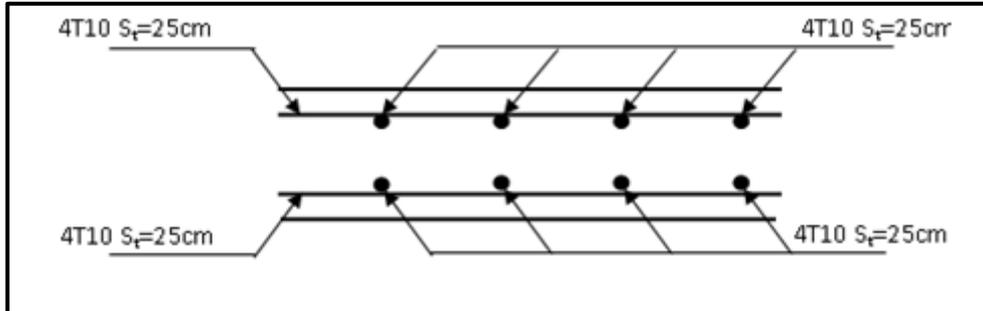


Figure III.15 : schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

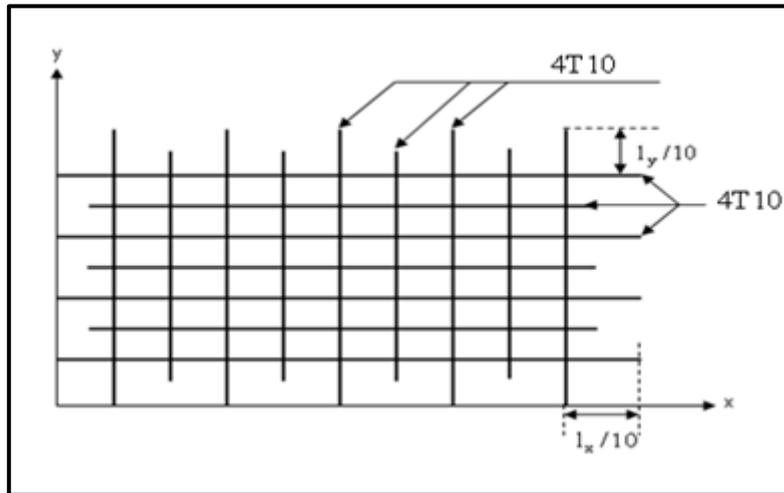


Figure III.16 : schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

# *CHAPITRE IV* :

## *Etude dynamique*

## IV.1 Introduction

L'Object visé dans ce chapitre est l'étude de la structure, causée par des actions dynamiques, qui engendre des déplacements en fonction du temps. Afin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la parasismique.

La structure étudiée sera réalisée dans la ville de Bejaia, qui est en zone sismique IIa selon la classification de **RPA99version2003**, donc elle est exposée à des séismes. La structure étudiée est d'une hauteur de 26.37m destinée à usage multiple habitations et commerce donc il est important de prévoir son comportement sous chargement dynamique. Alors, elle nécessite de faire une étude dynamique adéquate pour prédire le comportement de celle-ci au cas d'un éventuel séisme majeur.

**Remarque :** on a séparé le mur de la structure avec 1 m d'où sa soit calculé comme un mur de soutènement et les 2 entre sol deviendra des étages courants, vous trouverez les modifications dans les annexes

## IV.2 Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

### IV.2.1 Méthode statique équivalente

#### ➤ Principe

Selon **RPA99/2003Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de mêmes propriétés d'inertie.

#### ➤ Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudiant, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 23m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment où le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autre conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

#### ▪ Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{ST} = \frac{A.D.Q}{R} W \dots \dots \dots \text{RPA99/2003Art (4.2.3)}$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas :

Groupe d'usage : 2

Zone sismique : IIa  $\Rightarrow A = 0,15$ .

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

Valeur donnée par le **tableau (4-3) du RPA 99/2003** en fonction du système de contreventement.

Contreventement mixte  $\Rightarrow R = 5$ .

**Q** : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$  . **RPA (Formule 4-4)**

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

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99/2003**).

**Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>**

“ Critère q ”	Observée	P <sub>q</sub> /xx	Observée	P <sub>q</sub> /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : Q<sub>x</sub> =1 et Q<sub>y</sub> =1

**W** : poids total de la structure :  $W = \sum_1^9 W_i$  avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

**W** = 23947.3881 KN (tirer par L'ETABS).

**W<sub>GI</sub>** : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

**W<sub>QI</sub>** : Charge d'exploitation.

**β** : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du **RPA 99/2003**.

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération **β=0.60** ; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération **β= 0.20**.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

Le coefficient *D* est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (*η*).

▪ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La période empirique peut être calculée de deux manières :

1-  $T_1 = C_T \times (h_t)^{3/4}$  RPA 99/2003 (Art .4.2.4)

2-  $T_2 = 0.09 \times \frac{h_t}{\sqrt{L}}$  RPA/2003 (Formule 4-7)

Avec :  $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

$h_i$ : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.  
 $\Rightarrow h_i = 26.37m$ .

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \text{ RPA99/2003 (tableau 4.6). D'où : } T_1 = 0.58s.$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

Sens(x):  $L_x = 21.60m \Rightarrow T_x = 0.51s$  ; Sens(y):  $L_y = 14.40 m \Rightarrow T_y = 0.62 s$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.51s; 0.58s) = 1.3 \times 0.51 = 0.663s \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.62; 0.58s) = 1.3 \times 0.58 = 0.754s \end{cases}$$

✓ **Valeur de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> :**

**T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA 99/2003** tableau 4-7)

Sol meuble  $\Rightarrow$  Site (S3)  $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases}$

$$T_2 < T_x < 3,0s \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3}$$

**RPA (Art 4.3.3)**

$$T_2 < T_y < 3,0s \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3}$$

Tel que :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$  facteur de correction d'amortissement.

$\xi$ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (**RPA99/2003** Tableau 4-2)

Construction auto stable  $\rightarrow \xi = 7 \%$ .

Contreventement par voiles  $\rightarrow \xi = 10 \%$ .

**RPA (Art 4.2.3)**

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne  $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.82 \end{cases}$

D'où : **D<sub>x</sub>** = 2.04 ; **D<sub>y</sub>** = 1.869

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$V_x^{st} = 1538.859 \text{ KN} ; V_y^{st} = 1342.730 \text{ KN}$$

**IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

➤ **Principe**

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-13)}$$

➤ Représentation graphique de spectre de réponse de calcul

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique

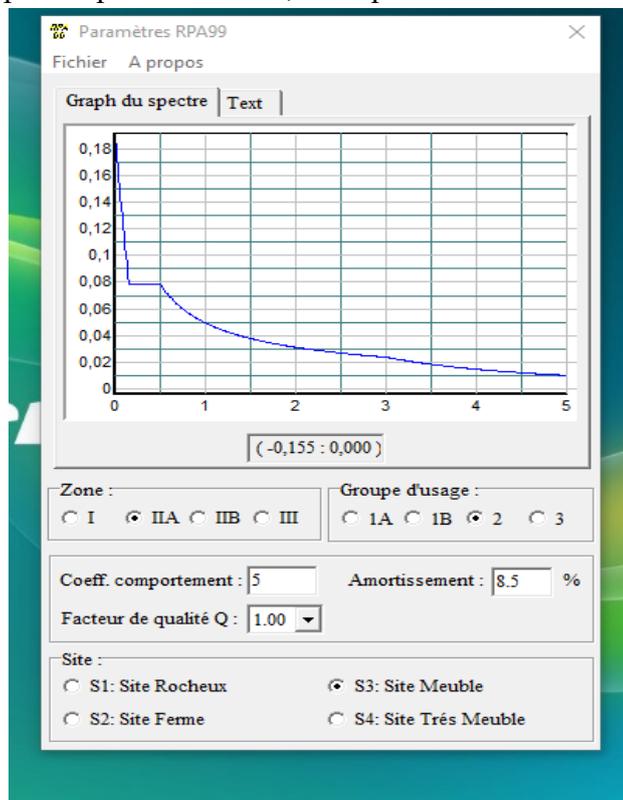


Figure IV. 1 : Réponse spectrale de la structure

IV.2.3 Modélisation de la structure

La modélisation de la structure consiste à présenter une simulation sur le logiciel ETABS 2016 sous forme d'un modèle numérique en 3D. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteaux poutres et des plancher modélisée sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 8 niveaux, encastés à la base.

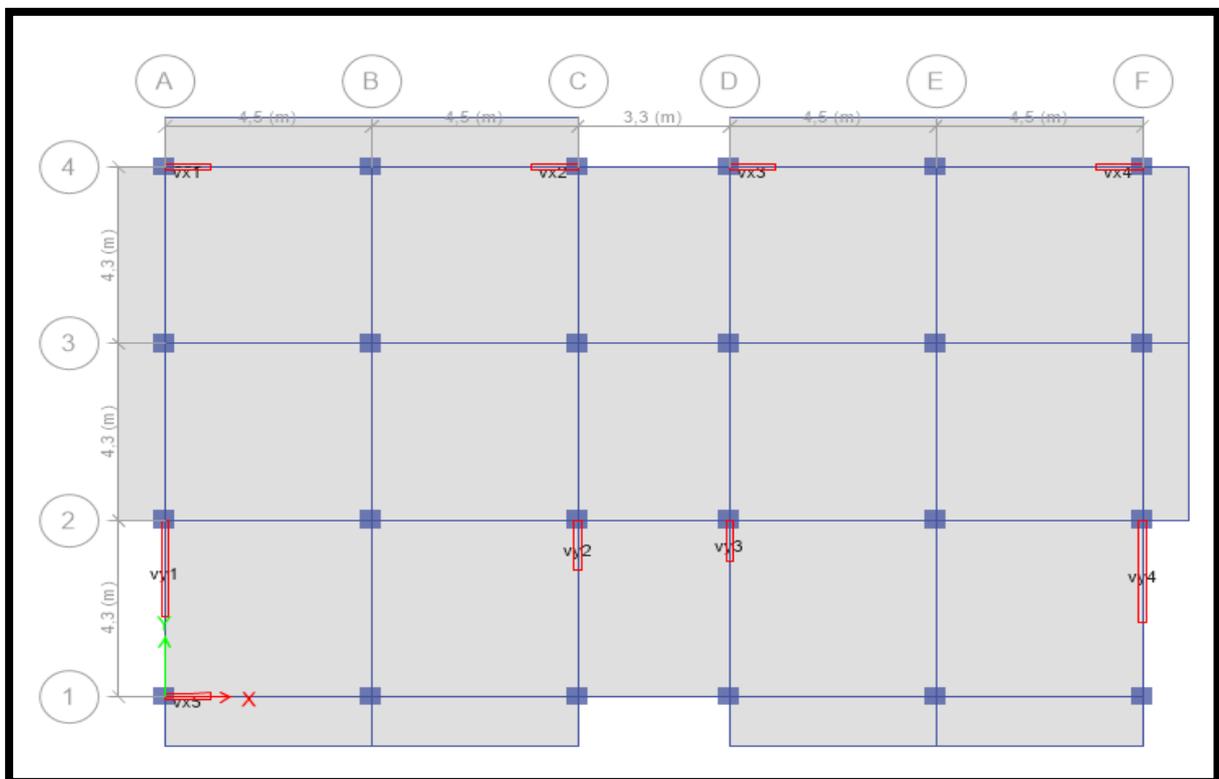
La structure modélisée de hauteur  $h_t = 26.37\text{m}$  et des longueurs  $L_x = 21.60\text{m}$ ,  $L_y = 14.40\text{m}$ . La simulation du séisme se fait par introduction d'un spectre de réponse en fonction de la zone sismique et du site d'implantation. Le logiciel nous donne la main pour introduire un spectre réglementaire, en introduisant un spectre de réponse du RPA en fonction de la zone sismique qui est la zone (IIa), le type de sol qui est dans notre cas S3 : site meuble, le groupe d'usage du bâtiment groupe 02, les matériaux constitutifs et le système de contreventement.

La structure modélisée se constitue de 8 niveaux, 2 entre sol et des niveaux de 1 à 5 d'une hauteur de 3.06m, et un RDC d'une hauteur de 4.25m.

La faite que la structure est d'une hauteur de 26.37m qu'est supérieur à 14m donc l'utilisation des voiles de contreventement est obligatoire pour éviter les effets de torsion selon les règlements en vigueur, et ainsi que la hauteur du bâtiment est inférieure à 33 m donc on a le choix de contreventer par des voiles en béton armé ou un système mixte avec interaction. Dans notre cas on a opté pour un contreventement mixte voile-portique avec interaction. La modélisation est faite en respectant les exigences du comportement de la structure en appliquant articles du règlement RPA, ces exigences sont :

- Avoir une distribution symétrique des masses et des rigidités.
- Vérification des interactions horizontale et verticale.
- Avoir des modes de vibration adéquate, cela veut dire avoir une période acceptable.

Pour cela parmi plusieurs dispositions, on a opté pour la disposition suivante qui est la plus adéquate pour notre cas :



**Figure IV. 2 :** vue en plan de la disposition des voiles de contreventement

Nous présenterons dans la figure suivante la modélisation de la structure :

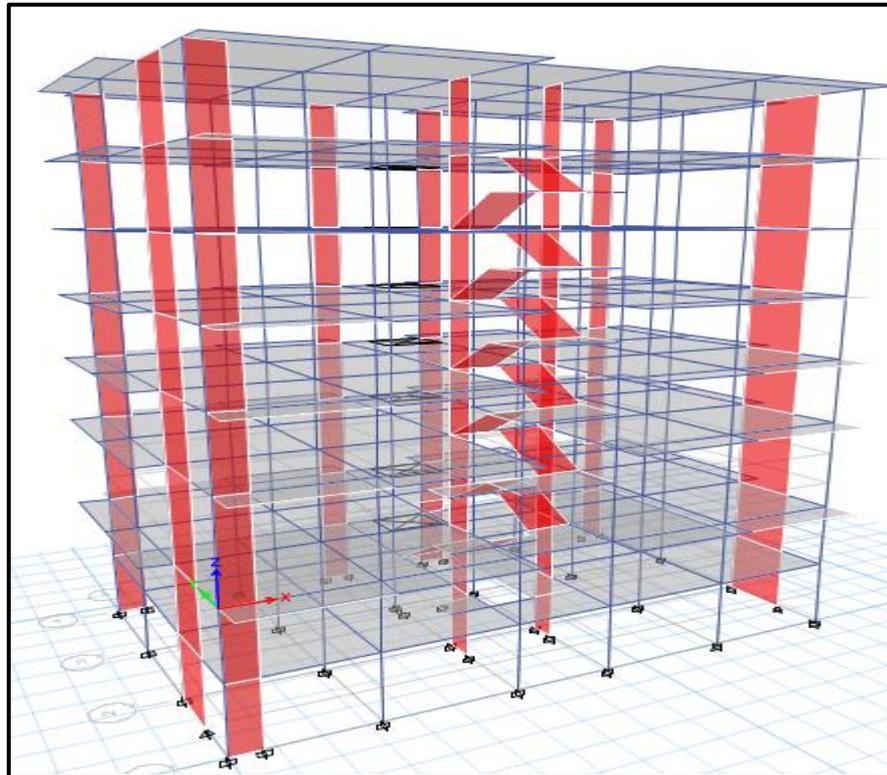


Figure IV. 3 : vue en 3D

IV.2.4 Analyse du comportement de la structure

➤ Mode 1



Figure IV. 4 : Translation selon l'axe X-X (mode de vibration 1).

➤ Mode 2

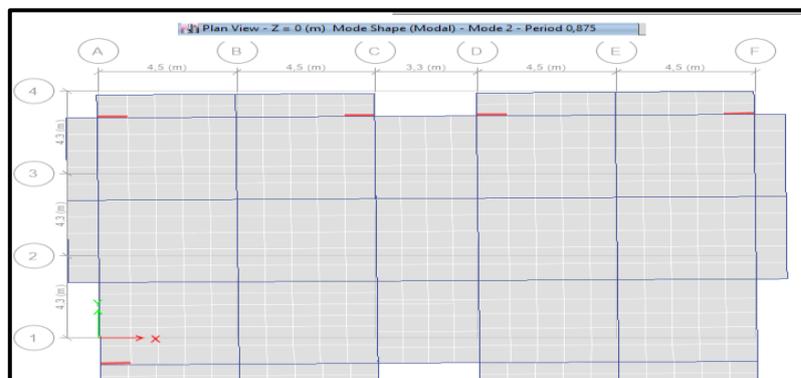


Figure IV. 5 : translation selon l'axe Y-Y (mode de vibration 2).

➤ Mode 3

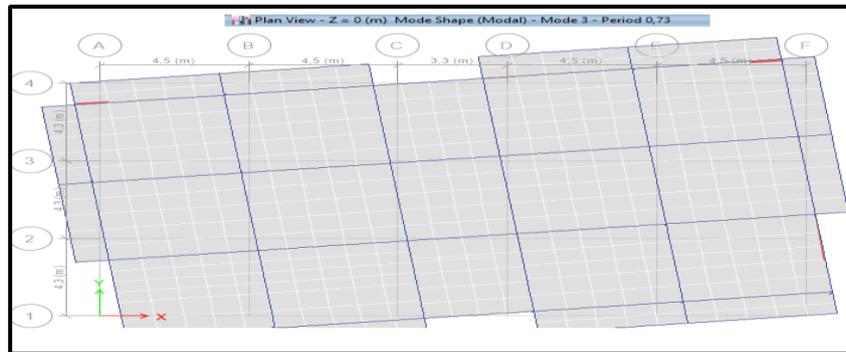


Figure IV. 6 : rotation selon l'axe Z-Z (mode de vibration 3)

IV.2.5 périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Tableau IV.2 : modes de vibration, période et taux de participation massique

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0,911	0,7691	0,0002	0	0,7691	0,0002
2	0,875	0,0003	0,7212	0	0,7694	0,7214
3	0,73	0,0007	0,0024	0	0,77	0,7238
4	0,277	0,1062	0	0	0,8763	0,7238
5	0,24	0,00000421	0,1315	0	0,8763	0,8552
6	0,197	0,0001	0,0013	0	0,8764	0,8565
7	0,143	0,0501	4,571E-06	0	0,9265	0,8566
8	0,108	7,46E-07	0,0655	0	0,9265	0,9221
9	0,089	0,0317	0,00001393	0	0,9582	0,9221
10	0,088	0,0012	0,0008	0	0,9594	0,9229
11	0,065	4,094E-06	0,0384	0	0,9594	0,9613
12	0,058	0,0129	0,0001	0	0,9723	0,9614

Remarque : concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du 7<sup>ème</sup> mode (sens x-x) et à partir du 8<sup>ème</sup> mode (sens y-y) ce qui vérifie la condition du RPA99/2003.

IV.3 Justification de l'interaction voiles portiques

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charge reprise en (KN)		Pourcentages reprises (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques%	Voiles %	
1	-22691,7722	-5295,5133	81,0789	18,9211	Vérifiée
2	-20162,6073	-4648,3842	81,2648	18,7352	Vérifiée
3	-16476,4662	-3871,2503	80,9745	19,0255	Vérifiée
4	-13223,3048	-3208,4298	80,4742	19,5258	Vérifiée
5	-10790,2259	-2387,2706	81,8837	18,1163	Vérifiée

6	-7989,9119	-1900,2377	80,7866	19,2134	Vérifiée
7	-5423,6441	-1260,8125	81,1381	18,8619	Vérifiée
8	-2843,21	-690,2568	80,4652	19,5348	Vérifiée

▪ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages

**b) Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

**Tableau IV.4 :** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens x

Sens xx						
Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages reprises (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
1	559,636	654,1899	1213,8259	46,11	53,89	Vérifiée
2	754,2477	379,1722	1133,4199	66,55	33,45	Vérifiée
3	410,3848	316,8009	727,1857	56,43	43,57	Vérifiée
4	552,8335	205,0226	757,8561	72,95	27,05	Vérifiée
5	507,7539	176,583	684,3369	74,20	25,80	Vérifiée
6	373,6593	206,6135	580,2728	64,39	35,61	Vérifiée
7	299,9323	152,5921	452,5244	66,28	33,72	Vérifiée
8	262,8201	73,9325	336,7526	78,05	21,95	Pas Vérifiée

**Tableau IV.5 :** Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens y

Sens yy						
Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages reprises (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
1	266,7289	755,318	1022,0469	26,10	73,90	Vérifiée
2	331,4593	553,6349	885,0942	37,45	62,55	Vérifiée
3	273,5647	495,3004	768,8651	35,58	64,42	Vérifiée
4	381,29	444,0858	825,3758	46,20	53,80	Vérifiée
5	380,4104	335,8511	716,2615	53,11	46,89	Vérifiée
6	291,446	299,1553	590,6013	49,35	50,65	Vérifiée
7	254,5005	194,5078	449,0083	56,68	43,32	Vérifiée
8	281,861	110,6618	392,5228	71,81	28,19	Vérifiée

▪ **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages selon sens y ; et vérifiée dans tous les étages a par le dernier selon sens x.

**IV.4 Vérification de l'effort normal réduit**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante :  $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \text{RPA 99/2003 (Article 7.1.3.3)}$

$N_d$  : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

$B_c$  : L'aire brute du poteau.

$F_{c28}$  : résistance caractéristique du béton.

**Tableau IV.6 :** Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Niveau	Nu (Kn)	Section (cm <sup>2</sup> )		V	Observation
1	-1663,4553	55	55	0,219	Vérifiée
2	-1502,3899	55	55	0,199	Vérifiée
3	-1375,8589	55	55	0,182	Vérifiée
4	-831,8908	50	50	0,133	Vérifiée
5	-665,2029	50	50	0,106	Vérifiée
6	-500,6857	45	45	0,099	Vérifiée
7	-339,7639	45	45	0,067	Vérifiée
8	-179,2838	45	45	0,035	Vérifiée

**IV.5 Vérification vis-à-vis de déplacement :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau ( $K$ ) de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Formule 4 - 19)}$$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Art. 5.10)}$

$h_k$  : Étant la hauteur de l'étage.

**Tableau IV.7 :** Vérification des déplacements selon x

Sens x-x							
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_k / h_k$ (%)	Observation
1	0,001202	0,00601	0	0,0060100	3,06	0,0019641	Vérifiée
2	0,003708	0,01854	0,00601	0,0125300	3,06	0,0040948	Vérifiée
3	0,007671	0,038355	0,01854	0,0198150	4,25	0,0046624	Vérifiée
4	0,010516	0,05258	0,038355	0,0142250	3,06	0,0046487	Vérifiée
5	0,0131	0,0655	0,05258	0,0129200	3,06	0,0042222	Vérifiée
6	0,015376	0,07688	0,0655	0,0113800	3,06	0,0037190	Vérifiée
7	0,017236	0,08618	0,07688	0,0093000	3,06	0,0030392	Vérifiée
8	0,018682	0,09341	0,08618	0,0072300	3,06	0,0023627	Vérifiée

**Tableau IV.8 : Vérification des déplacements selon y**

Sens y-y							
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_k / h_k$ (%)	Observation
1	0,000747	0,003735	0	0,0037350	3,06	0,0012206	Vérifiée
2	0,002452	0,01226	0,003735	0,0085250	3,06	0,0027859	Vérifiée
3	0,005729	0,028645	0,01226	0,0163850	4,25	0,0038553	Vérifiée
4	0,008324	0,04162	0,028645	0,0129750	3,06	0,0042402	Vérifiée
5	0,010859	0,054295	0,04162	0,0126750	3,06	0,0041422	Vérifiée
6	0,013197	0,065985	0,054295	0,0116900	3,06	0,0038203	Vérifiée
7	0,015249	0,076245	0,065985	0,0102600	3,06	0,0033529	Vérifiée
8	0,017032	0,08516	0,076245	0,0089150	3,06	0,0029134	Vérifiée

▪ **Analyse des résultats**

D’après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

**IV.6 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 est peut-être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$  RPA99/2003(Article 5.9)

$v_k$  : Effort tranchant d’étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l’étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , 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  $\frac{1}{1-\theta}$ .

- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

**Tableau IV.9 : Vérification a L’effet P-Δ selon x**

Sens x-x						
Niveau	$\Delta_k$ (m)	$P_k$ (Kn)	$V_k$ (Kn)	$h_k$ (m)	$\Theta$	Observation
1	0,006010	23947,3881	1239,4939	3,06	0,037946	Vérifiée
2	0,012530	21297,9657	1208,6338	3,06	0,072156	Vérifiée
3	0,019815	18095,5712	1133,5821	4,25	0,074426	Vérifiée
4	0,014225	14697,3244	1012,4041	3,06	0,067486	Vérifiée
5	0,012920	11763,6932	876,8158	3,06	0,056647	Vérifiée
6	0,011380	8876,1532	719,9666	3,06	0,045849	Vérifiée
7	0,009300	6070,742	533,4338	3,06	0,034588	Vérifiée
8	0,007230	3265,3308	320,1986	3,06	0,024095	Vérifiée

Tableau IV.10 : Vérification a L'effet P-Δ selon y

Sens y-y						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	Θ	Observation
1	0,003735	23947,3881	1079,3043	3,06	0,027082	Vérifiée
2	0,008525	21297,9657	1049,3031	3,06	0,056547	Vérifiée
3	0,016385	18095,5712	984,9481	4,25	0,070830	Vérifiée
4	0,012975	14697,3244	891,4409	3,06	0,069909	Vérifiée
5	0,012675	11763,6932	780,9849	3,06	0,062392	Vérifiée
6	0,011690	8876,1532	649,3153	3,06	0,052223	Vérifiée
7	0,010260	6070,742	490,0137	3,06	0,041539	Vérifiée
8	0,008915	3265,3308	307,5019	3,06	0,030937	Vérifiée

#### ■ Analyse des résultats

On remarque d'après les résultat obtenue ( $\theta_k < 0.1$ ) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

#### IV.7 Vérification de la résultante des forces sismiques et la période dynamique

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismique

Sens	$V_{dyn}(KN)$	$V_{st}(KN)$	$0,8 \times V_{st}$	Remarque	Observation
X-X	1239.494	1538.859	1231.087	$V_{dyn} > 0,8V_{st}$	Vérifiée
Y-Y	1079.304	1342.730	1074.184	$V_{dyn} > 0,8V_{st}$	Vérifiée

#### IV.8 Conclusion

L'étude de la structure sous sollicitations dynamiques a été modélisée avec logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique, afin de dimensionner d'une manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a opté pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et verticale), on a opté pour des voiles d'épaisseur  $e = (15,20 \text{ cm})$ . Le nombre total des voiles prévus est de 9, 5 voiles disposés selon x et 4 voiles selon y. Les poteaux de dimension 55\*55 cm aux niveaux d'entre sol 1,2 et RDC, 50\*50 cm aux niveaux de 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages, 45\*45 aux niveaux 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1<sup>er</sup> selon x et le 2<sup>ème</sup> selon y, et le 3<sup>ème</sup> est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 7 selon x et dans le mode 8 selon y.

# ***CHAPITRE V :***

## ***Etude des éléments structuraux***

### V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

### V.2. 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 **etabs16** dans l'ordre suivant :

- |                   |                |         |
|-------------------|----------------|---------|
| 1) $G + Q$        | 4) $0.8G - E$  |         |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$     | 6) $G + Q - E$ |         |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$ )
2. ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ )
3. ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ )

#### V.2.1. Sollicitations et le ferrailage longitudinal

**Tableau V.1** : sollicitations dans les poteaux

Niveaux	Nmax→Mcor	Mmax→Ncor	Nmin→Mcor
Entre sol 2	-1972,5925 → -2,5813	-100,3145 → -1649,9758	696,9894 → 19,2357
Entre sol 1	-1705,0924 → 2,2717	-111,4034 → -1502,3899	393,1205 → 12,4252
RDC	-1375,8589 → -52,2754	145,4366 → -204,1645	121,502 → 23,8605

Etage 1	-1125,0457 → 2,9758	91,1917 → -278,0202	52,9699 → 28,2321
Etage 2	-900,5746 → -3,7657	77,1598 → -303,3767	25,6281 → 31,0495
Etage 3	-676,7866 → 3,2814	45,8243 → -254,4893	13,7676 → 10,8983
Etage 4	-458,0472 → 5,0208	43,2725 → -185,4653	-16,9738 → 10,3866
Etage 5	-241,0304 → 6,7103	45,4005 → -88,7183	32,5089 → 24,4699

- Exemple de calcul

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

$$N^{\max} = 1972.5925 \text{ kn}$$

$$M^{\text{cor}} = 2.5813 \text{ Kn.m}$$

$$b = 0.45 \text{ m} ; h = 0.50 \text{ m} ; d = 0.47 \text{ m}$$

$$e_g = \frac{M}{N} = \frac{2.5813}{1972.5925} = 1.3085 * 10^{-3}$$

$$e_g < \frac{h}{2} = 0.25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA' → SET

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_g = (0.25 - 0.03) + 0.0013 = 0.221 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (0.47 - 0.03) - 0.221 = 0.222 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{Nu e_2}{f_s 10 (d - d')} = \frac{1972.5925 \times 10^{-3} \times 0.222}{348 \times 0.44}$$

$$A_1 = 24.72 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{Nu e_1}{f_s 10 (d - d')} = \frac{1972.5925 \times 10^{-3} \times 0.221}{348 \times 0.44}$$

$$A_2 = 24.51 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A'_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 45 \cdot 47 \cdot \frac{2.1}{400} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.008 \cdot b \cdot h = 0.008 \cdot 45 \cdot 50 = 18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min}(A_1 ; A_2) = \text{min}(24.72 ; 24.51) \text{ cm}^2 = 24.51 \text{ cm}^2$$

$$A_2 > A_{\min} = 18 \text{ cm}^2$$

### 2<sup>ème</sup> cas :

$$M_{\max} = 100.3145 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 1649.9758 \text{ KN}$$

$$e_g = \frac{M}{N} = \frac{100.3145}{1649.9758} = 0.060$$

$$e_g = 0.060 < \frac{h}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_g = 0.28 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0.16 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1649.9758 \times 10^{-3} \times 0.16}{348 \times 0.44} = 14.93 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{1649.9758 \times 10^{-3} \times 0.28}{348 \times 0.44} = 15.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min}(A_1 ; A_2) = \text{min}(14.93 ; 15.03) \text{ cm}^2 = 14.93 \text{ cm}^2$$

### 3<sup>ème</sup> cas :

$$N_{\min} = -696.9894 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = -19.2357 \text{ KN.m}$$

$$e_g = \frac{M}{N} = \frac{19.2357}{696.989} = 0.027 < \frac{h}{2} = 0.25 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA' et N compression  
→SPC

$$(a) \geq (b) \dots \dots \dots I$$

$$a = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$b = N_u(d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 19.2357 + 696.9894 \cdot (0.47 - 0.25)$$

$$M_{UA} = 172.57 \text{ KN.m}$$

$$a = (0,337 \cdot 0,5 - 0,81 \cdot 0,03) \cdot 0,45 \cdot 0,5 \cdot 18,47 = 0.26$$

(a) > (b) ..... la condition est vérifiée Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua} \cdot 10^{-3}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{172.57 \cdot 10^{-3}}{0.45 \cdot 0.47^2 \cdot 18.47}$$

$$\mu_{bu} = 0.093 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.122$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.447 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} = \frac{172.57 \cdot 10^{-3}}{0.40 \cdot 400} = 10.53 \text{ cm}^2$$

**a) Ferrailage longitudinal**

**Tableau V.2 : ferrailage dans les poteaux**

Niveaux	Section	A(cm <sup>2</sup> )	A(RPA)	Nombre de barres	Aadopté(cm <sup>2</sup> )
Entre sol 1	45*50	24.51	18	4HA20+8HA14	24.89
Entre sol 2	45*50	21.44	18	4HA20+8HA12	21.62
RDC	45*50	14.23	18	4HA20+8HA12	21.62
Etage 1	40*45	13.87	14.4	8HA16	16.08
Etage 2	40*45	11.01	14.4	8HA16	16.08

Etage 3	35*40	8.21	11.2	12HA12	13.57
Etage 4	35*40	5.35	11.2	12HA12	13.57
Etage 5	35*40	2.51	11.2	12HA12	13.57

### b) Les armatures transversales

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

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

Avec :  $V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

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

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale**  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$  en zone IIa
- **Dans la zone courante**  $t' \leq 15\phi_l$  en zone IIb et III

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

#### - La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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

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

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

**Tableau V.3 : ferrailage des armatures transversales**

Niveau	1et2	3	4et5	5et6	8
Section (cm <sup>2</sup> )	45*50	45*50	40*45	35*40	35*40
$\phi_t^{\max}$ (cm)	2	2	2	2	2
$\phi_t^{\min}$ (cm)	1,2	1,2	1,6	1,2	1,2
$l_f$ (cm)	214,2	297,5	214,2	214,2	214,2
$\Delta g$	4,76	6,61	5,35	6,12	6,12
Vu (KN)	97,1	97,06	79,59	50,08	31,43
$l_r$ (cm)	80	80	80	80	80
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15	15
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2,73	1,8	1,65	1,17	0,73
$A_t^{\min}$ zone courane (cm <sup>2</sup> )	3,57	3,57	3,18	2,78	2,78
$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	6HA10=4.7	6HA10=4.7	6HA10=4.7	4HA10=3.1	4HA10=3.1

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

### V.2.2. Vérifications

#### a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

On a  $N_u^{\max} < N_u$  condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement

$$N_u^{\max} \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$A_s$  : 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

$$\gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$\alpha$  : est un coefficient en fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50$$

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha / 1.10$ .

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.}$$

$$\lambda = 4 \times l_f / f \text{ pour les sections circulaires.}$$

$l_f = 10$  longueur de flambement.

$$N_d = 1962,59 \text{ KN}$$

$$l_f = 2.142 \text{ cm; } \lambda = 16,46 < 50; \alpha = 0,81$$

$$B_r = (0.45 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.2064 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0,81 \left( \frac{0,2064 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{24,89 \times 10^{-4} \times 400}{1} \right) = 4844,69 \text{ Kn}$$

Tableau V.4 : vérification au flambement des poteaux

Niveau	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$I$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (KN)	$N_u^{\max}$ (KN)
1et2	3.06	2.142	0.187	16,46	0,81	24,89	0,2064	4844.69	1962.59
3	4,25	2,975	0.173	22,87	0,78	21,62	0,2064	4563.24	1375.85
4et5	3.06	2,142	0.158	18,52	0,80	25.13	0,1634	3961.64	1125.04
6et7	3.06	2,142	0.144	2,142	0,79	24.89	0,1254	3179.42	676.78
8	3.06	2.142	0.129	2,142	0,79	18.73	0,1254	2984.76	241.03

Du tableau ci-dessus on constate que  $N_u^{\max} < N_u$

**b) Vérification des contraintes**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte

de compression du béton seulement, et pour cela

nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v\right)$$

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

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a :

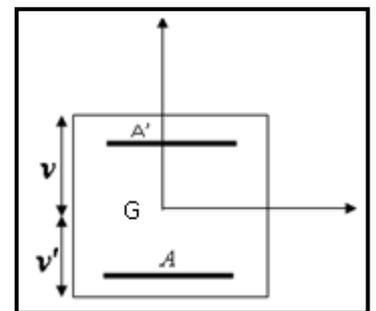


Figure V.1 : Section du poteau

Tableau V.4 : vérification des contraintes

Niveau	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KNm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obser
1 et 2	47	24,89	28,13	21,87	623734,34	-1427.0613	-2.8777	5,44	Vérifier
3	54	37.7	33.25	26.75	605937,86	-995.6797	0.1334	3,86	Vérifier
4 et 5	49.5	25.13	29.93	25.07	384628,61	-818.7725	-8.9452	4,01	Vérifier
6 et 7	45	25.13	27.62	22.38	238025,43	-493.0146	4.1255	2,12	Vérifier
8	40.5	20.61	24.88	20.12	238025,43	-176.4741	10.0297	1,10	Vérifier

## b) Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

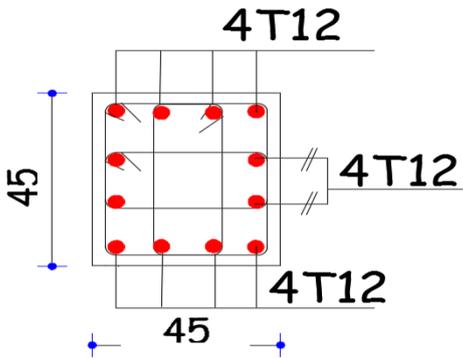
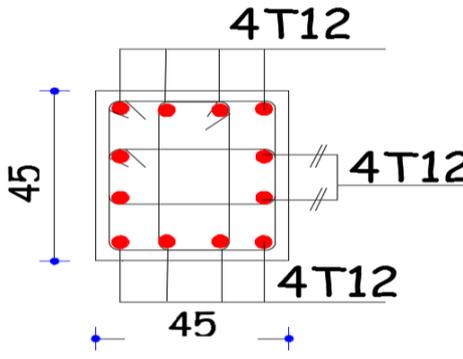
$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau V.6 : Vérification des contraintes de cisaillements

Niveau	Section	l <sub>f</sub> (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d(cm)	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	observ
1 et 2	55*55	2.142	4,76	0.04	47	97,1	0,46	1	Verifier
3	55*55	2,975	6,61	0,075	47	97,06	0,45	1,875	Verifier
4 et 5	50*50	2,142	5,35	0,075	42	79,59	0,58	1,875	Verifier
6 et 7	50*50	2.142	6,12	0,075	37	50,08	0,38	1,875	Verifier
8	45*45	2.142	6,12	0,075	37	31,43	0,24	1,875	Verifier

Tableau V.7 : schémas de ferrailage des poteaux

<p>Etage 1</p>	<p>Etage 2</p>
<p>Etage 3</p>	<p>Etage 4</p>

Etage 5	Etage 6
	
Etage 7	Etage 8

### V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $V$ ), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **IIa**.

- **Calcul de ferrailage**

#### Poutre principale (30\*35)

$b=30\text{cm}$  ;  $h = 35\text{cm}$  ;  $d = 31\text{ cm}$

$f_{c28}=25\text{ MPa}$  ;  $f_t = 2.4\text{ MPa}$  ;  $F_e E400 = 14.2\text{ MPa}$

**En travée (ELU) :**

$$M_t = 56.5071\text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = 0.138 < u_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0.186$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.287$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M}{z \cdot f_{st}} = 5.66 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimale des armatures :**

$$A'_{\text{min}} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 300 \times 350$$

$$A'_{\text{min}} = 5.25 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} (A_{\text{calculé}} ; A'_{\text{min}} ; A_{\text{min}})$$

$$A_s = \text{max}(5.66 \text{ cm}^2 ; 5.25 \text{ cm}^2 ; 1.12 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 5.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

**Zone courante :**

$$A = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A^{\text{adopté}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

**Zone de recouvrement :**

$$A = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A^{\text{adopté}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$L_r = 64 \text{ mm}$$

**Diamètre minimale des armatures transversales :**

$$\varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

**Les armatures transversales :**

$$A_t = A_l/4 = 6.03/4$$

$$A_t = 1.51 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacements

Zone nodale  $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante  $St = 15 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}$$

**En appuis (G+Q+E<sub>x,min</sub>)**

$$M_{\text{appui}} = 96.9196 \text{ Kn.m}$$

**Armatures longitudinales :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{96.9196}{0.3 \cdot 14.2 \cdot 0.31^2} = 0.236$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{Mu}{z \cdot f_{st}}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0.341$$

$$Z = 0.267 \text{ m}$$

$$A = \frac{96.9196}{0.267 \cdot 348} = 10.43 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimale des armatures :**

$$A'_{\min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\text{calculé}}, A'_{\min}; A_{\min})$$

$$A_s = \max(10.43 \text{ cm}^2; 5.25 \text{ cm}^2; 1.26 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 10.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prends } 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = 10.65 \text{ cm}^2$$

**Verification des armatures selon le RPA99/2003 :**

**Zone courante :**

$$A = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 10.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

**Zone de recouvrement :**

$$A = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 10.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

**Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 16 = 64 \text{ mm}$$

### V.3.1. Ferrailage des poutres

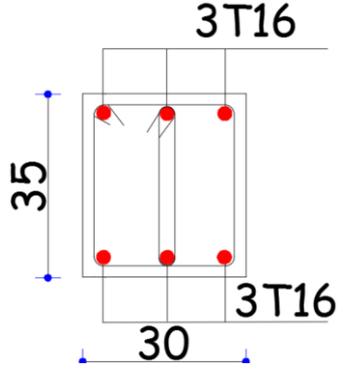
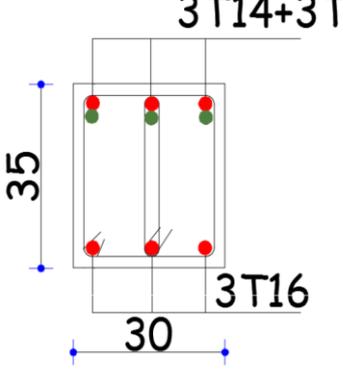
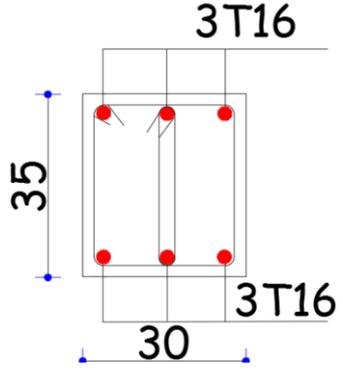
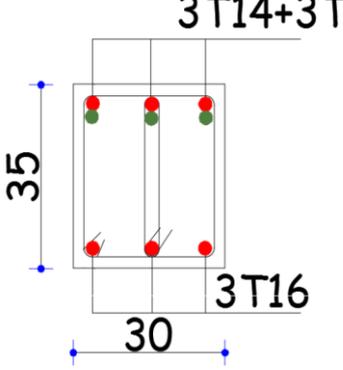
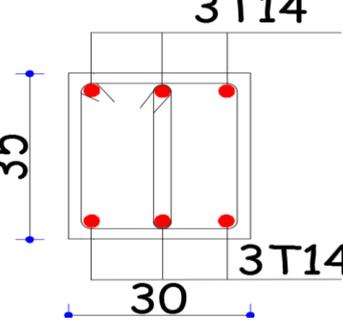
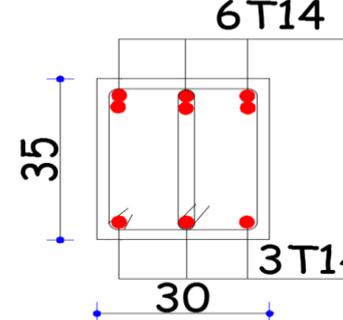
Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA**.

- **Sollicitations de calculs**

**Tableau V.8 :** les sollicitations et le ferrailage des poutres principales

Niveaux	Section(cm <sup>2</sup> )	Local	M(KN.m)	V(KN)	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
1 et 2	30*35	Travée	56.5071	115.99	5.25	5.65	3HA16 = 6.03
		Appui	-96.9196		5.25	10.43	3HA16+3HA14=10.65
3 et 4	30*35	Travée	52.2821	229.9	5.25	5.22	3HA16 =6.03
		Appui	-89.3421		5.25	9.47	3HA16+3HA14=10.65
5 et 6	30*35	Travée	42.8756	120.13	5.25	4.20	3HA14 = 4.62
		Appui	-79.4905		5.25	8.27	6HA14 = 9.24
7 et 8	30*35	Travée	42.6826	87.29	5.25	4.18	3HA14 = 4.62
		Appui	-71.592		5.25	7.24	5HA14 = 7.70

Tableau V.9 : schémas ferrillages des poutres principales

Etage	Travées	Appuis
Etages 1 , 2 , 4	 <p>3T16</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>3T16</p>	 <p>3T14+3T16</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>3T16</p>
Etage 3	 <p>3T16</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>3T16</p>	 <p>3T14+3T16</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>3T16</p>
Etages 5 et 6	 <p>3T14</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>3T14</p>	 <p>6T14</p> <p>35</p> <p>30</p> <p>3T14</p>

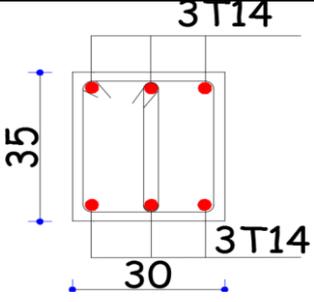
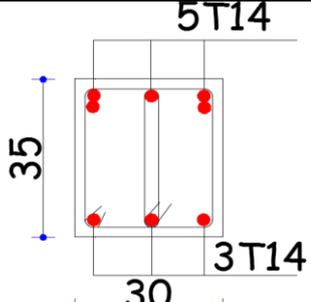
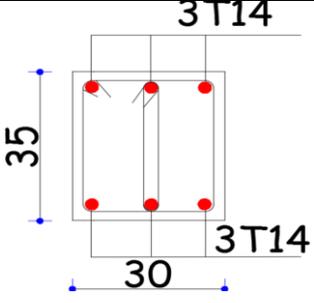
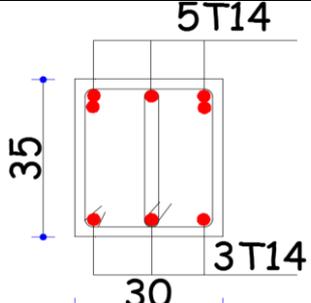
Etage 7		
Terrasse inaccessible		

Tableau V.10 : les sollicitations et le ferrailage des poutres secondaire

Niveaux	Section(cm <sup>2</sup> )	Local	M(KN.m)	V(KN)	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
1 et 2	25*30	Travée	55.0925	68.01	1.35	6.82	5HA14=7.70
		Appui	-54.3804		1.35	6.73	5HA14=7.70
3 et 4	25*30	Travée	66.8095	70.61	1.35	8.53	3HA14+2HA16=8.64
		Appui	-65.8502		1.35	9.32	3HA14+3HA16=10.65
5 et 6	25*30	Travée	59.029	63.99	1.35	6.70	5HA14=7.70
		Appui	-59.2437		1.35	7.66	5HA14=7.70
7 et 8	25*30	Travée	40.8789	0.1255	1.35	5	5HA14=7.70
		Appui	-44.2861		1.35	5.46	5HA14=7.70

Tableau V.11 : schémas ferrillages des poutres secondaires

Etages	Appuis	Travées
Etages 1 et 2 et 5 et 6 et 7 et 8	<p>5T14</p> <p>3T14</p> <p>25</p> <p>30</p>	<p>3T14</p> <p>30</p> <p>25</p> <p>5T14</p>
Etages 3 et 4	<p>3T14+2T16</p> <p>3T14</p> <p>25</p> <p>30</p>	<p>3T14</p> <p>30</p> <p>25</p> <p>3T14+3T16</p>

### V.3.2. Recommandation du RPA 99

#### ▪ Armatures longitudinales

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

Poutres principales  $\rightarrow A_{min} = 0.5\% (b \cdot h) = 0.5\% (25 \cdot 30) = 3.75 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires  $\rightarrow A_{min} = 0.5\% (b \cdot h) = 0.5\% (30 \cdot 35) = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$\rightarrow 4\%$  en zone courante

$\rightarrow 6\%$  en zone de recouvrement

#### ▪ Longueurs de recouvrement

$L_r > 40\phi_L$

$-\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$ .

$-\emptyset = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 60\text{cm}$ .

$-\emptyset = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$ .

### ▪ Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \text{ BAEL91 (Article H.III.3)}$$

#### - Poutres principales

$\emptyset_t < \min(10 ; 30 ; 12) \text{ mm}$ , donc on prend  $\emptyset_t < 10\text{mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\emptyset 10$  d'où  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ .

#### - Poutres secondaires

$\emptyset_t < \min(8.57 ; 30 ; 12) \text{ mm}$ , donc on prend  $\emptyset_t < 8.57\text{mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de  $\emptyset 8$  d'où  $A_t = 4\text{T}8 = 2.01\text{cm}^2$ .

### ▪ Espacement $S_t$ d'armatures transversales

#### 1-Selon RPA99

Zone nodale :  $S_t < \min(h/4, 12\emptyset_{\min}, 30\text{cm}) = 8.57\text{cm}$  soit  $S_t = 8\text{cm}$

Zone courante :  $S_t < h/2 = 17.5 \text{ cm}$ . Soit  $S_t = 15\text{cm}$

#### -Vérification des sections d'armatures transversales

$A_t > 0.003 \times S_t \times b$ .

$A_t (=2.01\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.12\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

### ▪ Vérifications [BAEL91]

#### a) Vérification à l'ELU

#### 1-Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e \leq A^{\text{cal}}$$

→ Poutres principales :  $A^{\min} = 1.28 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

→ poutres secondaires :  $A^{\min} = 0.93 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

#### 2-Contrainte tangentielle maximale

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau V.12 : Vérification des contraintes tangentielles**

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ (MPa)	Observation
Poutres principales	229.9	2.47	3.33	Vérifiée
Poutres secondaires	70.61	1.08	3.33	Vérifiée

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

-Appuis de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1).$

-Appuis intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d}) \dots\dots\dots (2).$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Poutres	A <sub>L</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>int</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	10.65	120.13	96.9196	5.74	-8.67	Vérifiée
Secondaires	10.65	70.61	66.8095	1.76	-6.01	Vérifiée

**b) Vérification à l'ELS**

**1. Etat limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.14 : Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	Observation
Principales	Appuis	-54.3621	5636.29	11	1.6*10 <sup>-5</sup>	Vérifier
	Travées	39.7927	5636.29	11	7.81	Vérifier
Secondaires	Appuis	-15.3154	29640.04	9.55	4.93	Vérifier
	Travées	10.5699	29640.04	9.55	3.40	Vérifier

### 2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau V.15 : Vérification de la flèche pour les poutres

	H Cm	B Cm	L Cm	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	35	30	450	8.53	0.077	0.056	0.008	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier
PS	30	25	430	5.65	0.069	0.047	0.008	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### V.4. Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1.25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les

Rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

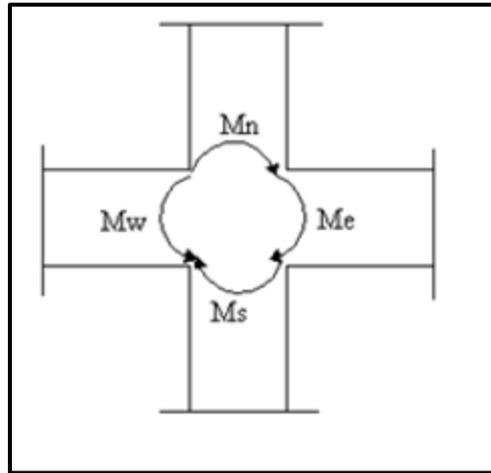


Figure V.2 : répartition des moments

$$M_n + M_s \geq 1,25 (M_e + M_w) \quad \text{RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

- **Détermination des moments résistants**

Le moment résistant «  $M_r$  » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.85 \times h$$

- **Poteaux**

Tableau V.16 : les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
1 et 2	55*55	49	9.28	487,844
3	55*55	49	8.54	423,752
4 et 5	50*50	44	8.04	283,008
6 et 7	50*50	44	4.52	238,832
8	45*45	39	4.52	184,552

- Poutre

**Tableau V.17** : les moments résistant dans les poutres principales.

Niveau	Section (cm)	Z(m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_r(\text{KNm})$
1 et 2	30*35	27	10.65	115020
3 et 4	30*35	27	10.65	115020
5 et 6	30*35	27	10.65	115020
7 et 8	30*35	27	8.04	86832

**Tableau V.18** : les moments résistant dans les poutres secondaires.

Niveau	Section (cm)	Z (m)	$A_s (\text{cm}^2)$	$M_r(\text{KNm})$
1 et 2	25*30	22	8.04	70752
3 et 4	25*30	22	10.65	93720
5 et 6	25*30	22	8.04	70752
7 et 8	25*30	22	6.03	53064

**2.Vérification des zones nodales****Tableau V.19:** Vérification des zones nodales

Sens principale

Niveau	$M_n$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_n+M_s$ (KN.m)	$1,25*(M_w+M_e)$ (KN.m)	Observation
1	147,04	161,15	66,07	61,90	308,19	159,97	<b>Vérifiée</b>
2	66,07	147,04	66,07	61,90	213,10	159,97	<b>Vérifiée</b>
3	125,84	147,04	66,07	61,90	272,88	159,97	<b>Vérifiée</b>
4	125,84	147,04	66,07	61,90	251,69	159,97	<b>Vérifiée</b>
5	63,67	125,84	50,62	61,90	127,35	140,65	<b>Vérifiée</b>
6	63,67	63,67	50,62	61,90	127,35	140,65	<b>Vérifiée</b>

7	63,67	63,67	50,62	50,62	127,35	126,55	Vérifiée
8	169,92	63,67	50,62	50,62	233,59	126,55	Vérifiée

Sens secondaire

Niveau	M <sub>n</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (KN.m)	1,25*(M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> ) (KN.m)	Observation
1	147,04	161,15	50,62	61,90	308,19	140,65	Vérifiée
2	50,62	147,04	50,62	61,90	197,66	140,65	Vérifiée
3	125,84	147,04	50,62	61,90	272,88	140,65	Vérifiée
4	125,84	125,84	50,62	61,90	251,69	159,97	Vérifiée
5	63,67	125,84	50,62	61,90	189,52	140,65	Vérifiée
6	63,67	63,67	50,62	61,90	127,35	140,65	Vérifiée
7	63,67	63,67	50,62	50,62	127,35	126,55	Vérifiée
8	169,92	63,67	50,62	50,62	233,59	126,55	Vérifiée

**Commentaire** : les vérifications de zone nodale sont vérifiées dans tous les niveaux

## V-5. Etude des voiles

### V.5.1. Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d'armatures verticales et horizontales.

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

**-Voiles élancés** avec :  $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

-Voiles courts avec :  $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

### V.5.2. Recommandation du RPA99

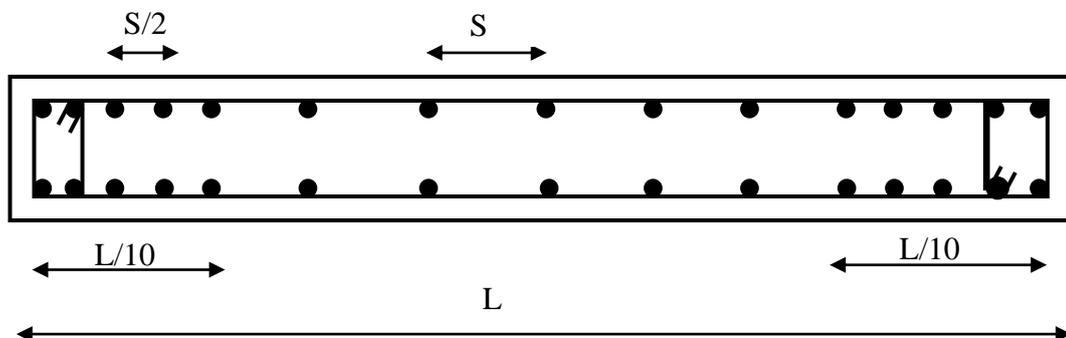
#### a- Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t$  est inférieur à l'épaisseur du voile ( $e$ ).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de  $L/10$  dans les zones extrêmes.



**Figure V.3 :** Disposition des armatures verticales (vue en plan)

**b- Armatures horizontales**

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Ø.

**c- Armatures transversales**

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m<sup>2</sup> au moins.

**d- armatures de couture**

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

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**e- Règles communes**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$  ..... Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$  ..... Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $S < \min (1.5a, 30\text{cm})$ .

Diamètre des barres (horizontales et verticales)  $\emptyset < a/10$  en zone courante.

**f-Longueur de recouvrement**

$L_r = 40\emptyset$  en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\emptyset$  en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

**V.5.3. Ferrailage des voiles****1. Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée —

sous (M et N) pour une section (e×L) comme indiquée

sur la figure (V-3-4).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

Suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M$  correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$  correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$  correspondant.

Niveau	Voile	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	$V_{\max}$
1	Voile 1	-1565,5248 → -1431,9302	126,9938 → 1297,7441	-1431,9302 → -1565,5248	-332,1027
2		-1169,0844 → -1017,5743	-95,272 → 914,4665	-1017,5743 → -1169,0844	-275,5828
3		-894,1456 → -49,4152	-281,7448 → 784,3724	-865,5235 → -800,0231	-282,1378
4		-746,9633 → -4,7562	-219,1685 → 339,6107	-376,9492 → -658,5953	-215,905
5		-569,7428 → -241,3351	-78,8144 → 173,03	-241,3351 → -569,7428	-162,6185
6		-491,1221 → -178,975	-9,3555 → 141,1646	-191,7233 → -489,1621	-153,8924
7		-375,5861 → -176,5179	48,4569 → 143,5855	-176,5179 → -375,5861	-102,5304
8		-187,0703 → -187,4269	35,1112 → 145,4191	-187,4269 → -187,0703	-83,7677
1	Voile 2	-1329,9372 → -15,1489	60,6726 → 12,1211	-274,242 → -1051,0788	111,2624
2		-1195,5834 → -54,1402	105,3243 → 49,1759	-109,6349 → -801,4705	75,8802
3		-1015,6241 → -108,614	81,6749 → 158,3077	167,8526 → -106,9876	168,0235
4		-645,0342 → -41,2199	-43,6384 → 41,5866	-78,5825 → -640,9	-53,1418
5		-441,9238 → -42,2199	-97,1751 → 4,58	-77,3557 → -385,487	-51,2826
6		-335,9067 → -23,6855	-99,6303 → 29,4214	-55,6046 → -310,695	-45,0584
7		-216,7677 → -49,9496	-46,6522 → 14,5414	-49,9496 → -216,7677	-39,4853
8		-124,5469 → -32,6943	-17,527 → 10,9276	-32,6943 → 124,5469	-27,0859
1	Voile 3	-895,8865 → -303,3626	149,157 → 335,9685	-341,9276 → -628,5648	-147,3909
2		-588,3744 → -144,0616	-27,1204 → -4,0656	198,1087 → -244,6686	101,2034
3		-476,6057 → 59,8638	-26,6463 → -11,8656	210,4124 → -295,5161	96,1484

4	-426,8809→24,5512	-32,4532→-12,4324	91,3092→-245,3623	66,7646
5	-299,3931→27,9786	-28,9134→-8,20	85,9551→-160,9266	62,8596
6	-250,8156→-5,1724	-19,2715→11,3797	105,6767→-121,449	76,9011
7	-203,7482→-7,691	22,1401→5,6537	-64,2391→-188,7252	-51,5889
8	-126,5621→11,3049	6,8342→-6,8406	-82,189→-108,9838	53,6587

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**

**Exemple de calcul :**

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

$$N_{\max} = 895.887 \text{ Kn}$$

$$M_{\text{cor}} = 303.362 \text{ Kn.m}$$

$$L = 1 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; d = 0.97 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{M} + \frac{M}{I} \times V = \frac{895,887 \times 10^{-3}}{0.2} + \frac{303,362 \times 10^{-3}}{0.016} \times 0.5$$

$$\sigma_{\max} = 10,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{M} - \frac{M}{I} \times V = \frac{895,887 \times 10^{-3}}{0,2} - \frac{303,362 \times 10^{-3}}{0,016} \times 0,5$$

$$\sigma_{\min} = -9,47 \text{ MPa}$$

$$e_g = \frac{M}{N} = 0,33 < \frac{h}{2} = 0,5 \text{ m} \rightarrow \text{SPC}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 303,362 + 895,887 \times (0,97 - 0,5)$$

$$M_{UA} = 563,64 \text{ Kn.m}$$

$$(0,337 \cdot h - 0,81d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = [(0,337 \cdot 1 - 0,81 \cdot 0,03) - 563,64] \times 10^{-3} = 1,15 \dots \dots \dots (1)$$

$$N_u(d-d') - M_{UA} = [895,887 \times (0,97 - 0,03) - 563,64] \times 10^{-3} = 0,27 \dots \dots \dots (2)$$

(1) > (2) c'est vérifié

Donc la section est particulièrement comprimée se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{563,64 \times 10^{-3}}{0,2 \times 18,47 \times 0,97^2} = 0,162$$

$$\mu_{bu} = 0,162 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,222$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,883 \text{ m}$$

$$A = \frac{Mu}{z \times f_{st}} = \frac{563,64 \times 10^{-3}}{0,883 \times 400} = 5,34 \text{ cm}^2$$

**condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 97 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 2,34 \text{ cm}^2$$

**2ème cas :**

$$N_{\min} = 149,157 \text{ Kn}$$

$$M_{\text{cor}} = 335,9685 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{149,157 \times 10^{-3}}{0,2} + \frac{335,9685 \times 10^{-3}}{0,016} \times 0,5$$

$$\sigma_{\max} = 11,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{149,157 \times 10^{-3}}{0,2} - \frac{335,9685 \times 10^{-3}}{0,016} \times 0,5$$

$$\sigma_{\min} = -9,75 \text{ MPa}$$

$$e_g = \frac{M}{N} = 2,25 > \frac{h}{2} = 0,5 \text{ m} \rightarrow \text{SPC}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 335,9685 + 149,157 \times (0,97 - 0,5)$$

$$M_{UA} = 406,07 \text{ Kn.m}$$

$$(0,337 \cdot h - 0,81d') b \cdot h \cdot f_{bu} = [(0,337 \cdot 1 - 0,81 \cdot 0,03) - 563,64] \times 10^{-3} = 1,15 \dots \dots (1)$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = [149,157 \times (0,97 - 0,03) - 406,07] \times 10^{-3} = -0,26 \dots \dots \dots (2)$$

Donc la section est particulièrement comprimée se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{406,07 \times 10^{-3}}{0,2 \times 18,47 \times 0,97^2} = 0,116$$

$$\mu_{bu} = 0,116 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,154$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,910 \text{ m}$$

$$A = \frac{Mu}{z \times f_{st}} = \frac{406,07 \times 10^{-3}}{0,910 \times 400} = 3,15 \text{ cm}^2$$

**condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 97 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 2,34 \text{ cm}^2$$

**3<sup>ème</sup> cas :**

$$M_{\max} = -341,9276 \text{ Kn.m}$$

$$N_{cor} = -628,5648 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{-628,5648 \times 10^{-3}}{0,2} - \frac{341,9276 \times 10^{-3}}{0,016} \times 0,5$$

$$\sigma_{\max} = -13,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{-628,5648 \times 10^{-3}}{0,2} + \frac{341,9276 \times 10^{-3}}{0,016} \times 0,5$$

$$\sigma_{\min} = -0,29 \text{ MPa}$$

$$e_g = \frac{M}{N} = 0,54 > \frac{h}{2} = 0,5 \text{ m} \rightarrow \text{SPC}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = -341,9276 - 628,5648 \times (0,97 - 0,5)$$

$$M_{UA} = -637,35 \text{ Kn.m}$$

$$(0,337 \cdot h - 0,81d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = [(0,337 \cdot 1 - 0,81 \cdot 0,03) - 563,64] \times 10^{-3} = 1,15 \dots \dots (1)$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = [-628,5648 \times (0,97 - 0,03) + 637,35] \times 10^{-3} = 0,046 \dots \dots (2)$$

Donc la section est particulièrement comprimée se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{637,35 \times 10^{-3}}{0,2 \times 18,47 \times 0,97^2} = 0,183$$

$$\mu_{bu} = 0,183 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,254$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,871\text{m}$$

$$A = \frac{Mu}{z x f_{st}} = \frac{637,35 x 10^{-3}}{0,871 x 400} = 4,29 \text{ cm}^2$$

**condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 x b x d x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 x 20 x 97 x \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 2,34 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.19 : ferrailage de voile Vy3, Vy4**

Section	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8
E	0.2	0.2	0.2	0.2
L	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.17	1.17	1.17	1.17
M	49.18	158.30	29.42	14.54
V (KN)	111.26	168.08	51.28	39.4853
$\tau$	0.72	1.09	0.44	0.34
$\bar{\tau}$	5	5	5	5
$A^{\text{cal}}$	0	2.83	0	0
$A^{\text{min}}$	3.6	3.6	2.7	2.7
I	0.029	0.029	0.022	0.022
V (m)	0.6	0.6	0.6	0.6
$\sigma_1$	1.46	3.63	1.37	0.66
$\sigma_2$	-0.58	-2.95	-0.26	-0.14
Lt	0.34	0.54	0.19	0.22

$L_c$ (m)	0.51	0.12	0.81	0.77
$A^{\min}$ tendu ( $\text{cm}^2$ )	1.37	2.15	0.58	0.65
$A^{\min}$ courant ( $\text{cm}^2$ )	1.03	0.25	1.22	1.15
$S_t$ (m)	20	20	20	20
$A_v^{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	4.02	4.02	4.02	4.02
$A_v^{\text{adopté}}$ /face ( $\text{cm}^2$ )	6HA10	6HA10	2HA16	2HA16
$A_h^{\text{calculé}}$ ( $\text{cm}^2$ )	0.9	1.36	0.42	0.32
$A_h^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	0.6	0.6	0.45	0.45
$A_h^{\text{adopté}}$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

Tableau V.20 : ferrailage de voile Vy1, Vy2

Section	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8
E	0.2	0.2	0.15	0.15
L	2.5	2.5	2.5	2.5
D	2.47	2.47	2.47	2.47
M	1297.74	784.37	141.16	145.42
V (KN)	332.10	282.14	162.62	102.53
$\tau$	1.03	0.68	0.67	0.43
$\bar{\tau}$	5	5	5	5
$A^{\text{cal}}$	14.03	5.49	1.52	1.2
$A^{\min}$	7.5	7.5	5.63	5.63
I	0.26	0.26	0.19	0.19
V (m)	1.25	1.25	1.25	1.25
$\sigma_1$	6.48	4.32	0.92	1.02
$\sigma_2$	-5.97	-3.20	-0.87	-0.83
Lt	1.2	1.06	1.22	1.12

$L_c$ (m)	0.1	0.37	0.07	0.85
$A^{\min}$ tendu ( $\text{cm}^2$ )	4.8	4.25	3.25	3.37
$A^{\min}$ courant ( $\text{cm}^2$ )	0.2	0.75	0.1	0.58
$S_t$ (m)	20	20	20	20
$A_v^{\text{adopté}}/\text{face}$ ( $\text{cm}^2$ )	14HA12	14HA10	14HA10	14HA10
$A_v^{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	15.39	9.58	9.58	9.58
$A_h^{\text{calculé}}$ ( $\text{cm}^2$ )	1.29	1.1	0.63	0.4
$A_h^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	0.6	0.6	0.45	0.45
$A_h^{\text{adopté}}$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
N	126.89	281.74	9.36	35.11

Tableau V.21: ferrailage de voile Vx1, VX2, Vx3, Vx4, Vx5

Section	1 et 2	3 et 4	5 et 6	7 et 8
E	0.2	0.2	0.15	0.15
L	1	1	1	1
D	0.97	0.97	0.97	0.97
M	335.47	210.41	105.68	82.19
N	149.16	295.52	121.45	108.98
V (KN)	147.39	96.15	76.90	53.66
$\tau$	1.15	0.75	0.8	0.96
$\bar{\tau}$	5	5	5	5
$A^{\text{cal}}$	8.84	2.64	1.55	0
$A^{\min}$	3	3	2.25	2.25
I	0.016	0.016	0.013	0.013
V (m)	0.5	0.5	0.5	0.5
$\sigma_1$	10.82	7.789	5.03	4.01

$\sigma_2$	-9.47	-4.83	-3.01	-2.56
Lt	0.46	0.8	0.4	0.39
L <sub>c</sub> (m)	0.07	0.23	0.12	0.22
A <sup>min</sup> tendu (cm <sup>2</sup> )	1.85	1.53	1.21	1.17
A <sup>min</sup> courant (cm <sup>2</sup> )	0.15	0.47	0.39	0.33
S <sub>t</sub> (m)	20	20	20	20
A <sub>v</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )	3.24	4.71	4.71	4.71
A <sub>v</sub> <sup>adopté</sup> / fac (cm <sup>2</sup> )	6HA14	6HA10	6HA10	6HA10
A <sub>h</sub> <sup>calculé</sup> (cm <sup>2</sup> )	1.43	0.93	0.15	0.52
A <sub>h</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.45	0.45
A <sub>h</sub> <sup>adopté</sup>	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01

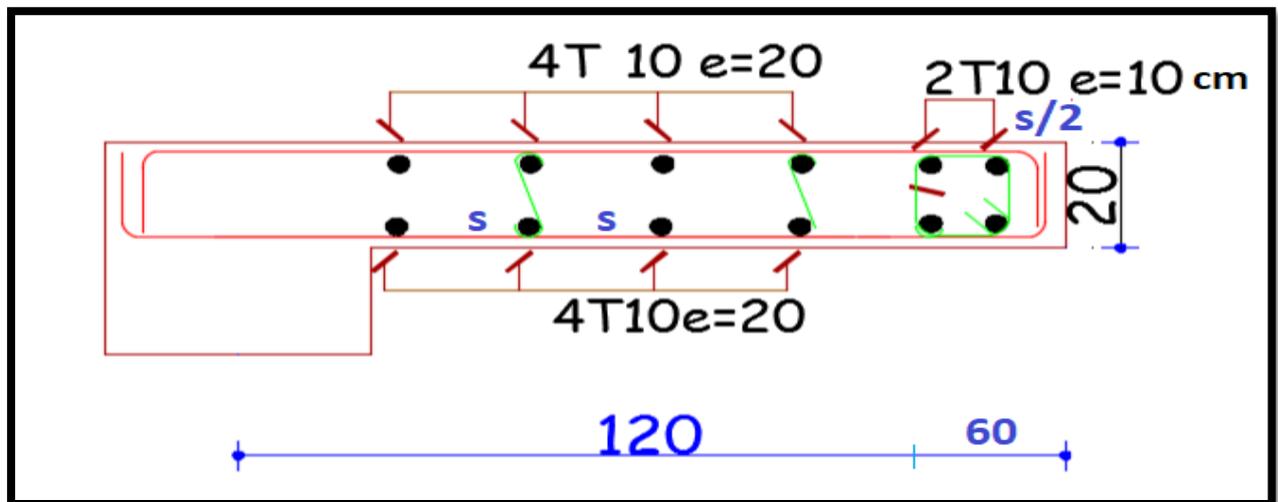


Figure V.4 : schéma ferrailage de voile Vy4

## V.6. Conclusion :

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum de RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

# ***CHAPITRE VI :***

## ***Etude de l'infrastructure***

### VI.1. Introduction

La fondation est un ensemble des éléments qui ont pour l'objectif d'assurer la transmission des charges et les surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit ; directement au sol « Fondations superficielle » : semelles (isolées, filantes) ou des radiers), soit indirectement « Fondations profondes » : pieux par exemple.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges et évite les tassements différentiels.

### VI.2. Choix de type de fondations

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.50 bar pour une profondeur de 2.5 m par rapport au terrain naturel.

### VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$1)G + Q \pm E; \quad 2)0.8 \times G \pm E$$

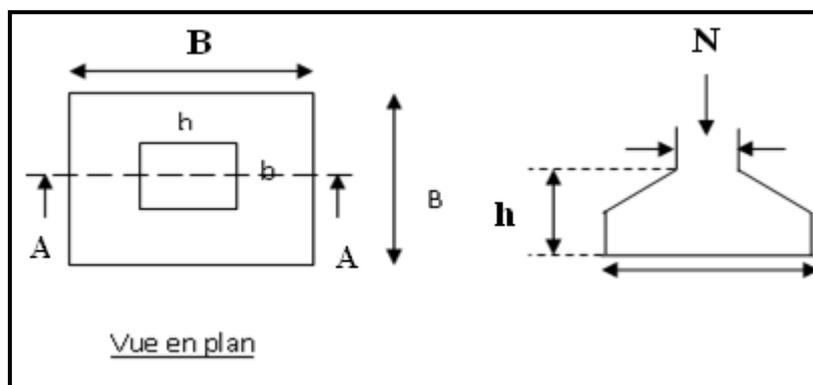
### VI.4. Etude des fondations

#### VI.4.1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le **logiciel ETABS 2016**.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.



**Figure VI.1** : schéma de la Semelle isolée de fondation.

$$N = 1427.059 \text{ KN}; \quad \overline{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MP}$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (*)$$

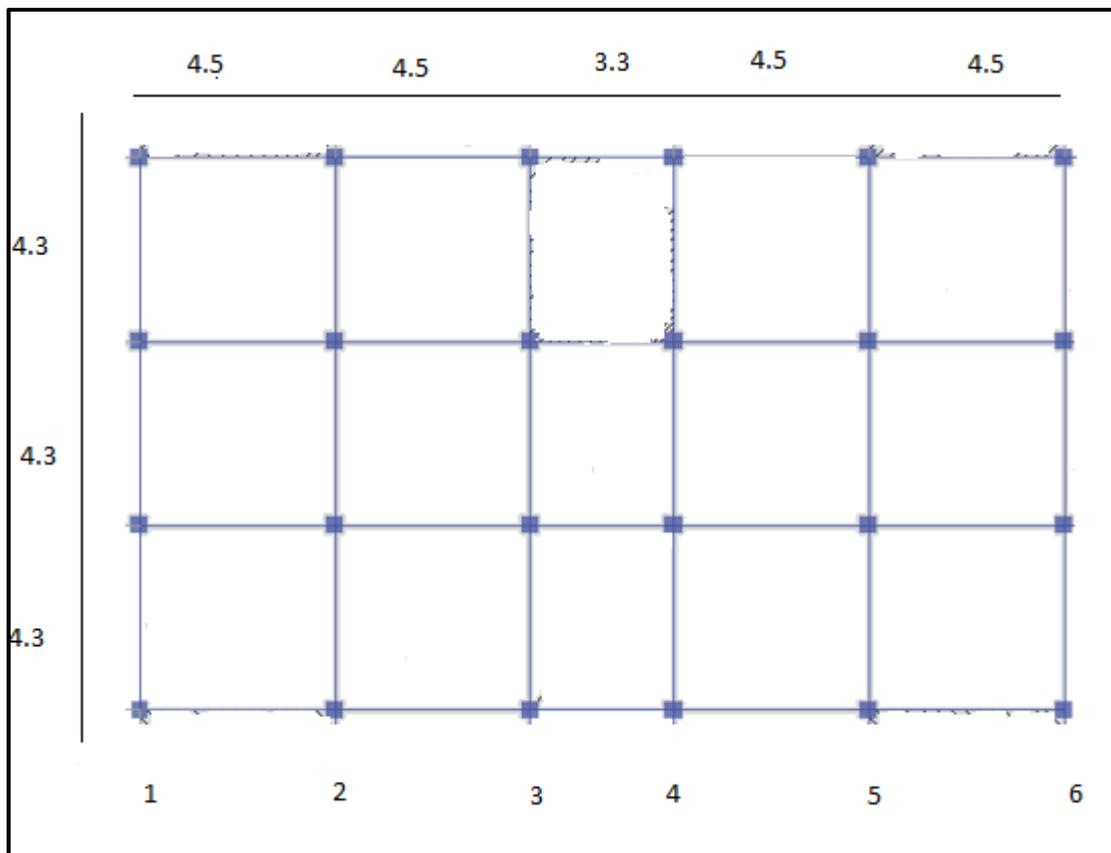
On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$  on remplace la valeur de A

dans (\*) et on trouve la valeur de B :  $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{0.45 \times \frac{1427.059}{150}} = 3.25m$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte les entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas, pour cela on passe à étudier les semelles filantes.

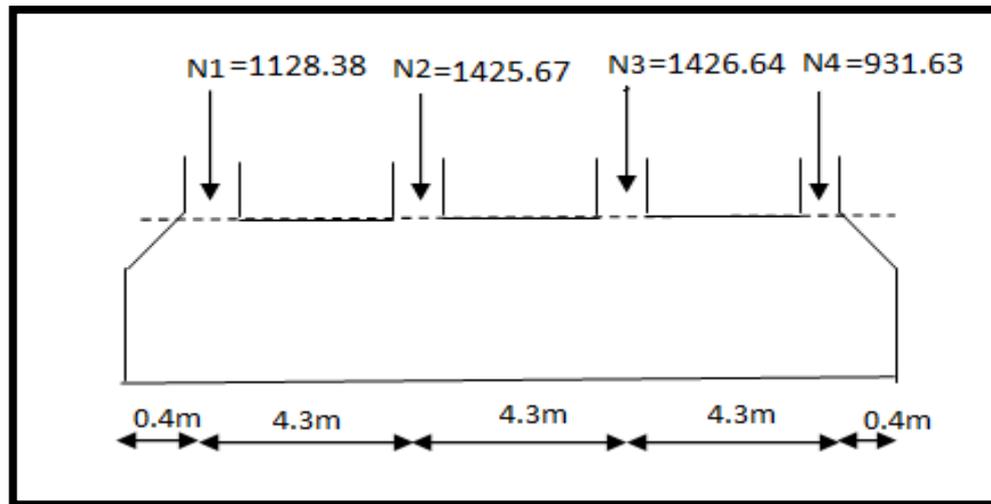
**VI.4.2. Vérification des semelles filantes**

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel ETABS V16, pour tirer les efforts normaux situés sous les files des portiques.



**Figure VI.2 : les différentes files des semelles filantes**

La figure suivante présente la coupe de la file la plus sollicitée (file 5)



**Figure VI.3 :** semelle filante dans la file 5

D'après les résultats de logiciel ETABS V16 on constate que la file numéro 5 est la plus sollicitée. La surface totale des semelles se calcule par la formule suivante :

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

$$B \geq \frac{4912.3402}{150 \times 12.9} = 2.53\text{m}$$

Vu que l'entraxe minimal de deux portiques parallèles est de 4.3m, on remarque qu'il n'y a pas un chevauchement entre deux semelles, ce qui revient à dire que ce type de fondation adéquate pour notre cas.

### VI.5. Etude des semelles filantes

#### ➤ Dimensionnement

##### • Calcul de la largeur de la semelle(B)

$$S = \frac{\sum Ni}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{4912.3402 \times 10^{-3}}{0.15} = 32.75 \text{ m}^2$$

S : surface de semelle

$$L = 12.9\text{m}$$

$$B \geq \frac{32.75}{12.9} = 2.53; \text{ soit } B = 2.55\text{m}$$

##### • Calcul de la hauteur totale de la semelle( $h_t$ )

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

$$h_t = d + c$$

c : enrobage des armatures ; c = 5cm

d : hauteur utile qu'elle doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \max\left(\frac{B-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right); (a \times b) = (55 \times 55)\text{cm}^2$$

$$d = 0.5\text{m d'où } : h_t = 0.05 + 0.5 = 0.55\text{m}$$

#### ➤ Les vérifications

##### • Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL99(article A.5.2.41), il faut vérifier la résistance au poinçonnement par l'effort Tranchant, cette vérification s'effectue sur le poteau le plus sollicité comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2.42})$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

h : hauteur totale de la semelle.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuiller moyen, donnée par la formule suivante :

$$U_c = 2 \times (A+B)$$

$$A = a + h = 0.55 + 0.55 = 1.1$$

$$B = b + h = 0.55 + 0.55 = 1.1$$

$$U_c = 4.4 \text{ m}$$

$$N_d = 1.427059 \text{ MN} \leq 0.045 \times 4.4 \times 0.55 \times \frac{25}{1.5} = 1.814999 \text{ MN} \quad \text{condition vérifier.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le sol**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma_{\text{moy}} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$X_G = 10.8 \text{ m}; \quad I_y = 11085.47 \text{ m}^4$$

$$X_t = \frac{\sum N_i X_i}{\sum N_i} = \frac{245318.811}{22091.7781} = 11.1 \text{ m}$$

$$e_x = X_t - X_G = 11.1 - 10.8 = 0.3 \text{ m}$$

$$M_y = N \times e_x = 0.428 \text{ MN.m}$$

Détermination des contraintes moyennes :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{s} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0.15$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{s} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = 0.14$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} \times \sigma_{\text{min}}}{4} = 0.147 \text{ Mpa}$$

$$0.147 \text{ Mpa} \leq 0.150 \quad \text{condition vérifier.}$$

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$e = \frac{428}{22091.7781} = 0.019 \text{ m} < \frac{12}{4} = 3 \text{ m} \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage**

- **Acier principaux (A//B)**

$$(A//B) = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

Avec :

$N_u$  : effort ultime sollicitant la semelle.

$F_{st}$  : contrainte d'acier.

De l'états on tire  $N_u = 1972.5894 \text{ KN}$

$$(A//B) = \frac{1972.0192 \times 10^{-3} \times (2.55 - 0.45)}{8 \times 0.5 \times 348} = 29.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } 10\text{HA}20 = 31.42 \text{ cm}^2$$

- **Acier de répartition (A⊥B)**

$$(A\perp B) = \frac{(A//B)}{3} = 10.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

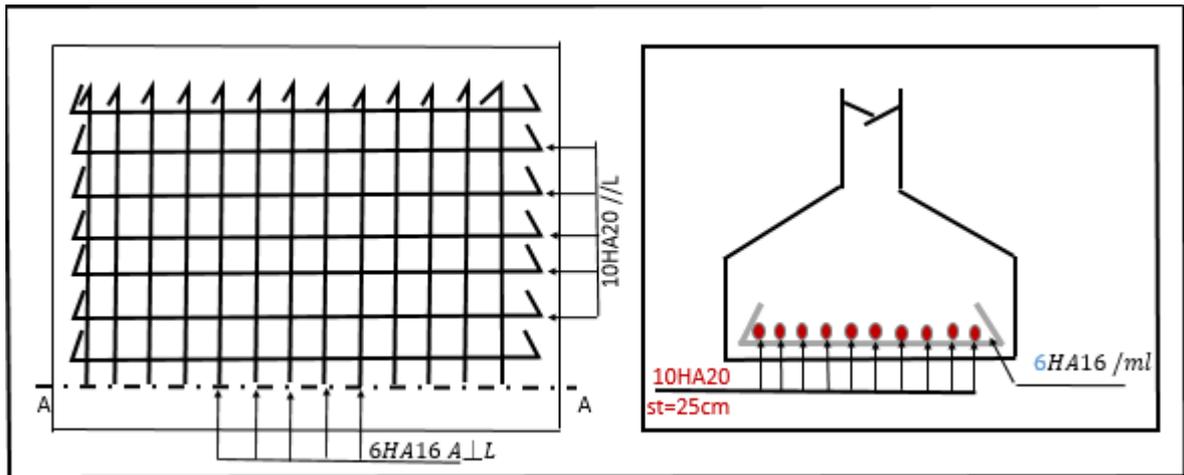


Figure VI.4 : schéma ferrailage de la semelle

Tableau VI.1 : les dimensions et ferrailage des différentes files des semelles filantes

Les files	1	2	3	4	5	6
$\sum Ni$ (KN)	2683.2072	4813.9253	3727.3956	3717.3434	4912.3402	2837.5664
ht(m)	0.5	0.55	0.5	0.5	0.55	0.5
B(m)	1.4	2.55	2	2	2.55	1.5
A/B(cm <sup>2</sup> )	10.05	26.15	18.98	15.77	28.76	11.17
A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	12.57	28.17	21.99	18.85	31.42	12.57
Choix	4HA20	9HA20	7HA20	6HA20	10HA20	4HA20
A <sup>⊥</sup> B(cm <sup>2</sup> )	4.19	8.71	9.49	7.89	9.59	4.19
A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	6.03	10.05	10.05	8.04	10.05	6.03
Choix	3HA16	5HA16	5HA16	4HA16	6HA16	3HA16

❖ Etude de la poutre de rigidité

1. Définition

C'est une poutre continue renversée, disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts provenant des poteaux et les répartir sur toute la semelle.

2. Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{9} \leq h \leq \frac{L_{max}}{6}$$

L : entre axe maximal dans la semelle.

$$L = 4.5m \quad \frac{450}{9} \leq h \leq \frac{450}{6}$$

$$50 \leq h \leq 75 \quad \text{d'où : } h = 75cm$$

3. Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité

$$Q_u = \frac{\sum Nu}{L} = \frac{6777.711}{12.9} = 525.4KN/ml = 52.54t/ml$$

$$Q_s = \frac{\sum Ns}{L} = \frac{4912.3402}{12.9} = 380.80K N/ml = 38.8t/ml$$

4. Calcul des sollicitations

• Méthode de calcul

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyés sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode de caquot.

Les résultats représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2 :** sollicitation de la poutre rigidité

Travée	L(m)	X <sub>0</sub> (m)	Q(KN/ml)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)
1-2	4.5	1.823	525.4	831.075	1051.418	1051.418

**5. Calcul des armatures**

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire (b×h) a la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3 :** ferrailage de la poutre rigidité

Localisation	M(KN.m)	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	St(cm)
Travée	831.075	32.35	3.91	12HA20= 37.70	10
Appui	1051.418	42.56	3.91	6HA20+6HA25= 48.3	10

• **Vérification a l'ELS**

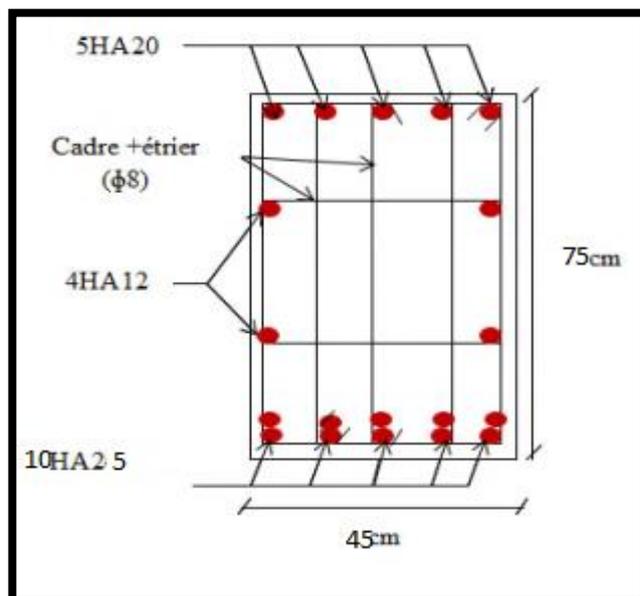
**Tableau VI.4 :** Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(m)	I(m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> <sup>-</sup> (Mpa)	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> <sup>-</sup> (Mpa)
Travée	602.349	0.31	0.01396	14	15	268.84	201.63
Appui	762.048	0.34	0.01456	14.5	15	328.09	201.63

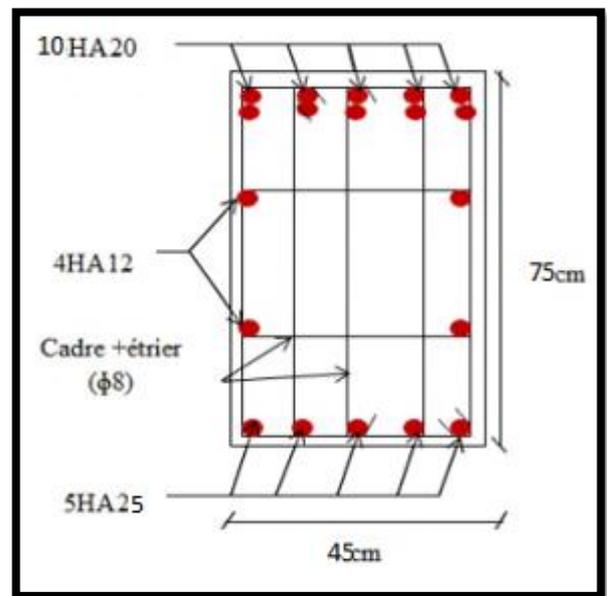
On remarque que les contraintes des aciers ne sont pas vérifiées donc on recalcule a l'ELS les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.5 :** ferrailage de la poutre rigidité a l'ELS

Localisation	M(KN.m)	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	St(cm)
Travée	602.348	26.77	3.91	10HA20= 31.42	10
Appui	957.842	46.41	3.91	10HA25= 49.09	10



Appui



Travée

**Figure VI.5 :** schéma ferrailage de la poutre de rigidité

**VI.6. Etude de longrine**

• **Pré dimensionnement des longrines**

Le RPA99/2003, exige les conditions suivantes :

- Les points d'appuis doivent être solidarités, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S3 sont :  $25 \times 30 \text{ cm}^2$ .
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale  $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

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

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

-Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm ;  $15\phi$ ).

#### • Vérification

Nous avons  $N = 1972.5894 \text{ KN}$ , d'après le RPA on a :  $\alpha = 12$  en Zone II, site S3.

$$F = \frac{1972.5894}{12} = 164.38 \text{ KN D'où : } F > 20 \text{ KN.}$$

#### a) Armatures longitudinales

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.16438 \times 1.15}{400} = 4.73 \text{ cm}^2$$

On choisit une section de :  $(30 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\text{min}} = 0.6\% \times 0.3 \times 0.3 = 5.4 \text{ cm}^2$

Choix 6HA12 =  $6.79 \text{ cm}^2$

#### b) Armatures transversales

$S_t \leq \min(20\text{cm}; 15)$  on choisit un cadre et un étrier  $\phi 8$ , pour un espacement de 15cm.

#### • Vérification condition de non fragilité :

$$B = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{6.79 \times 400}{2.1} = 1293 \text{ cm}^2$$

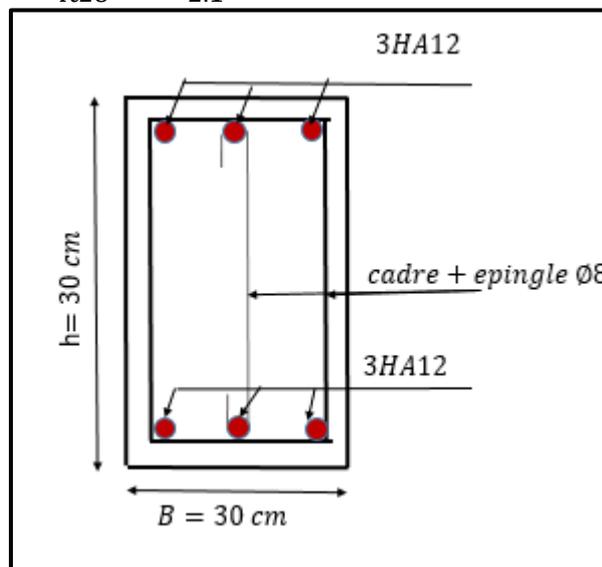


Figure VI.6 : schéma ferrailage de longrine

### VI.7. Etude de mur de soutènement

#### VI.7.1. Définition

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à retenir une masse de terre (talus) et prévenir son éboulement ou son glissement ils sont essentiellement employés,

Soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches ;

Soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Les murs de soutènement sont réalisés dans le But de retenir des pressions latérales causées par les sols, on distingue deux types :

- 1) Murs poids.
- 2) Murs en béton armé.

Notre ouvrage contient le mur de soutènement de 2<sup>ème</sup> type (Mur en Béton armé), les armatures sont disposées dans les zones tendues, ils sont caractérisés par la possibilité de forme judicieuse, économique et une excellente stabilité.

On adoptera un système de drainage pour l'évacuation des eaux ; d'après le rapport du sol, l'angle de frottement interne du remblai est  $\varphi=11.53$  ; son poids volumique  $\gamma_h$  et de 19.25 KN /M<sup>3</sup>.

La fissuration est préjudiciable.

on réalise la bêche au-dessous de la semelle pour éviter et minimiser l'effet de glissement du mur.

### VI.7.2. Dimensionnement du Mur

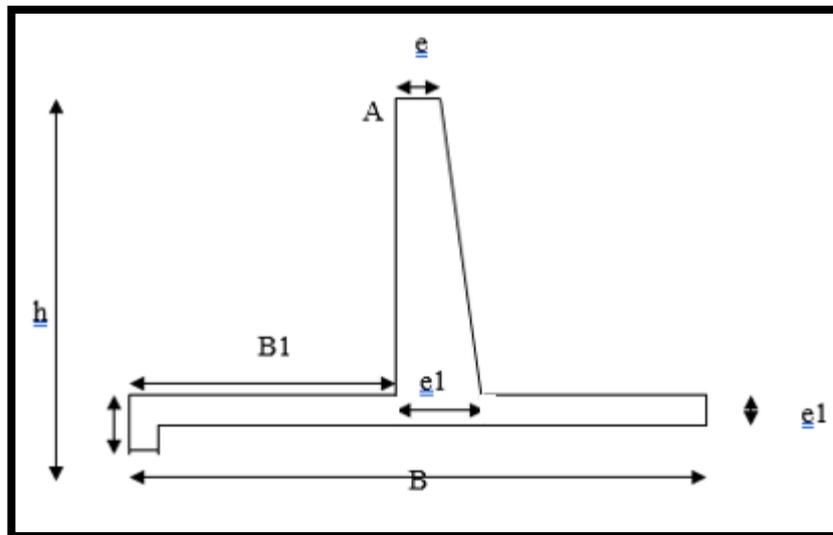


Figure VI.7 : schéma de mur de soutènement

\*  $h$  : hauteur totale de mur :  $h = 6,12$  m

\*  $B$  : largeur de la semelle :  $0.2+0.45h$

on adopte :  $B = 4,5$  m

\*  $e \geq h/24 = 25.5\text{cm}$  : on adopte  $e = 30\text{cm}$

\*  $e_1 \geq h/12 = 51\text{ cm}$  : on adopte :  $e_1 = 60\text{cm}$  .et  $e_2 = 60\text{cm}$

\*  $h/8 \leq B_1 \leq h/5$

\*  $0.765 \leq B_1 \leq 1.224$ , on adopt:  $B_1 = 1\text{m}$

$$\varphi = 11.53 ; \delta = \frac{2}{3} \varphi = 7.69 ; \quad \gamma_h = 19.25 \text{ KN/M}^3$$

### VI.7.3. Calcul du Mur à l'état limite ultime

le calcul se fait pour une tranche de 1m .

#### ➤ Détermination des efforts stabilisants (calcul des poids)

on néglige le poids de la bêche .

$$p_1 = 0.3 \times 5.61 \times 25 = 42.075 \text{ KN} , d_1 = 1.025\text{m}$$

$$p_2 = 0.26 \times 5.61 / 2 \times 25 = 18.23 \text{ KN} , d_2 = 1.24\text{m}$$

$$p_3 = 0.6 \times 4.5 \times 25 = 67.5 \text{ KN} , d_3 = 2.25\text{m}$$

$$p_4 = 0.26 \times 5.61 / 2 \times 19.25 = 14.03\text{KN} , d_4 = 1.9672\text{m}$$

$$p_5 = 3.09 \times 5.61 / 2 \times 19.25 = 166.85\text{KN} , d_5 = 3.15\text{m}$$

#### ➤ Détermination des efforts de renversement (calcul de poussée)

#### Poussée des terres

$$p = \frac{1}{2} k_\gamma \times \gamma_h \times h^2$$

$$P = ?$$

$$k_\gamma = Tg^2 (\pi / 4 - \varphi / 2) : \text{coefficient de poussée.}$$

$$Kq = k_\gamma / \text{Cos} (\beta - \lambda) \approx k_\gamma.$$

$$k_\gamma = 0.67 , Kq = 0.67$$

$$P = \frac{1}{2} \times 0.67 \times 19.25 \times (5.52)^2 = 196.49 \text{ KN.}$$

- le point d'application de P est situé au :  $\frac{1}{3}$  du bas de l'écran

➤ **Vérification de la stabilité**

**a) calcul des moments**

$$M(p) = p \times h / 3 = 196.49 \times 6.12 / 3 = 400.84 \text{ KN.m}$$

$$M(p1) = p1 \times d1 = 42.075 \times 1.025 = 43.13 \text{ KN.m}$$

$$M(p2) = p2 \times d2 = 18.23 \times 1.24 = 22.61 \text{ KN.m}$$

$$M(p3) = p3 \times d3 = 67.5 \times 2.25 = 151.88 \text{ KN.m}$$

$$M(p4) = p4 \times d4 = 14.03 \times 1.72 = 24.13 \text{ KN.m}$$

$$M(p5) = p5 \times d5 = 166.85 \times 3.15 = 525.58 \text{ KN.m}$$

**b) stabilité au glissement**

Pour que le mur ne se déplace pas dans le plan de sa fondation. Il faut vérifier la condition suivante :

$$R_v \times \text{tg} \delta / R_v \geq 1.5$$

$$308.62 \times \text{tg} 45 / 196.49 = 1.6 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable vis au glissement.

**c) stabilité au renversement**

On vérifie la stabilité au renversement par le coefficient de stabilité renversant qui doit être supérieure à 1,5

$$F_R = \sum M_{\text{stab}} / \sum M_{\text{renver}} \geq 1.5$$

- $M_{\text{stab}}$  : Moment stabilisant et due aux forces verticales.
- $M_{\text{renver}}$  : Moment renversant est due aux poussées des terres.

$$F_R = 767.33 / 400 = 1.9 \geq 1.5$$

Donc le mur est stable vis à vis au renversement.

**d) calcul de l'excentricité (e)**

on calcul (e) par la formule:

$$e_G = M_{\text{stab}} / N_{\text{stab}}$$

on a :

$$R_v = 308.685 \text{ KN}$$

$$R_H = 196.49 \text{ KN}$$

$$M/a = -367.33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 1.5 \text{ bar}$$

$$e_G = 367.33 / 308.685 = 1.19 \text{ m}, \quad \frac{b}{3} = \frac{4.5}{3} = 1.5 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{b}{3} \quad \text{donc diagramme des contraintes est triangulaire}$$

### e) Vérification de non poinçonnement

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{R_V}{2e_G} \leq \sigma_{\text{ser}} = \sigma_{\text{ser}} \times e^{-\delta R}$$

$$Tg(\delta R) = \frac{R_H}{R_V} = \frac{196.49}{308.685} = 0.64 \text{ d'où : } \delta R = 0.57 \text{ rad}$$

$$129.02 \text{ Mpa} \leq 226 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

### VI.7.4. Ferrailage

#### • Patin

$$M_{\text{ser}} = \sigma \times \frac{1}{2} = 64.85 \text{ KN.m}$$

$$\beta = \frac{M_{\text{ser}}}{b \times \sigma_s \times d^2} = 0.0004$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.105$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_s} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 0.1e = 3 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}12$$

#### • Ecran

$$M_{\text{ser}} = 65.74 \text{ KN.m}$$

$$\beta = 0.02$$

$$\alpha = 0.55$$

$$A_{\text{ser}} = 19.88 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 7HA20 = 21.99 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 0.1e = 3 \text{ cm}^2 = 5HA12$$

• Talon

$$M_{ser} = \left[ 129.02 \times \frac{1.38^2}{2} \right] - \left[ 81.53 \times \frac{3.39}{2} \right] = -15.34 \text{ KN.m}$$

$$\beta = 0.0005$$

$$\alpha = 0.117$$

$$A_{ser} = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 0.1e = 3 \text{ cm}^2 = 5HA12$$

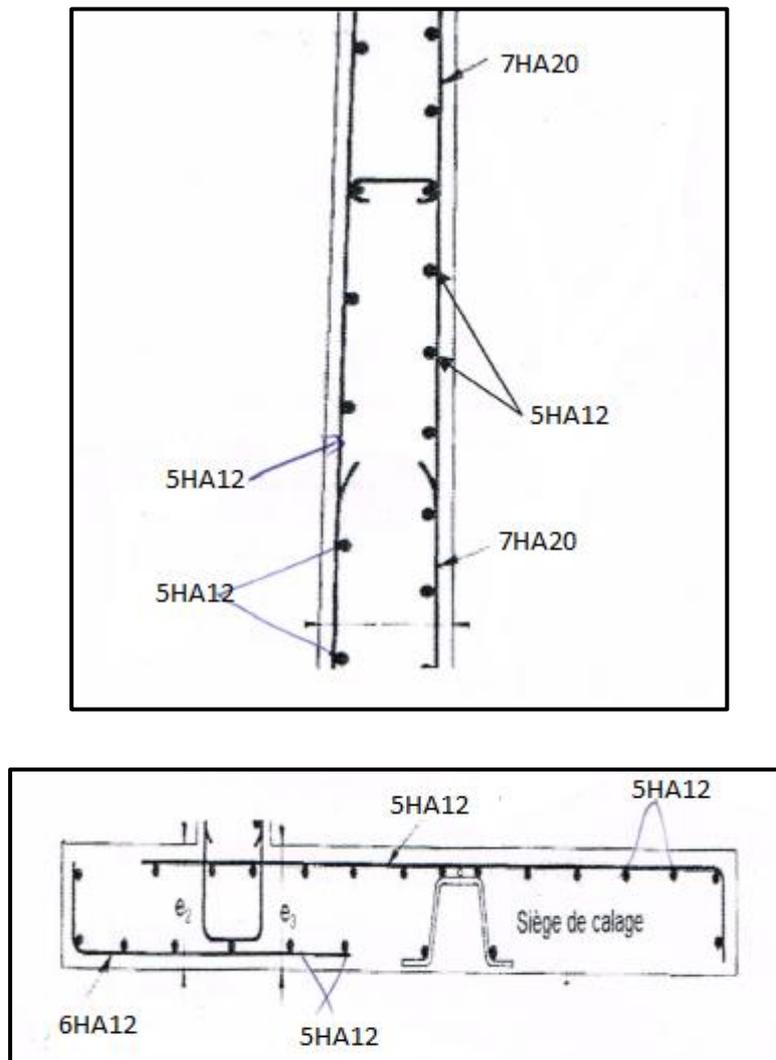


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage du mur de soutènement

**VI.8. Conclusion**

Au terme de ce chapitre, un type de fondation a été choisi pour notre structure, ce choix s'est effectué en respectant les critères de résistance, facilité la stabilité de l'ouvrage. Le type de fondation choisi est « **Semelles Filantes** » qui a été étudié et ferrailé, nous avons aussi un mur de soutènement ce dernier a été ferrailé

# Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tel que : **RPA99V2003, BAEL91.....**

Le comportement vis-à-vis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à **Kherrata** wilaya de Bejaia qui est une zone sismique IIa.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ❖ Le prédimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : plancher, poutres, poutrelles, escalier, acrotère, poteaux...etc. Les dimensions seront utilisées pour la détermination des charges statiques de la structure. Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.
- ❖ Et le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet, pour notre cas, c'est le poteau qui a une grande surface afférente.
- ❖ On a utilisé le logiciel **Etabs V2016**, afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction. D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique il est très important que l'ingénieur civil et architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.
- ❖ La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié.
- ❖ L'étude de l'infrastructure est conçue en semelle filante du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure, et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

## Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (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).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- ✓ Document technique règlementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ Rapport de sol.
- ✓ Cahiers de cours de cursus.
- ✓ Formulaire de calculs en béton armé.
- ✓ Mémoires de fin d'études :
  - Etude d'un bâtiment en béton armée (R+8 à usage habitation + sous-sol et entre sol a usage commercial) contreventé par un système mixte (voiles-portiques) réalisé par Abbas.Y et Amgha.W.
  - Etude d'un bâtiment R+5 plus deux (02) entre sol plus sous-sols contreventés par un système mixte-voiles portique- réalisé par Abdelfettah. L etTalaighil.M
  - Etude d'un bâtiment (R+8) a usage d'habitation et commercial contreventé par système mixte (voiles-portiques) réalisé par Aissani.R et Amarouche.Z
  - Etude d'un bâtiment (R+8+entre sol) en béton armé a usage habitation et commerce contreventé par un système mixte(voiles-portiques) réalisé par Bennai.F et Tahir.H

### **Outils informatiques :**

- Etabs v 16
- Excel
- paint

# Annexe 1

## Flexion simple : Section rectangulaire

### Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left( \frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left( \frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

## Annexe 2

### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
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	0.0596	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	0.0465	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

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Annexe 4

### F- CONCLUSION

Le terrain du site, destiné à construction d'une maison a usage d'habitation en (R+5) + 04 locaux d'usage personnel en RDC + 02 entre sol, est constitué par une superposition de formations :

- ✓ « C<sup>S-6a</sup> » (Campanien **supérieur et Maestrichtien inférieur** : marneux sombres à boules jaunes abondantes).
- ✓ « Q » (Terres arables, formations de pente, alluvions anciennes et Quaternaire anciennes).

La coupe du sondage carotté donne leur stratigraphie suivante :

- ✗ Sondages **Sc** :
- ± 0.00 / -1.80 m terre végétal .
  - - 1.0 / -2.50 m limon marneuse.
  - - 2.50 / -4.00 m Argile schisteuse.
  - - 4.00 / -10.00 m Schiste.

Le sol est moyennement porteur.

Pour la capacité portante du sol nous vous suggérons de prendre une contrainte de service du sol de 1.50 bars (0.15 Mpa) pour des semelles superficielles types isolées ou filantes ,en fonction des charges à appliquer au sol, ancrées à 2.50 m de profondeur par rapport au niveau TN .

N.B / **1** – Les tassements résultants seront admissibles.

**2** - Selon la norme NF P 18 011 (Juin 92), les sols de fondations sont faiblement agressifs.

**3** - Selon le RPA 2003, et compte tenu de la nature du sol (Argile moyennement raide), caractérisant ainsi un sol meuble, il peut être classé en : «Catégorie S3».

**4** - Nous restons à la disposition de notre client pour d'éventuels éclaircissements sur cette étude.

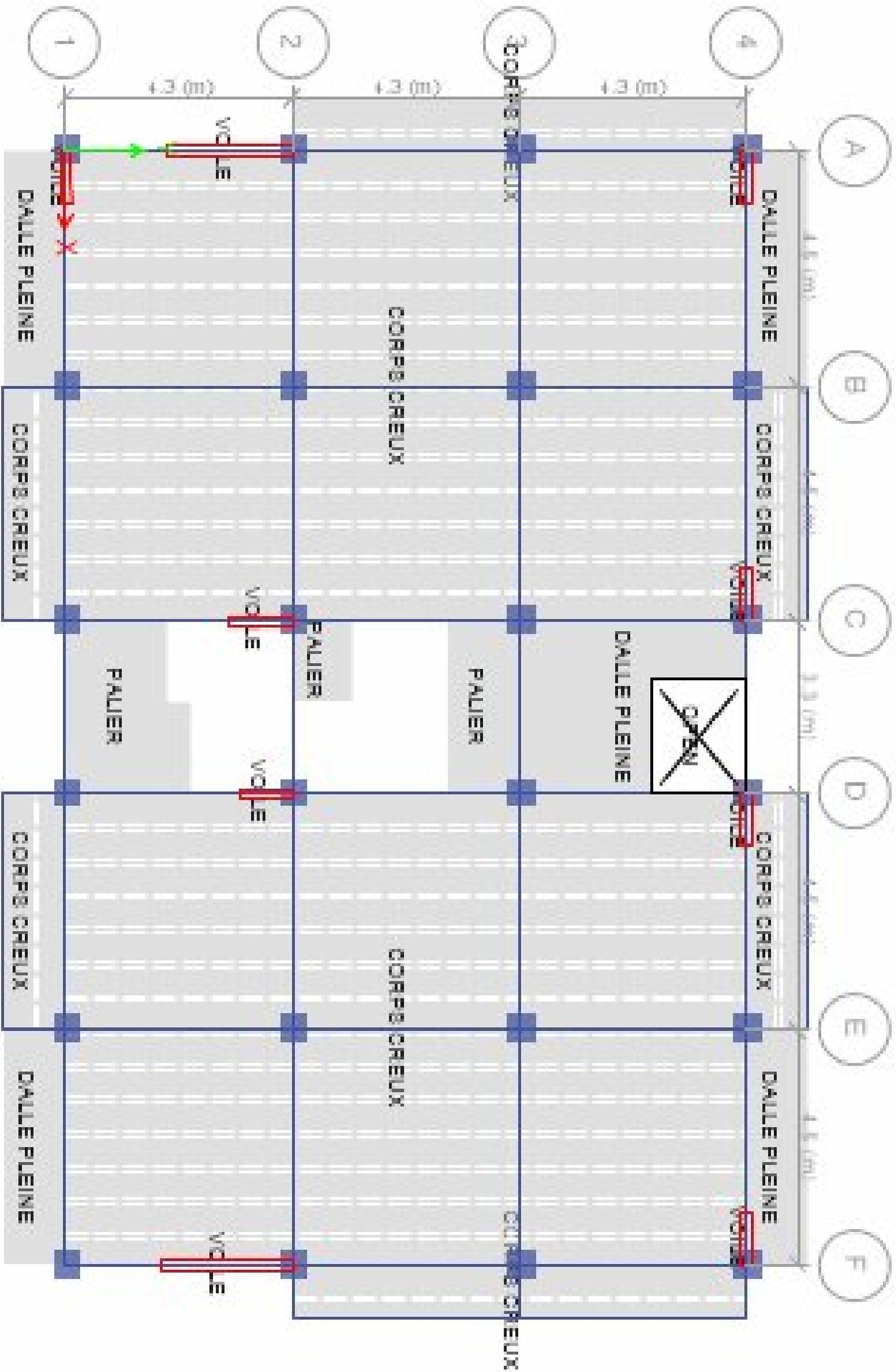
L'ingénieur chargé de l'étude  
S. Laghouag

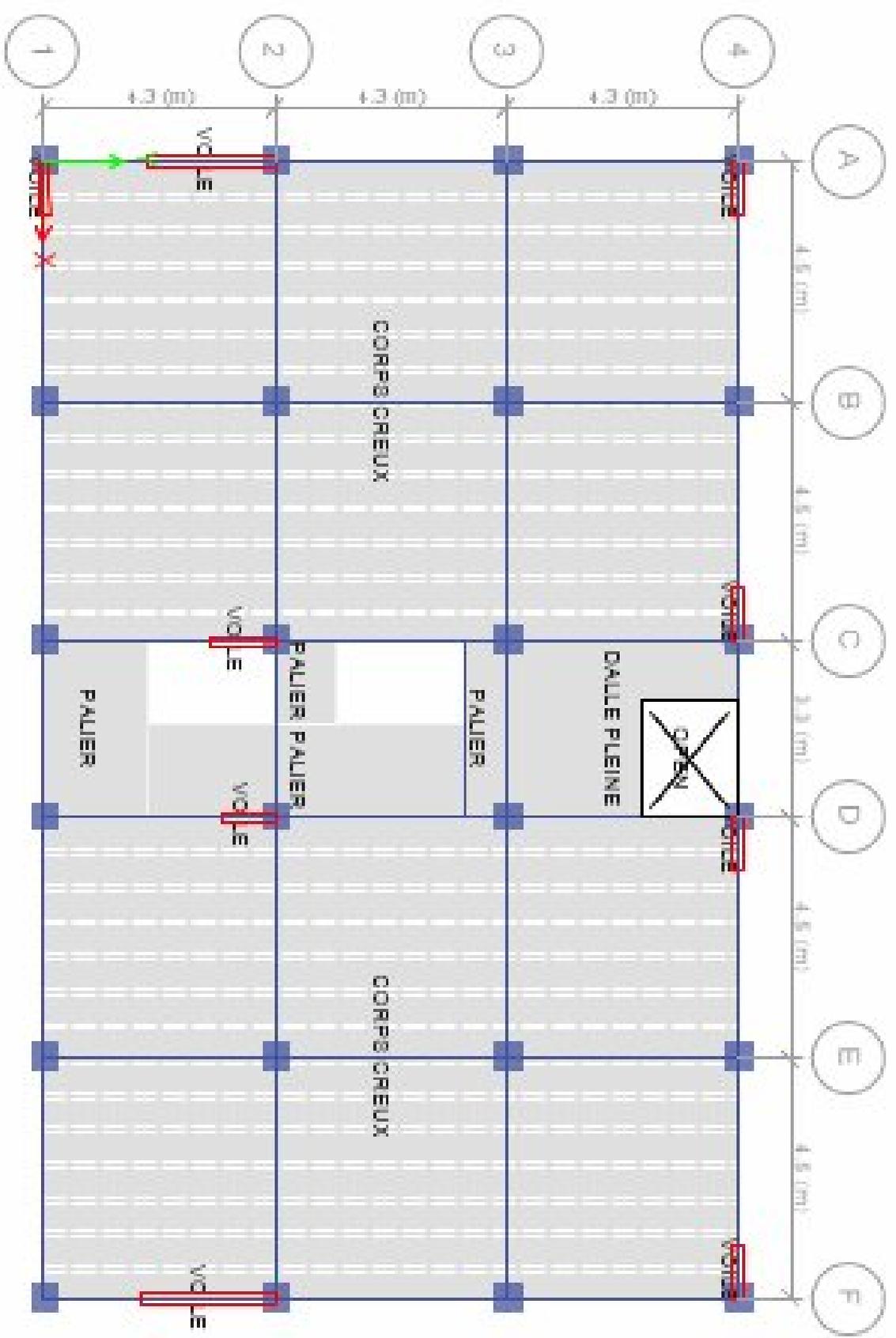


page  
8

Client: ZADRI Mestapha  
Etude de sol : construction d'une maison a usage d'habitation en (R+5) + 04 locaux d'usage personnel en RDC + 02 entre sol

Laboratoire des Travaux Publics des Hauts Plateaux





### Table de PIGEAUD

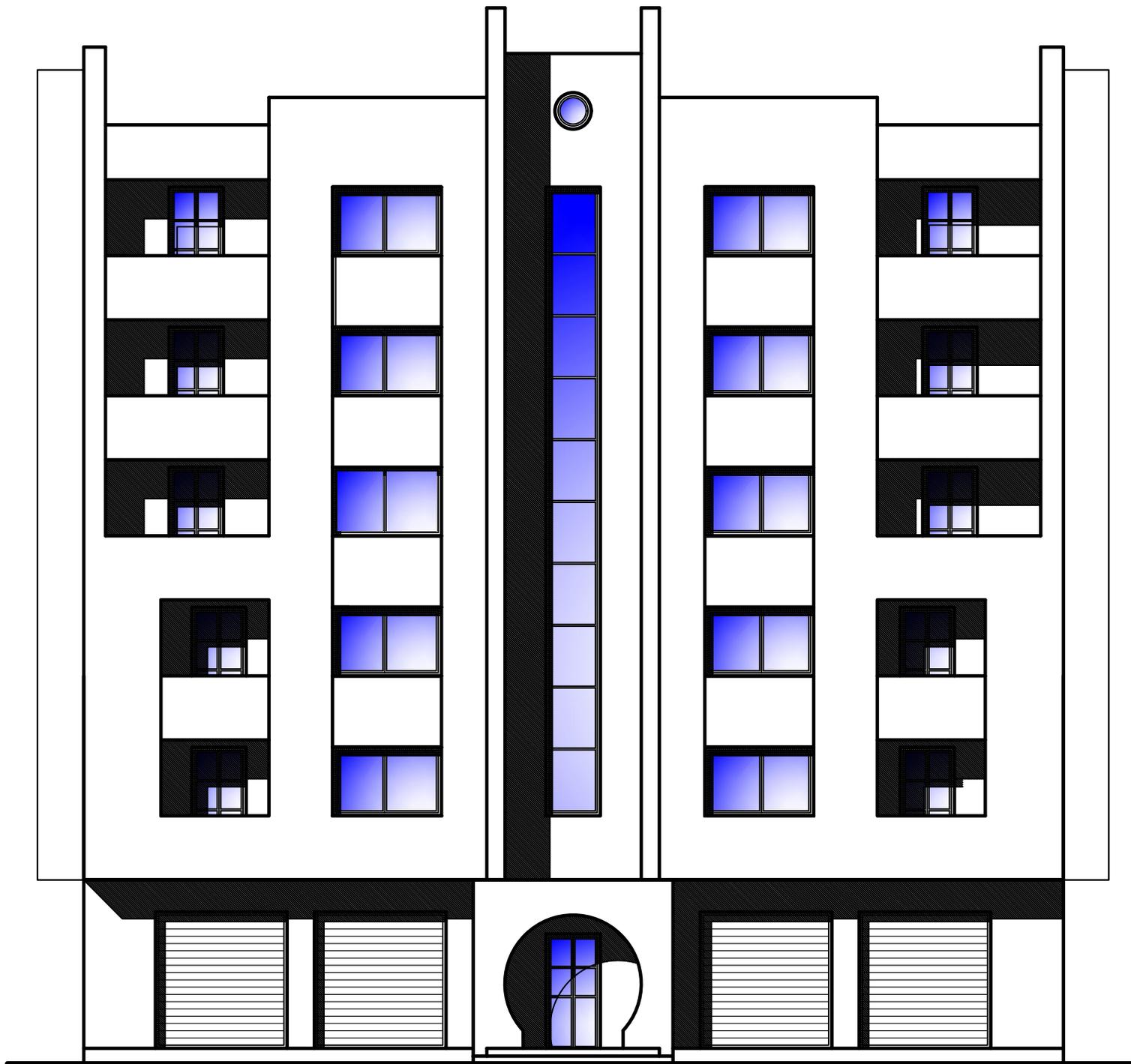
M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec  $Lx < Ly$ .

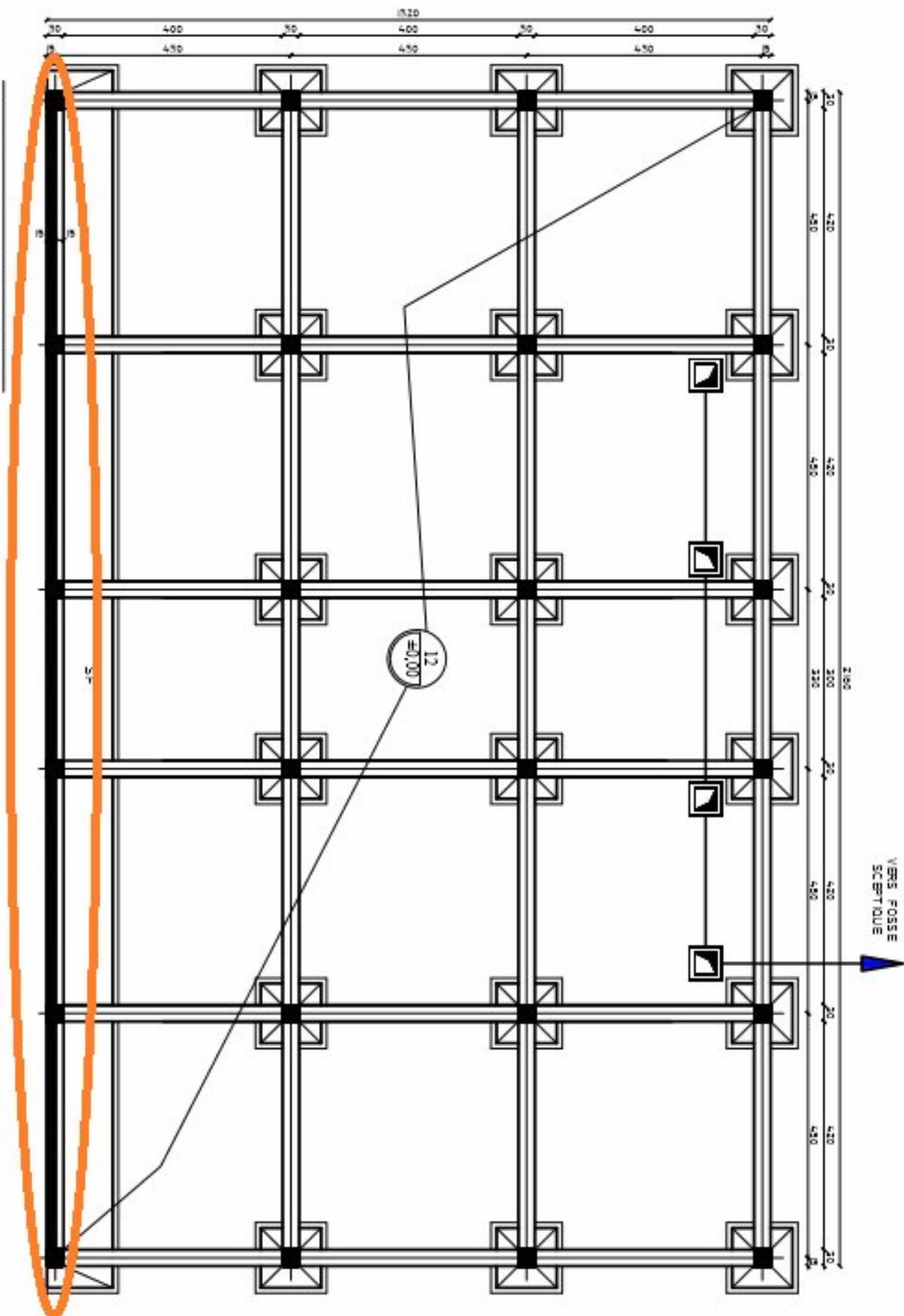
$$\rho = 0.8$$

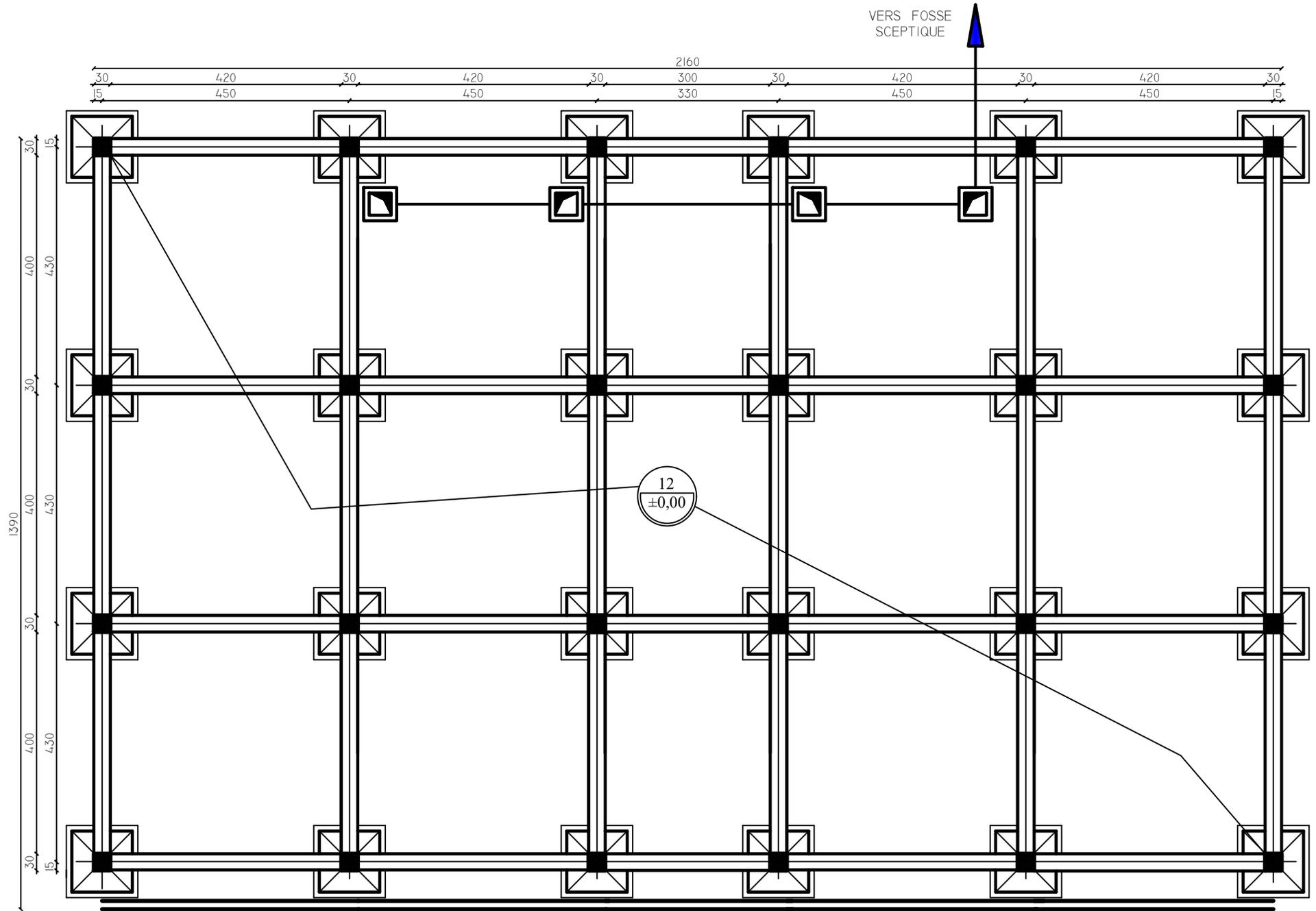
		$u/Lx$										
		$v/Ly$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de $M_1$	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de $M_2$	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027



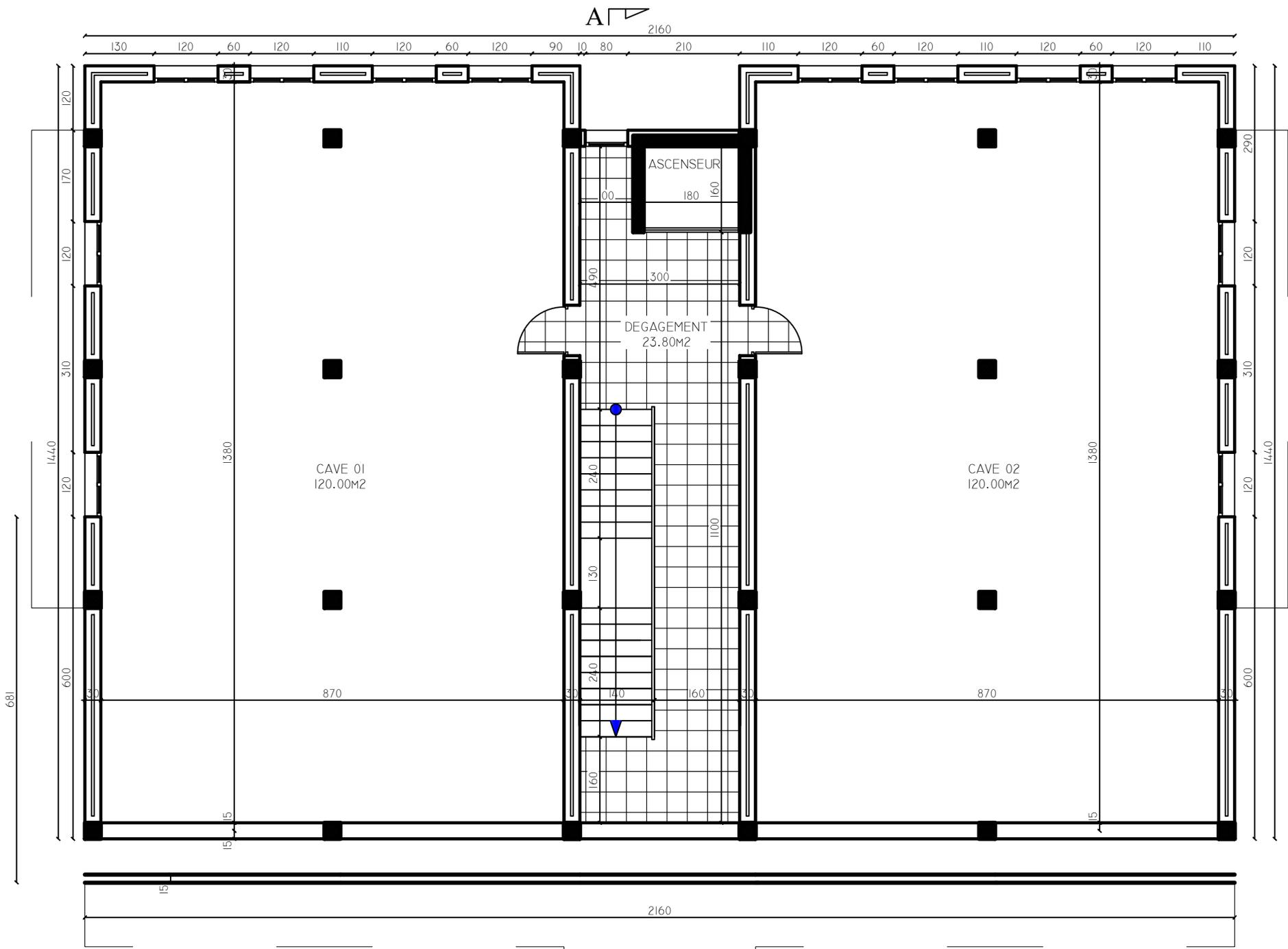
FACADE PRINCIPALE

PLAN FONDATION



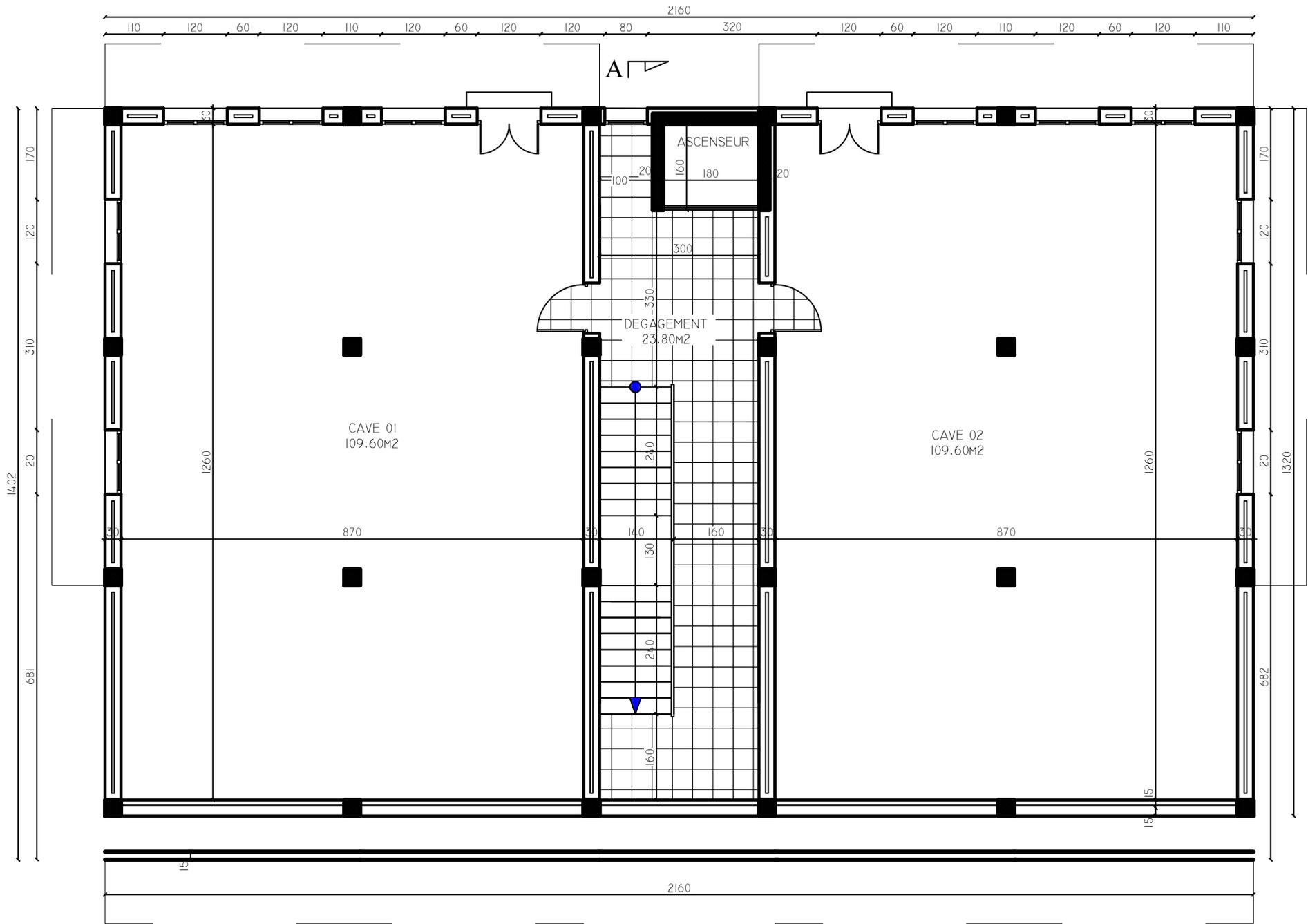


PLAN FONDATION



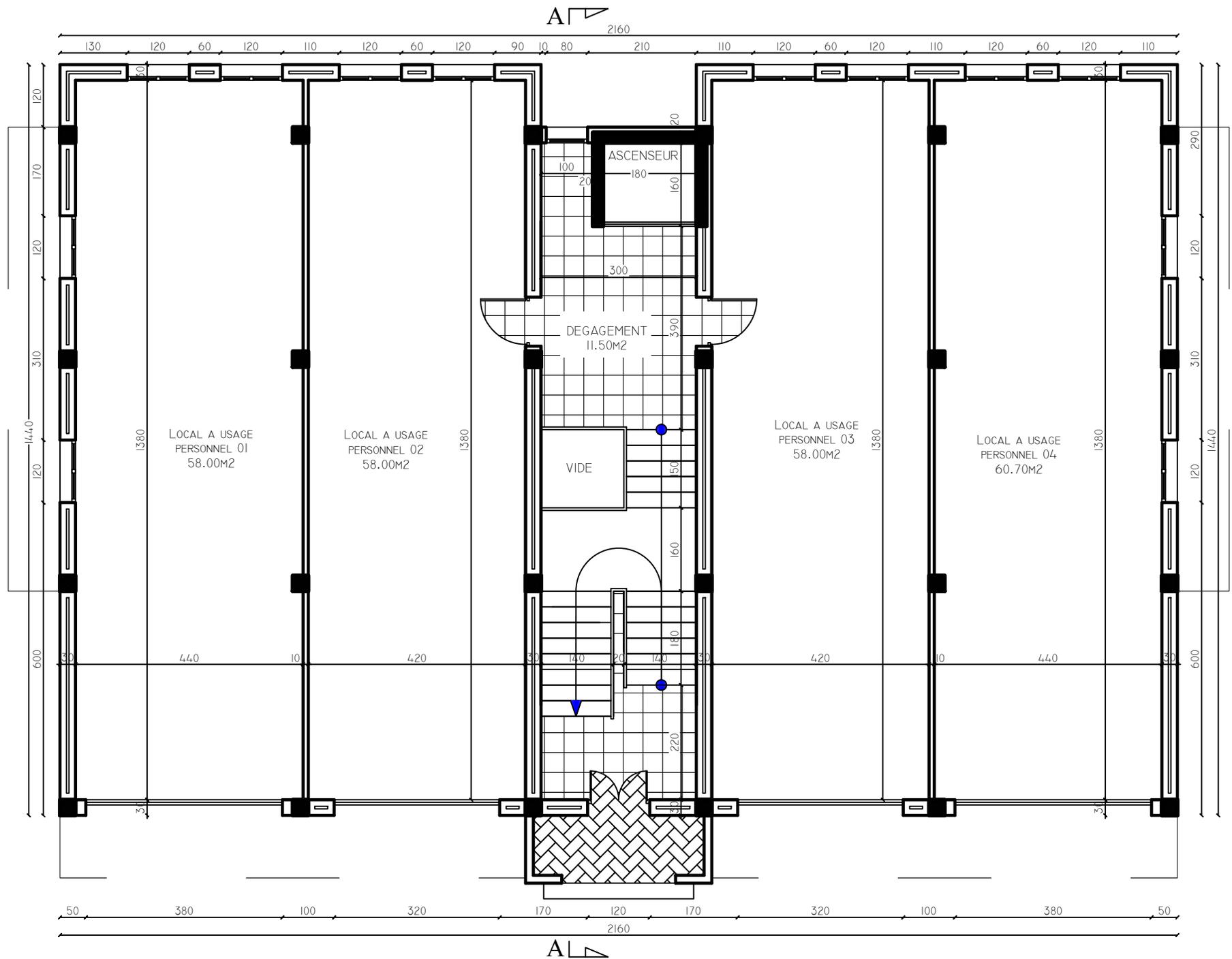
PLAN ENTRE-SOL\* 01\*





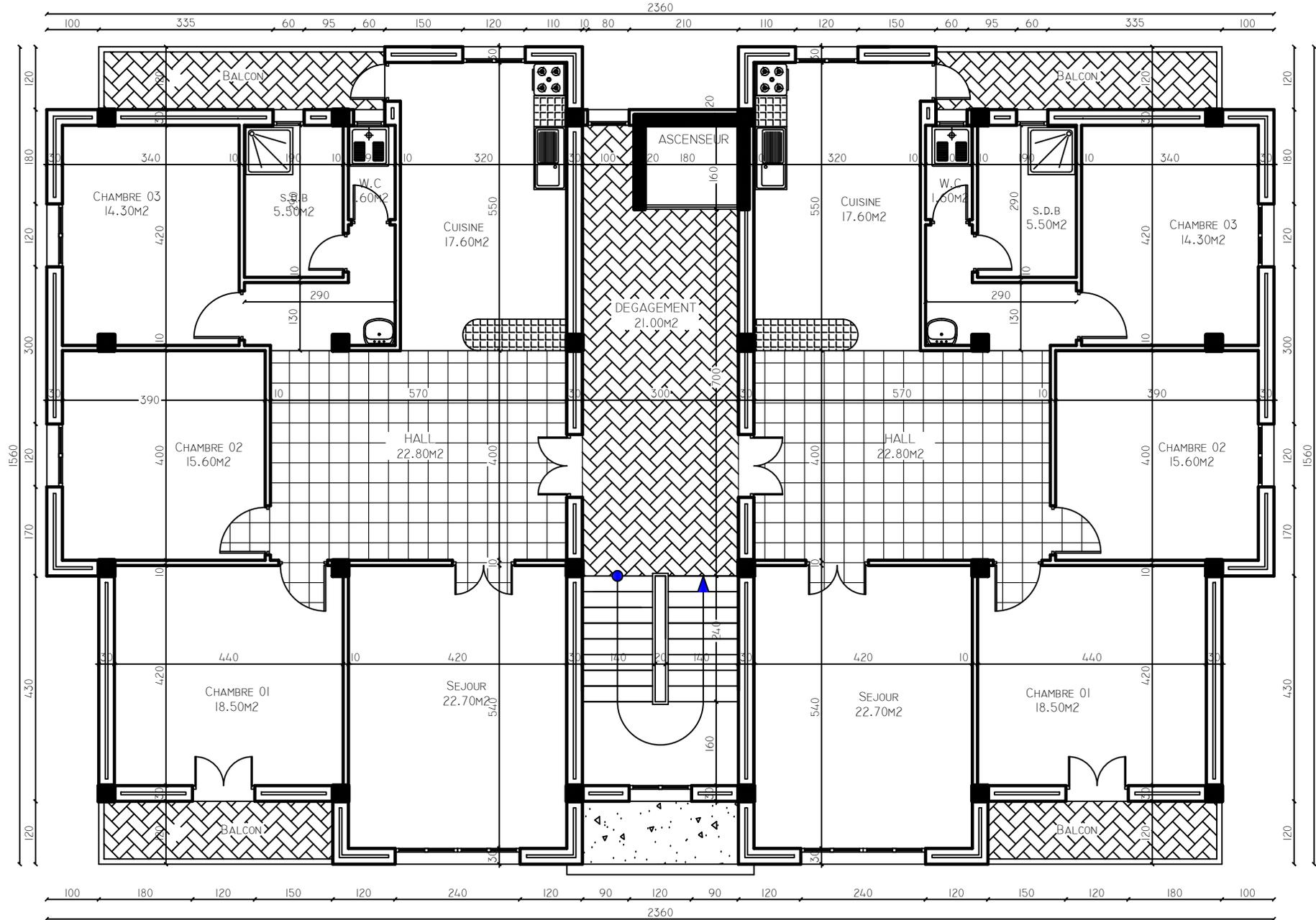
PLAN ENTRE-SOL\* 02\*

AL



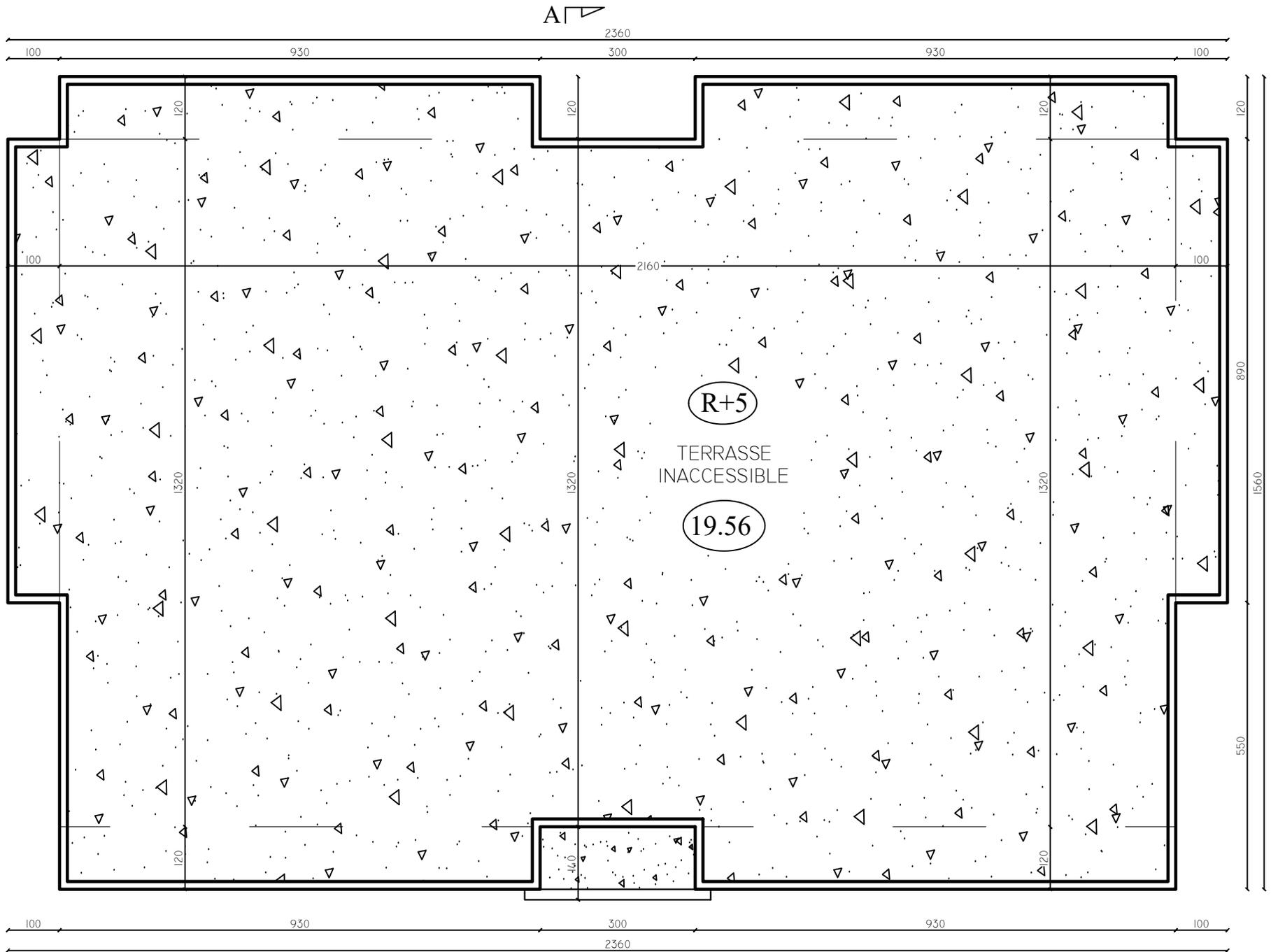
PLAN RDC

AL ↗



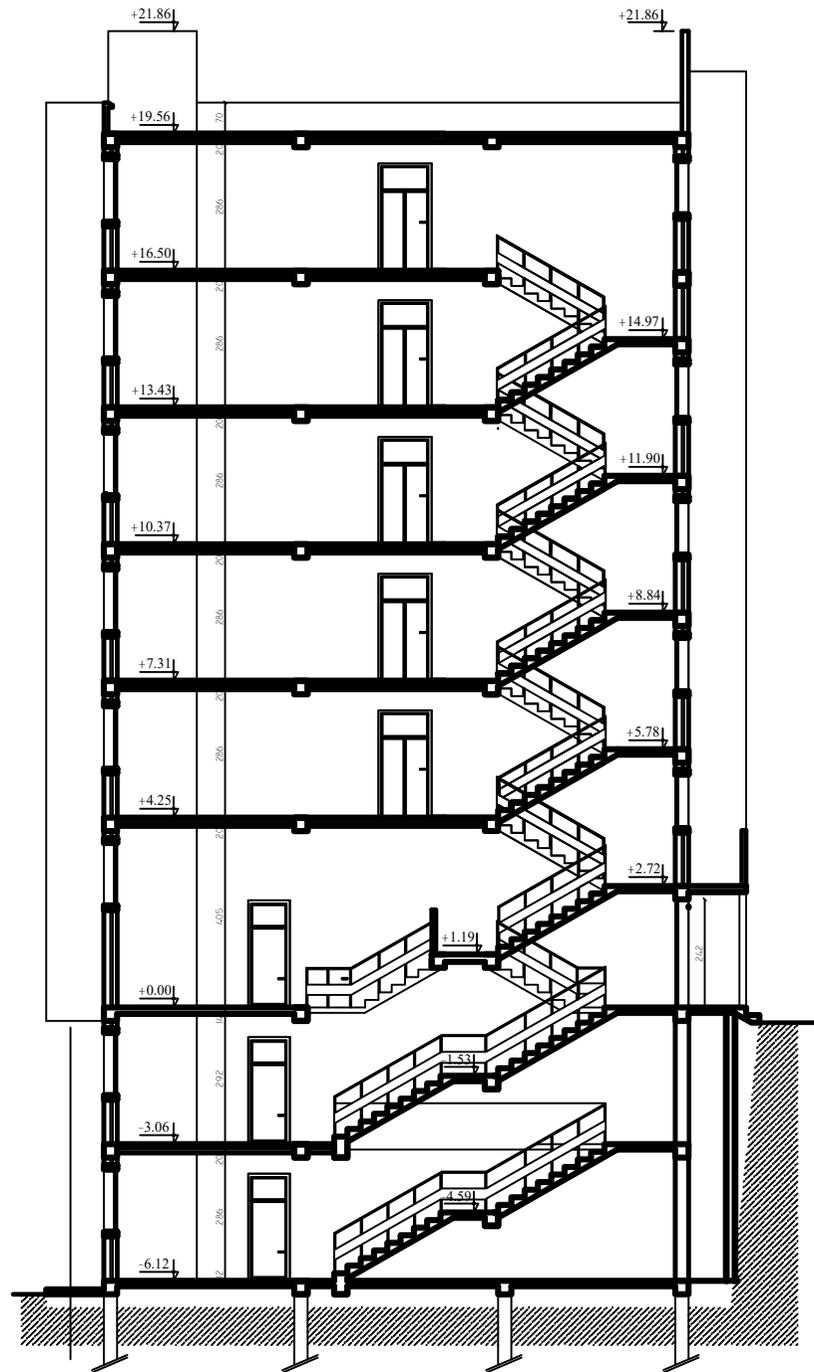
AL ↘

**PLAN ETAGE COURANT \* 01,02,03,04,05 \***



PLAN DE TOITURE





COUPE -AA-