



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université A. MIRA de Bejaïa  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## **Mémoire**

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

## **Thème**

# **ETUDE D'UN BATIMENT (R+7+DEUX ENTRE SOL) A USAGE D'HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE (VOILES +PORTIQUE)**

**Présenté par:**  
BOUGHANI YASMINA  
DJEJBAR LYNDA

**Encadré par :**  
M<sup>R</sup> A. BOUROUBA

### **Members de jury**

M<sup>R</sup> KERNOU

M<sup>ME</sup> BOUSSAA

Année universitaire 2018 /2019

# Remerciements

Avant toute chose, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant, pour nous avoir donné la force et la patience.

Nous tenons particulièrement à remercier monsieur H. BOUROUBA pour nous avoir fait l'honneur d'être reporteur de notre mémoire, pour nous avoir fait confiance, nous avoir encourager et conseillé, Pour son soutien et sa grande générosité, qu'il soit assuré de ma profonde gratitude.

Nos remerciements vont également à (les membres de jurés)....d'avoir accepté de présider le jury de notre soutenance de mémoire.

Nous sommes reconnaissantes à Monsieur (président de jurés) D'avoir manifesté de l'intérêt pour ce travail en nous faisant l'honneur de le juger et d'examiner ce manuscrit.

Nous adressons, surtout, nos plus profondes gratitudees et tout notre amour à nos mères, nos pères, nos frères et sœurs, qui ont su nous faire confiance et nous soutenir en toutes circonstances au cours de ces années d'étude.

Merci pour tous ceux et celles qui nous ont aidés d'une façon ou d'une autre lors de notre travail, nous les remercions du fond du cœur.

BOUGHANI Yasmina et DJEBAR Lynda

# Dédicaces

Avec l'aide de Dieu, j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour

A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans mes moments les plus difficiles

Et ceux à qui je dois tant

A mes chers parents pour leur amour et leur support continu

Que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde

reconnaissance pour tout ce que vous avez fait pour moi

A mes soeurs Nassima, Samia Karima .

A tous mes amies et camarades.

Djebbar Lynda

# Dédicaces

Avec l'aide de Dieu, j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour

A ceux qui m'ont encouragé et soutenue dans mes moments les plus difficiles

Et ceux à qui je dois tant

A mes chers parents pour leur amour et leur support continu

Que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde

reconnaissance pour tout ce que vous avez fait pour moi

A mes frères Nassim, DJelloul, Nadjim, et mes soeurs dalila ,noura, samia,

Lynda,Sonia, lydia ,et Souad.

A mon fiancé A. rahmane

A toute ma famille et à tous mes chères amies : lydia et sonia

A tous mes amies et camarades.

Boughani Yasmina

# SOMMAIRE

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

1. Présentation du projet .....1
2. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....1

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

1. Pré dimensionnement des planchers .....5
2. Dimensionnement des poutres.....8
3. Pré dimensionnement des voiles.....9
4. Pré dimensionnement des escaliers.....9
5. L'acrotère.....11
6. Evaluation des charges et des surcharges.....11
7. Pré dimensionnement des poteaux.....14
8. Descente de charges.....14
9. Vérifications à faire.....18

### Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

1. Les planchers .....21
2. Etude des escaliers.....35
3. Etude de l'ascenseur .....40
4. Etude des poutres de chainages .....44
5. L'acrotère.....46

### Chapitre IV : Etude dynamique

1. Méthode de calcul .....49
2. Modélisation.....52
3. Conclusion.....58

### Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux

1. Etude des poteaux .....59
2. Etude des poutres.....69
3. Etudes des voiles .....78

### Chapitre VI : l'infrastructure

1. Combinaisons de calcul .....85
2. Reconnaissance du sol.....85
3. Etude des fondations.....85
4. Etude du voile Périphérique .....98

## Table des Figures

### Chapitre I :

Figure .I. 1 Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\epsilon_{bc})$ .....	3
Figure .I. 2 Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.....	3
Figure .I. 3 Diagramme contrainte déformation de l'acier .....	4

### Chapitre II :

Figure .II.1 Coupe transversale de notre plancher à coups creux .....	5
Figure. II.2 Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher RDC .....	6
Figure. II.3 Coupe transversale des Poutrelles .....	6
Figure .II.4 Coupe transversale d'un voile .....	9
Figure .II.5 Schéma de l'escalier Droit à deux volées .....	9
Figure .II.6 Schéma de l'escalier droit à deux volées .....	9
Figure. II.7. Schéma statique de la partie AB .....	10
Figure .II.8. Schéma de l'escalier de type 2 .....	10
Figure .II.9 Coupe transversale de L'acrotère .....	11
Figure .II.10. Surface afférente de niveau 0.....	15
Figure II 11. Surface afférente du niveau1.....	15
Figure II 12. Surface afférente du niveau2.....	15
Figure II 13. Surface afférente du niveau 3et 4.....	16
Figure II 14. Surface afférente du niveau5et 6,7,8.....	16
Figure II 15. Surface afférente du niveau 9et 10.....	16

### Chapitre III :

Figure.III. 1. Schéma statique de la poutrelle.....	23
Figure.III. 2 Diagramme des efforts internes dans les poutrelles type1.....	25
Figure.III. 3. Schéma statique de la dalle DP2.....	32
Figure.III. 4.Schéma statique de la partie AD.....	35
Figure.III. 5. Vue en élévation de la partie AD.....	35
Figure.III. 6. Diagramme des efforts internes dans les escaliers .....	35
Figure.III. 7. Schéma statique de la poutre palière.....	37

<b>Figure.III. 8.</b> Coupe transversale d'ascenseur.....	40
<b>Figure.III. 9.</b> Schéma représentant la surface d'impact.....	40
<b>Figure.III. 10.</b> Schéma statique de la poutre de chaînage.....	44

## **Chapitre IV :**

<b>Figure IV. 1.</b> Spectre de réponse.....	52
<b>Figure IV. 2 .</b> Vue en 3D du modèle obtenu par le logiciel ETABS.....	52
<b>Figure IV. 3.</b> Disposition des voiles de contreventement.....	53
<b>Figure IV. 4.</b> Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	53
<b>Figure IV. 5.</b> Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X).....	53

## **Chapitre V :**

<b>Figure V. 1.</b> Zone nodale.....	60
<b>Figure V. 2.</b> Section d'un poteau.....	66
<b>Figure V. 3.</b> Répartition des moments dans les zones nodales.....	74
<b>Figure V. 4.</b> Schéma des contraintes.....	81
<b>Figure VI. 1.</b> Schéma de rupture de dalle de radier.....	90
<b>Figure VI. 2.</b> Les charges qui reviennent sur la nervure dans le sens x-x.....	93
<b>Figure VI. 3.</b> Schéma statique de la nervure selon x-x.....	93
<b>Figure VI. 4</b> Les charges qui reviennent sur la nervure dans le sens y-y.....	93
<b>Figure VI. 5.</b> Schéma statique de la nervure selon y-y.....	94
<b>Figure VI. 6.</b> Diagramme des moments fléchissant selon x-x.....	96
<b>Figure VI. 7.</b> Diagramme des efforts tranchants selon x-x.....	96
<b>Figure VI. 8.</b> Diagramme des moments fléchissant selon y-y.....	96
<b>Figure VI. 9.</b> Diagramme des efforts tranchants selon y-y.....	96
<b>Figure VI.10.</b> Schéma des nervures.....	97
<b>Figure VI. 11.</b> Répartition des contraintes sur le voile du 1er Sous-sol.....	99
<b>Figure VI.12.</b> Diagramme des contraintes.....	100

## Liste des Tableaux

### Chapitre II :

<b>Tableau II 1.</b> Pré dimensionnement des dalles pleines.....	7
<b>Tableau II 2.</b> Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 1et2).....	10
<b>Tableau II 3.</b> Dimensionnement de deuxième type d'escalier de la ( volée 3).....	11
<b>Tableau II 4.</b> Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère.....	11
<b>Tableau II 5.</b> Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	11
<b>Tableau II 6.</b> Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	12
<b>Tableau II 7.</b> Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	12
<b>Tableau II 8 .</b> Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	12
<b>Tableau II 9.</b> Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	13
<b>Tableau II 10.</b> Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	13
<b>Tableau II 11.</b> Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.....	13
<b>Tableau II 12.</b> Dimensions préliminaires des poteaux.....	14
<b>Tableau II 13 .</b> Dimensions préliminaires pour le poteau B4 et D4.....	14
<b>Tableau II 14.</b> Résultats de la descente de charge du poteau.....	17
<b>Tableau II 15.</b> Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	19
<b>Tableau II 16.</b> Vérification au flambement.....	19
<b>Tableau II 17.</b> Dimension préliminaires des poteaux.....	20
<b>Tableau II 18.</b> Dimension préliminaires de poteau B4 et D4.....	20

### Chapitre III :

<b>Tableau.III. 1.</b> Types de poutrelles.....	22
<b>Tableau.III. 2.</b> Choix de la méthode de calculs des poutrelles.....	23
<b>Tableau.III. 3.</b> Sollicitations maximal dans les différents étages.....	25
<b>Tableau.III. 4.</b> Calcul du ferrailage a l'ELU des différents niveaux.....	30
<b>Tableau.III. 5.</b> Ferrailage adopté des différents niveaux.....	31
<b>Tableau.III. 6.</b> Données des différents types de dalle pleine.....	31
<b>Tableau.III. 7.</b> Résultats de ferrailage du 1ére type de dalle.....	33

<b>Tableau.III. 8.</b> Vérification de l'effort tranchant.....	33
<b>Tableau.III. 9.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	34
<b>Tableau.III. 10.</b> Vérification de la flèche.....	34
<b>Tableau.III. 11.</b> Sollicitation dans la première partie d'escaliers (AD).....	35
<b>Tableau.III. 12.</b> Ferrailage à l'ELU de la partie (AD) de l'escalier.....	36
<b>Tableau.III. 13.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	36
<b>Tableau.III. 14.</b> Evaluation de la flèche dans la partie (AD) de l'escalier.....	37
<b>Tableau.III. 15.</b> Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant .....	37
<b>Tableau.III. 16.</b> Les contraintes de cisaillements.....	38
<b>Tableau.III. 17.</b> Résultats de ferrailage à la flexion simple de la poutre palière .....	39
<b>Tableau.III. 18.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	39
<b>Tableau.III. 19.</b> Ferrailage de la dalle D'ascenseur.....	41
<b>Tableau.III. 20.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	42
<b>Tableau.III. 21.</b> Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	43
<b>Tableau.III. 22.</b> Vérification des contraintes.....	43
<b>Tableau.III. 23.</b> Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	44
<b>Tableau.III. 24.</b> Résultats de calcul des contraintes de béton.....	45
<b>Tableau.III. 25.</b> Combinaisons d'action de l'acrotère.....	46

## **Chapitre IV:**

<b>Tableau IV. 1</b> Valeurs des pénalités $Pq$ .....	50
<b>Tableau IV. 2.</b> Périodes et taux de participation massique de la structure.....	54
<b>Tableau IV. 3</b> Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	55
<b>Tableau IV. 4.</b> Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	55
<b>Tableau IV. 5.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	55
<b>Tableau IV. 6.</b> Vérifications des déplacements de niveaux.....	56
<b>Tableau IV. 7.</b> Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ .....	57
<b>Tableau IV. 8.</b> Vérification de l'effort normal réduit.....	57
<b>Tableau IV. 9</b> .Dimensions finales des éléments structuraux.....	58

## Chapitre V :

<b>Tableau V. 1.</b> Armatures longitudinales et maximales selon le RPA pour le poteau B4.....	60
<b>Tableau V. 2.</b> Armatures longitudinales et maximales selon le RPA pour les autres poteaux.....	60
<b>Tableau V. 3.</b> Sollicitations pour le poteau B4.....	61
<b>Tableau V. 4.</b> Sollicitations pour les autres poteaux.....	62
<b>Tableau V. 5.</b> Ferrailage longitudinal pour le poteau B4.....	63
<b>Tableau V. 6.</b> Ferrailage longitudinal pour les autres poteaux.....	63
<b>Tableau V. 7.</b> Ferrailage transversales pour le poteau B4.....	64
<b>Tableau V. 8.</b> Les Armatures transversales pour les autres poteaux.....	64
<b>Tableau V. 9.</b> vérification au flambement pour le poteau B4.....	65
<b>Tableau V. 10.</b> Vérification au flambement pour les autres poteaux.....	65
<b>Tableau V. 11.</b> Vérification des contraintes pour le poteau B4.....	66
<b>Tableau V. 12.</b> Vérification des contraintes pour les autres poteaux.....	67
<b>Tableau V. 13.</b> Vérification des contraintes de cisaillement pour le poteau B4.....	67
<b>Tableau V. 14.</b> Vérification des contraintes de cisaillement pour les autres poteaux.....	68
<b>Tableau V. 15.</b> Dimensions de la zone nodale pour le poteau B4.....	68
<b>Tableau V. 16.</b> Dimensions de la zone nodale pour les autres poteaux.....	68
<b>Tableau V. 17.</b> Ferrailage des poutres.....	69
<b>Tableau V. 18.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	73
<b>Tableau V. 19.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	73
<b>Tableau V. 20.</b> Vérification de l'état limite de compression du béton.....	73
<b>Tableau V. 21</b> Moments résistants dans les poteaux.....	75
<b>Tableau V. 22.</b> Moments résistants dans les poutres.....	75
<b>Tableau V. 23.</b> Vérification des zones nodales pour le poteau B4.....	76
<b>Tableau V. 24.</b> Vérification des zones nodales pour les autres poteaux.....	77
<b>Tableau V. 25.</b> Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2} = 2,6$ m.....	80
<b>Tableau V. 26.</b> Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1} = 2.3$ m.....	80
<b>Tableau V. 27.</b> Ferrailage du voile $V_{y1}$ .....	82
<b>Tableau V. 28.</b> Ferrailage du voile $V_{x2}$ .....	83

## Chapitre VI :

<b>Tableau VI. 1.</b> Section d'armateur du radier.....	91
<b>Tableau VI. 2.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	92
<b>Tableau VI. 3.</b> Section d'armateur du radier à l'ELS.....	92
<b>Tableau VI. 4.</b> Les chargements sur les nervures sens X-X.....	94
<b>Tableau VI. 5.</b> Les chargements sur les nervures sens Y-Y.....	95
<b>Tableau VI. 6.</b> Sollicitation dans les nervures à l'ELU.....	95
<b>Tableau VI. 7.</b> Sollicitation dans les nervures à l'ELS.....	95
<b>Tableau VI. 8.</b> Résultats de ferrailage des nervures.....	97
<b>Tableau VI. 9.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	97
<b>Tableau VI. 10.</b> Ferrailage des nervures à l'ELS.....	98
<b>Tableau VI. 11.</b> Ferrailage des voiles périphérique.....	100
<b>Tableau VI. 12.</b> Vérifications des contraintes à l'ELS.....	102

## Symboles et Notations

Symboles	Notations
$A_{ser}$	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
$A_t$	Section d'un cours d'armature transversale.
$\alpha$	Coefficient de la fibre neutre.
$B$	Aire d'une section de béton.
$B_r$	Section réduite.
$b$	La largeur en générale.
$d$	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
$e$	Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.
$E$	Module d'élasticité longitudinale.
$E_i$	Module de Yong instantané.
$E_v$	Module de Yong différé.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton.
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{ji}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
$f_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
$f_p$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
$f_{gv}$	Flèche différée due aux charges permanentes.
$\Delta f$	Fleche totale.
$\Delta f_{adm}$	Fleche admissible.
$G$	Charges permanentes.
$H$	Hauteur.
$h_t$	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
$h_{cc}$	Hauteur du corps creux.
$h_{dc}$	Hauteur de la dalle de compression.
$h_e$	Hauteur libre d'étage.
$h_r$	Hauteur de la dalle du radier.
$I$	Moment d'inertie.
$I_f$	Moment d'inertie fissuré.
$Q$	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
$L$	Portée d'un élément.
$L_{max}$	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.

$L_x$	Distance entre de deux poutrelles.
$L_Y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
$M$	Moment en générale.
$M_\alpha$	Moment en appui.
$M_t$	Moment en travée.
$M_0$	Moment isostatique.
$N$	Effort normal
$n$	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
$S$	Section d'un élément.
$S_t$	Espacement des armatures.
$V$	Effort tranchant.
$W$	Poids de la structure.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_{st}$	Contrainte de traction dans l'acier.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité concernant le béton.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
$\sigma_{adm}$	Contrainte admissible.
$\tau$	Contrainte de cisaillement.
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique.
$\lambda_i$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé.

## **Introduction générale**

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cette préoccupation de construire s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail.

Cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismique et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leurs apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismique que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+7+2 entre sol), il regroupe à la fois parking et logements d'habitation. Contreventé par un système mixte (portiques -voiles). Il est structuré en six chapitres principaux décrites comme suivant :  
Le premier consiste à donner une présentation du projet en fixant les hypothèses de calcul. Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux. Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires .au quatrième chapitre, On va le procéder à l'étude sismique de la structure .cette dernière sera modélisée par le logiciel ETABS 2016 .  
En fin nous procéderons à l'étude de l'infrastructure et nous terminerons, par une conclusion.

# Chapitre I

## 1. Présentation du projet :

Le projet qui fait l'objet de notre mémoire consiste à faire l'étude de d'un bâtiment (R+7+2 entre sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- ✓ Entre sol 2 à usage d'habitation (contient 2 logement de type F3) + parking.
- ✓ Entre sol 1 garage personnel +usage d'habitation. (contient 2 logement de type F3) .
- ✓ Du RDC au septième étage à usage d'habitation (chaque étage contient 3 logements de type F2 , F3, F4 ) .

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne. Sa hauteur totale est inférieure 48 m ce qui ne conduit a le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

### 1.1. Implantation de l'ouvrage :

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-dit IAZZOUGUEN sur la route de Boulimat de la commune Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA) 99/version 2003), en zone II<sub>a</sub>.

### 1.2. Description architectural de l'ouvrage

#### ✓ Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière en plan dont les dimensions maximales sont :

$$L_x = 25,40 \text{ m} \qquad L_y = 22 \text{ m}$$

#### ✓ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes

- Hauteur totale (acrotère non compris) .....34.12 m
- Hauteur de l'entre sol 2, la partie d'habitation 4 ,08 m, la partie parking 2,96m
- Hauteur de l'entre sol 1 la partie d'habitation 3,06 m, garage personnel 4,18m
- Hauteur des étages courant ,3.06 m

### 1.3. Données géotechnique du site

D'après la conclusions générale de rapport de sol du bureau d'étude technique LEC on a :

- Une contraint de sol  $\sigma_{adm} = 1.8 \text{ bar}$  Annexe7
- Le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondation.

## 2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### 2.1. Le Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup>, de l'eau et éventuellement des adjuvants si nécessaire.

### 2.1.1. Résistance caractéristique a la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée. Lorsque  $j \leq 28$  jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois Suivantes : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1).**

- Bétons de résistance courante  $f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83J} f_{c28}$  Si  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

- Bétons de haute résistance  $f_{cj} = \frac{J}{1.4 + 0.95J} f_{c28}$  Si  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à  $1,1 * f_{c28}$ , à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance  $f_{c28}$  atteigne au plus 40 MPa.

- Lorsque :  $j \geq 60 \rightarrow$  on utilise la relation : 
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 * f_{c28} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

### 2.1.2. Résistance caractéristique a la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de  $j$  jours  $f_{tj}$  est définie conventionnellement par la formule suivant :

$$f_{tj} = 0,6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre projet  $f_{tj} = 25 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

### 2.1.3. Les contraintes limites du béton:

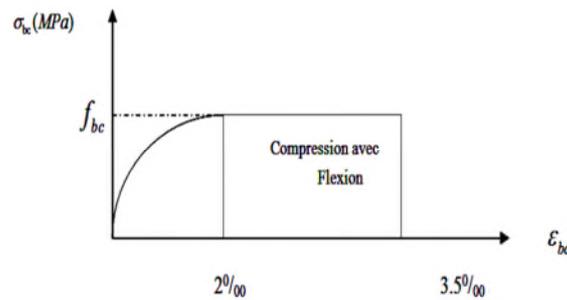
#### a) Etat limite ultime (ELU)

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3).}$$

Avec :

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.



**Figure I. 1.** Diagramme contraintes déformations  $\sigma = f(\epsilon_{bc})$

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton tel que.

- ✓  $\gamma_b = 1,5$  → situation courante (durable).
- ✓  $\gamma_b = 1,15$  → situation accidentelle.

## 2) La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible :  $\tau_u = \min \left[ \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) \right]$

Pour  $f_{c28} = 25MPa$  →  $\tau_u = 3,33 MPa$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :  $\tau_u = \min \left[ \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right) \right]$

Pour  $f_{c28} = 25 MPa$  →  $\tau_u = 2,5 MPa$

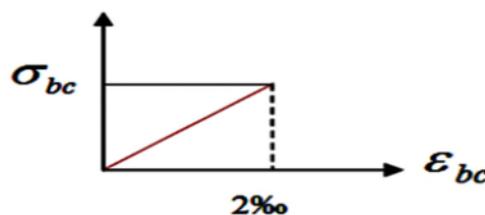
## b) Etat limite de service (ELS) :

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour  $f_{c28} = 25 MPa$  →  $\sigma_{bc} = 15 MPa$

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :



**Figure I. 2.** Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

## 2.2. Les aciers :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

### 2.2.1. Contraintes de calcul aux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU):

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s * \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{array} \right. \rightarrow \text{ Avec } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s} * E_s$$

Tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{ Allongement relatif} \\ E_s = 2.10 \text{ MPa .....Module d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{array} \right.$$

Pour notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{ Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{ Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

### b) Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)

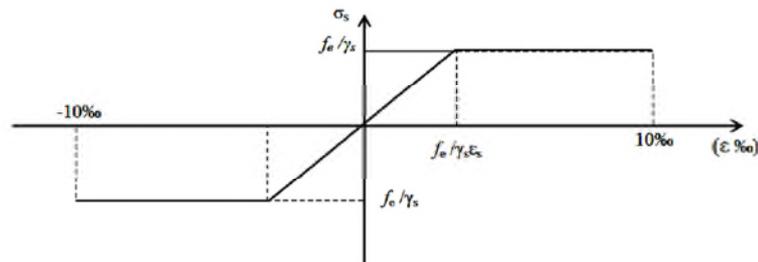


Figure I. 3. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

### c) Etat limite de service (ELS): Selon le BAEL91 :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire,

Donc la valeur de ( $\sigma_s$ ) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2- Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries

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

3- fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

$$\sigma_s \leq \min \left[ 0,5 * f_e ; 90 * (\eta * f_{ij})^{1/2} \right]$$

avec  $\eta$  coefficient de fissuration :

$\eta = 1$  ..... Pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$  ..... pour les HA.

# Chapitre II

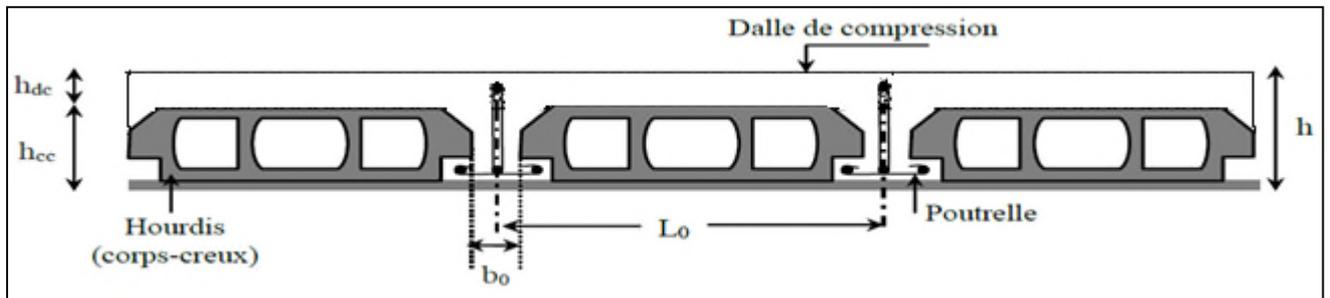
## Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux différentes sollicitations.

### 1. Pré dimensionnement des planchers :

#### 1.1. Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ( $h=h_{cc}+h_{dc}$ )



**Figure II 1.** Coupe transversale de notre plancher à coups 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.

$$h \geq \frac{l_{\max}}{22,5}$$

CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) :

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

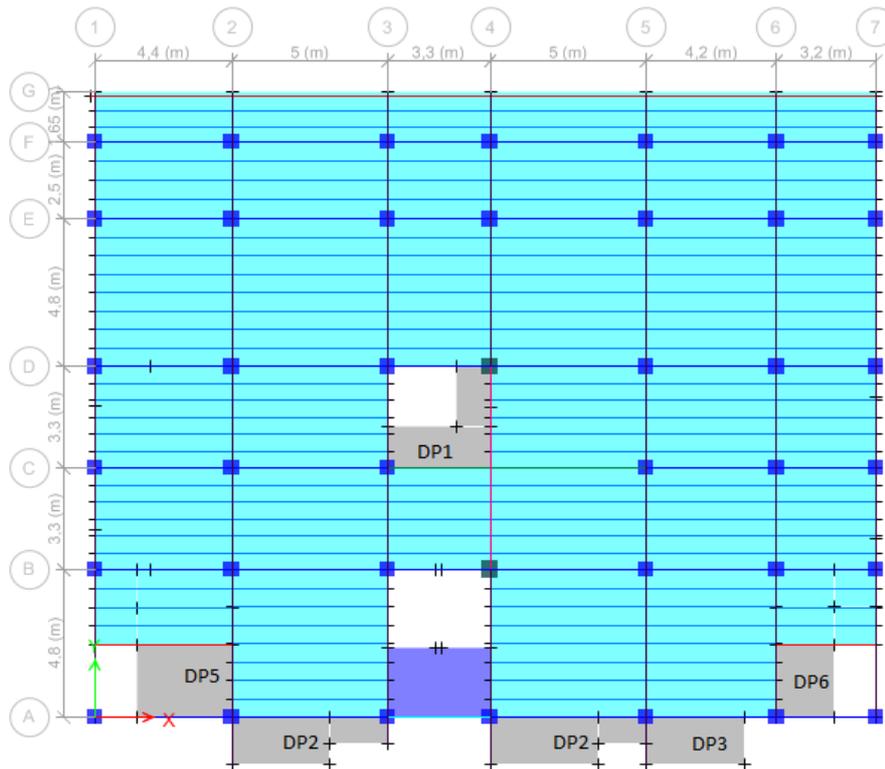
$$L_{\max} = 5 - 0,3 = 4,70 \quad \Rightarrow \quad h \geq \frac{470}{22,5} \quad \Rightarrow \quad h \geq 20 \text{ cm}$$

On prend  $h = 24 \text{ cm}$  soit un plancher (20 + 4) cm

#### 1.1.1. Déposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant l'un des deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.



**Figure. II. 2** .Schéma de la disposition des poutrelles dans le plancher RDC

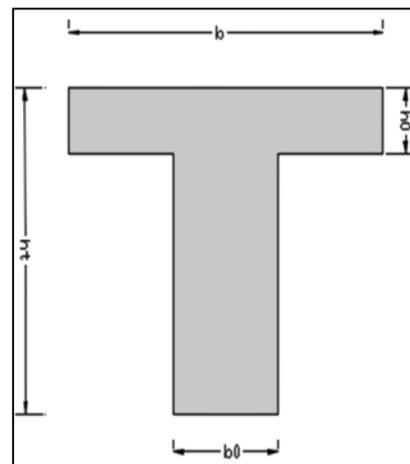
**Remarque** : la disposition des poutrelles dans les autres niveaux est présentée en annexe 1

**1.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle compression)

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \dots\dots\dots(\text{CBA93. Art 4. 1. 3})$$

$l_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles.  
 $l_y^{\min}$  : Longueur minimale entre nus  
 D'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.



**Figure II 3.** Coupe transversale des Poutrelles

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 24 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

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

$$l_y^{\min} = 320 - 30 = 290 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 29 \text{ cm})$$

$$\text{Ce qui donne } b = 65 \text{ cm}$$

## 1.2. Plancher à dalle pleine

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivant :

### ➤ Critère de résistance :

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

Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis ou avec  $\rho \leq 0,4$

$$e \geq \frac{l_x}{20}$$

Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles

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

Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec  $\rho \geq 0,4$

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

Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaire

$$\text{Avec } \rho = l_x/l_y$$

### ➤ Critère de coupe – feu :

$$e \geq 7 \text{ cm}$$

Pour une heure de coup – feu

$$e \geq 11 \text{ cm}$$

pour deux heures de coupe – feu (C.B. A93)

$$e \geq 14 \text{ cm}$$

Pour trois heures de coup – feu

Avec : e épaisseur de la dalle

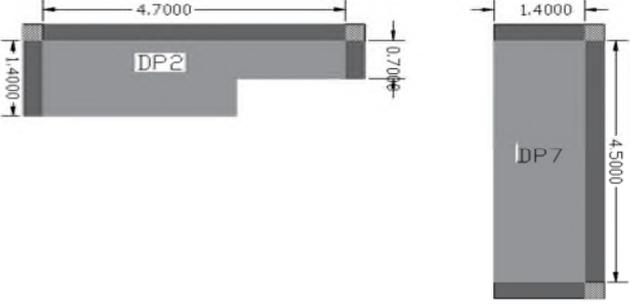
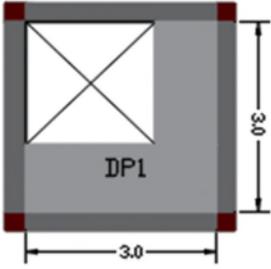
### ➤ Isolation phonique :

$$e \geq 14 \text{ cm}$$

Dans notre projet on distingue neuf types de dalle pleine :

**Tableau II 1.** Pré dimensionnement des dalles pleines.

Dalles	Dessin et cotation	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	Epaisseur de la dalle
Sur Deux appuis	<p>DP5 : 2,9000 x 2,0500            DP9 : 3,0000 x 2,0500            DP6 : 1,7000 x 2,0500            DP3 : 3,0000 x 1,4000            DP8 : 3,3000 x 0,7500</p>	$\rho_5 = 0,706$ $\rho_6 = 0,829$ $\rho_3 = 0,466$ $\rho_8 = 0,227$ $\rho_9 = 0,683$	$\frac{205}{30} \leq e \leq \frac{205}{20}$ $e = 8,5 \text{ cm}$ Donc $e = \max(8,5 ; 12)$ $e = 12 \text{ cm}$

Sur trois appuis		$\rho_2 = 0,227$ $\rho_7 = 0,148$	$\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30}$ $e = 4,5\text{cm}$ Donc $e = \max(4,5 ; 12)$ $e = 12\text{cm}$
Sur quatre appuis		$\rho_1 = 0,476$	$\frac{300}{45} \leq e \leq \frac{300}{40}$ $e = 7\text{cm}$ Donc $e = \max(7 ; 12)$ $e = 12\text{cm}$

**Remarque :** On opte pour toutes les dalles l'épaisseur  $e=14\text{cm}$ .

## 2. Dimensionnement des poutres

La hauteur des poutres est déterminée par expression suivant :

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}$$

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

### a) Poutres Principales (PP)

On suppose des poteaux de (30\*30).

$$L_{\max} = 4,80 - 0,30 = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{Donc} \quad 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{On prend} \quad h = 40 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Pour la poutre de la travée entre B4 et D4

$$L_{\max} = 6,60 - 0,30 = 6,30\text{m}$$

$$\text{Donc} \quad 42 \text{ cm} \leq h \leq 63 \text{ cm}$$

$$\text{On prend} \quad h = 50 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 30 \text{ cm}$$

### ➤ Vérification des exigences du RPA99 /2003

(Art 7.5.1)

- $b \geq 20 \text{ cm}$  condition vérifiée.
- $b \geq 30 \text{ cm}$  condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1,33 < 4 \text{ cm}$  condition vérifiée.
- $h/b = 50/30 = 1,66 < 4 \text{ cm}$  condition vérifiée

**b) Poutres Secondaires (PS)**

$$l_{\max} = 5,00 - 0,3 = 4,70 \text{ m}$$

$$31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

On prend  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

Les dimensions vérifient les exigences du **RPA** citées précédemment.

**3. Pré dimensionnement des voiles**

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20}, 15\text{cm}\right)$$

$h_e$  : Hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle).

$e$  : épaisseur du voile.

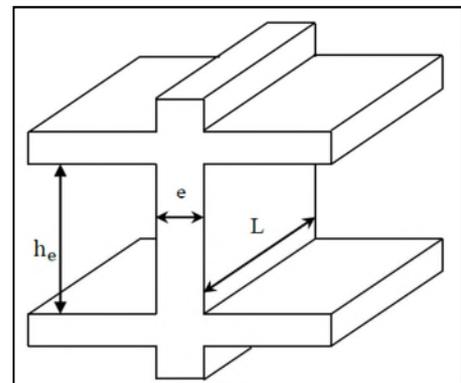
De notre projet on a

$$\text{L'entre sol 2 : } h_e = 408 - 35 = 373\text{cm}$$

$$\text{L'entre sol 1 : } h_e = 418 - 35 = 383\text{ cm}$$

$$\text{de RDC au septième étage } h_e = 306 - 35 = 271\text{ cm}$$

$$e = \begin{cases} 20\text{cm pour l'entre sol 2 et l'entre sol 1.} \\ 15\text{cm pour RDC et les autres étages} \end{cases}$$

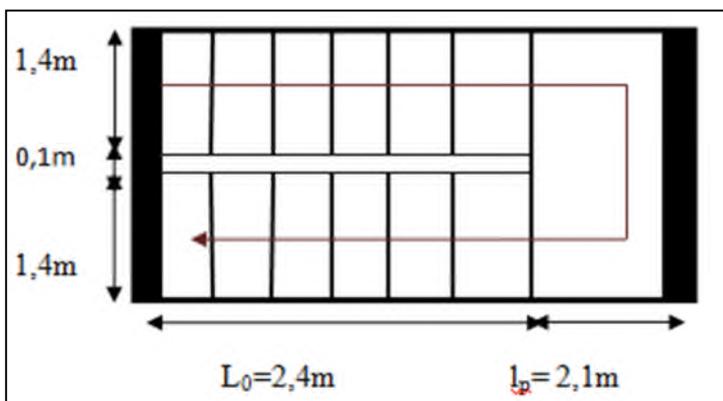


**Figure II 4.** Coupe transversale d'un voile

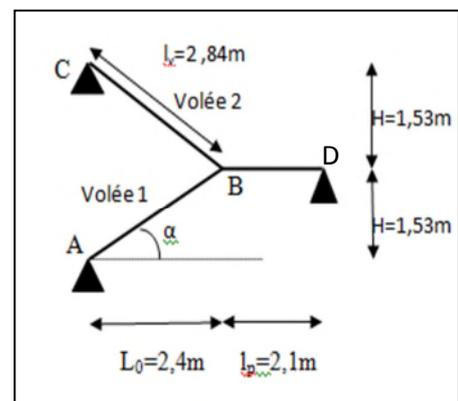
**4. Pré dimensionnement des escaliers**

Les escaliers sont des successions de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Dans notre projet on distingue deux type d'escalier.

**Type1** : escalier droit à deux volées



**Figure II 6.** Schéma de l'escalier droit à deux volées



**Figure II 5.** Schéma de l'escalier Droit à deux volées

- la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
- le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL qui les lie est :  $60 \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$

Le nombre de contre marches (n) est donner par  $n = H/h$

On fixant la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche

Correspondant :  $n = 150/17 = 9$  contres marches

$\Rightarrow$  le nombre de marche est  $(n - 1) = 8$  marches

$$g = \frac{l_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

- **Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{h}{g} = \tan^{-1} \left( \frac{17}{30} \right) = 29,53 \quad e' = \frac{18}{\cos 29,53} = 20,68$$

- **Epaisseur de la paille (e)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \quad \Rightarrow 10,48\text{cm} \leq e \leq 24,73 \text{ cm} \\ e \geq 11\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{pour 2 heurs de coupe feu} \end{array} \right.$$

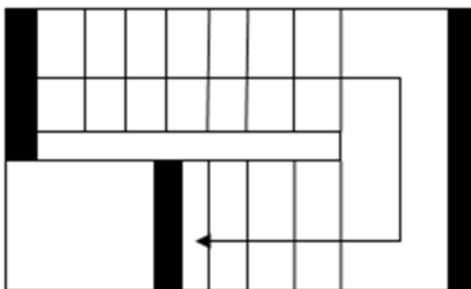
Avec  $L = L_P + L_v$  la longueur développée

Soit  $e = 18 \text{ cm}$

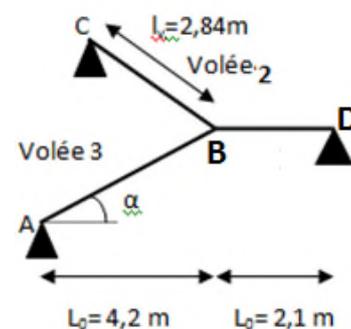
**Tableau II 2.** Dimensionnement du premier type d'escalier (volée 1et2)

H (m)	h (cm)	n	g (cm)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>p1</sub> (m)	L <sub>v</sub> (m)	$\alpha$	e(cm)	e'(cm)
1,53	17	9	30	2,4	2,1	2,84	29,53	18	20,68

**Type 2 :** escalier droit à deux volées au niveau de l'entre 2



**Figure II 8.** Schéma de l'escalier de type 2



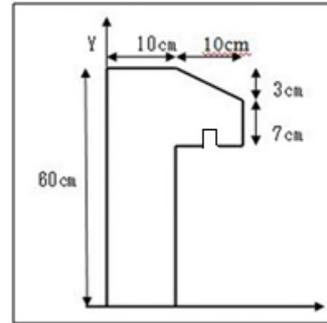
**Figure II 7.** Schéma statique de la partie AB

**Tableau II 3.** Dimensionnement de deuxième type d'escalier de la ( volée 3)

H (m)	h (cm)	n	g (cm)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>p1</sub> (m)	L <sub>v</sub> (m)	α	e (cm)	e' (cm)
2,55	17	14	30	4,2	2,1	4,91	29,53	24	27,58

### 5. L'acrotère

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0.0685 = 1.7125 \text{ KN}$$

**Figure II 9.** Coupe transversale de L'acrotère**Tableau II 4.** Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN / ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN / ml)	G Total (KN / ml)	Q (KN / ml)
60	10	0,0685	1,7125	0,54	2,25	1

### 6. Evaluation des charges et des surcharges

**Tableau II 5.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N	Couche	Poids volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur ( m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
4	Corps creux	/	0,2+0,04	3,3
5	Forme de pente	22	0,01	2,2
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,7
Q étages courant				1

**Tableau II 6.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N	Couche	Poids volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur ( m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
4	Dalle pleine	/	0,14	3,5
5	Forme de pente	22	0,01	2,2
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				6,9
Q étages courant				1

**Tableau II 7.** Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.

N	couche	Poids volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur ( m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,24	3,3
5	cloison	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,73
Q étages courant				1,5

**Tableau II 8 .** Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.

N	couche	Poids volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur ( m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	/	0,14	3,5
5	cloison	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,93
Q étages courant				1,5

**Tableau II 9.** Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.

N	couche	Poids volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur ( m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	0,13
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				2,74

**Tableau II 10.** Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.

N	couche		Poids volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur ( m)		Poids (KN/m <sup>2</sup> )	
1	paillasse		25	0.2068	0,2758	5,17	6,895
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02		0,4	
		Vertical	20	0,02h/g		0,226	
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02		0,4	
		Vertical	20	0,02h/g		0,226	
4	Enduit de ciment		18	0,015		0,27	
5	poids des marches		22	h/2		1,87	
Charge permanent G						8,562	10,287
charge d'exploitation Q						2,5	

**Tableau II 11.** Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.

N	couche	Poids volumique ( KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur ( m)		Poids (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Carrelage	20	0,02		0,4	
2	Mortier de pose	20	0,02		0,4	
3	Lit de sable	18	0,02		0,36	
4	palier	25	0,18	0,24	4,5	6
5	Enduit de ciment	18	0,015		0,27	
Charge permanent G					5,93	7,43
charge d'exploitation Q					2,5	

## 7. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance
- Critère de la stabilité de forme
- Les conditions RPA/2003

**Tableau II 12.** Dimensions préliminaires des poteaux.

poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	poids propre g (KN) $g = h b H_e \gamma_c$
Entre sol 2	60 x 60	36,72
Entre sol 1,	55*55	23,14
RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	50*50	19,125
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45*45	19,49
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40*40	12,24
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35*35	9,37

**Tableau II 12 .**Dimensions préliminaires pour les poteaux B4 et D4

poteaux	Section (cm <sup>2</sup> )	poids propre g (KN) $g = h b H_e \gamma_c$
Entre sol 2	60 x 60	36,72
Entre sol 1 au 3 <sup>ème</sup> étage	55*55	23,14
4 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	50*50	19,125

## 8. Descente de charges

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse .....(niveau0)  $Q_0$

Sous le dernier étage ..... (niveau1)  $Q_0 + Q_1$

Sous le l'étage immédiatement inférieur (niveau 2)  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$   
 $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous les étages inférieurs (pour  $n \geq 5$ :  $Q_0 + (3 + n) / (2 * n) \sum_1^n Q_i$ )

Le coefficient  $\frac{3+n}{2*n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (poteau B4) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

### ❖ Niveau 0 (34.12 m)

**P.1 et p2** : poutres principales. **P.S** : Poutre secondaires.

**C.C** : plancher a corps creux. **D.P** : plancher à dalle pleine

$$\begin{cases} S1 = 4,73 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,38 \text{ m}^2 \\ G_P = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp} \\ \begin{cases} L_{ps} = 1,5 \text{ m} \\ L_{pp} = 5,4 \text{ m} \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{Pp1} = 25 * 0,3 * 0,5 * 3,15 = 11,812 \text{ KN} \\ G_{Pp1} = 25 * 0,3 * 0,4 * 2,25 = 6,75 \text{ KN} \\ G_{Ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * 1,5 = 3,94 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutre} = 22,502 \text{ KN}$$

$$G_{acc} = G_{tot} * L_{acc} = 2,25 * (3,15 + 2,25 + 0,3) = 12,825 \text{ KN}$$

❖ Niveau 1 (31.62 m)

$$\begin{cases} S1 = 4,73 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,38 \text{ m}^2 \\ S3 = 7,40 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,29 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{Pp1} = 25 * 0,3 * 0,5 * 3,15 = 11,812 \text{ KN} \\ G_{Pp1} = 25 * 0,3 * 0,4 * 2,25 = 6,75 \text{ KN} \\ G_{Ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * (3,85) = 10,10 \text{ KN} \\ G_{ch} = 25 * 0,3 * 0,3 * 2,23 = 3,94 \text{ KN} \end{cases}$$

$$g_{poutre} = 22,502 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = G_v * s_2 = 28,93 \text{ KN}$$

❖ Niveau 2 (28.56 m)

$$\begin{cases} S1 = 4,73 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,38 \text{ m}^2 \\ S3 = 7,40 \text{ m}^2 \\ S4 = 3,29 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{p1} = 25 * 0,3 * 0,5 * 3,15 = 11,812 \text{ KN} \\ G_{p2} = 25 * 0,3 * 0,4 * 2,25 = 6,75 \text{ KN} \\ G_{Ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * (3,85) = 10,10 \text{ KN} \\ G_{ch} = 25 * 0,3 * 0,35 * 2,35 = 6,168 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutre} = 34,83 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = G_v * s_2 = 28,93 \text{ KN}$$

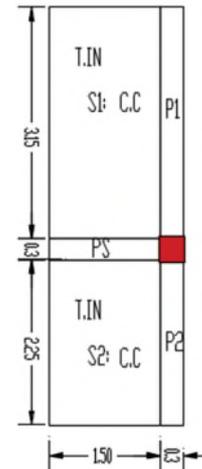


Figure II 10. Surface afférente de niveau 0

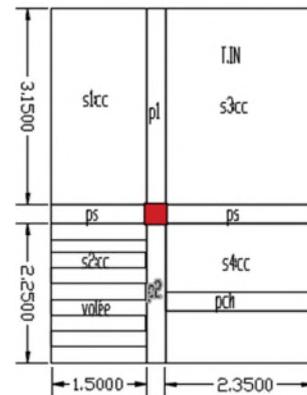


Figure II 11. Surface afférente du niveau 1

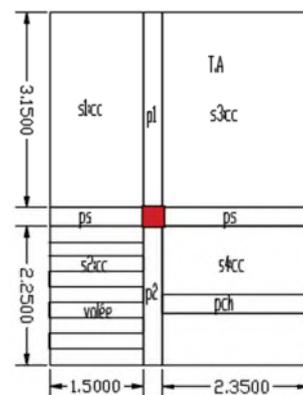


Figure II 12. Surface afférente du niveau 2

## ❖ Niveau 3 et 4 (25.5 m et 22.24 m)

$$\begin{cases} S1 = 4,73 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,38 \text{ m}^2 \\ S3 = 7,40 \text{ m}^2 \\ S4 = 5,29 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{p1} = 25 * 0,3 * 0,5 * 3,15 = 11,812 \text{ KN} \\ G_{p2} = 25 * 0,3 * 0,4 * 2,25 = 6,75 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * (3,85) = 10,10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutre} = 28,662 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = G_v * s_2 = 28,93 \text{ KN}$$

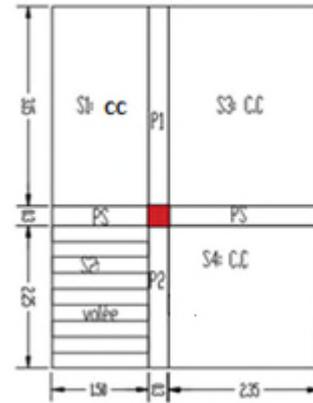


Figure II 13. Surface afférente du niveau 3 et 4

## ❖ Niveau 5 et 6, 7, 8

$$\begin{cases} S1 = 4,73 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,38 \text{ m}^2 \\ S3 = 7,40 \text{ m}^2 \\ S4 = 5,29 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{pp1} = 25 * 0,3 * 0,5 * 3,15 = 11,812 \text{ KN} \\ G_{pp2} = 25 * 0,3 * 0,4 * 2,25 = 6,75 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * (3,85) = 10,10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutre} = 28,662 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = G_v * s_2 = 28,93 \text{ KN}$$

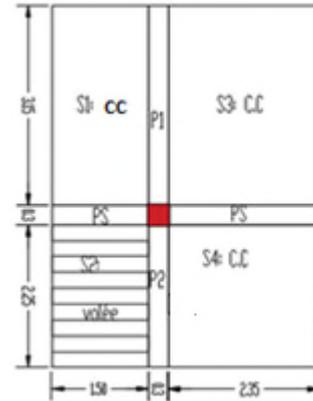


Figure II 14. Surface afférente du niveau 5 et 6, 7, 8

## ❖ Niveau 9 et 10

$$\begin{cases} S1 = 4,73 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,38 \text{ m}^2 \\ S3 = 7,40 \text{ m}^2 \\ S4 = 5,29 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{p1} = 25 * 0,3 * 0,5 * 3,15 = 11,812 \text{ KN} \\ G_{p2} = 25 * 0,3 * 0,4 * 2,25 = 6,75 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,35 * (3,85) = 10,10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutre} = 28,662 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = G_v * s_2 = 28,93 \text{ KN}$$

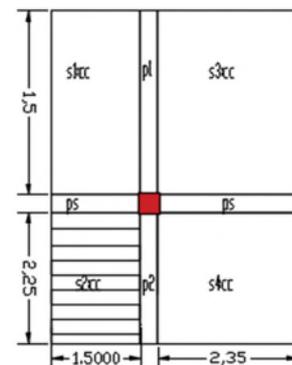


Figure II 15. Surface afférente du niveau 9 et 10

**Tableau II 13.** Résultats de la descente de charge du poteau.

Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
<b>N<sub>0</sub></b>	plancher	54,337	8,178
	poutres	22,502	
	poteau	15,625	
	L'acrotère	12,825	
<b>SOMME</b>		<b>105,289</b>	<b>8,178</b>
<b>N<sub>1</sub></b>	venant de N <sub>0</sub>	105,289	34,413
	plancher	98,725	
	poutres	34,83	
	poteau	19,125	
	Escalier	28,93	
<b>SOMME</b>		<b>286,899</b>	<b>34,413</b>
<b>N<sub>2</sub></b>	venant de N <sub>1</sub>	286,899	70,871
	plancher	88,356	
	poutres	34,83	
	poteau	19,125	
	Escalier	28,93	
<b>SOMME</b>		<b>458,14</b>	<b>70,871</b>
<b>N<sub>3</sub></b>	venant de N <sub>2</sub>	458,14	98,693
	plancher	99,816	
	poutres	28,662	
	poteau	19,125	
	Escalier	28,93	
<b>SOMME</b>		<b>634,673</b>	<b>98,693</b>
<b>N<sub>4</sub></b>	venant de N <sub>3</sub>	634,673	123,058
	plancher	99,816	
	poutres	28,662	
	poteau	19,125	
	Escalier	28,93	
<b>SOMME</b>		<b>811,206</b>	<b>123,058</b>
<b>N<sub>5</sub></b>	venant de N <sub>4</sub>	811,206	143,964
	plancher	99,816	
	poutres	28,662	
	poteau	23,141	
	Escalier	28,93	
<b>SOMME</b>		<b>991,755</b>	<b>143,964</b>
<b>N<sub>6</sub></b>	venant de N <sub>5</sub>	991,755	161,412
	plancher	99,816	
	poutres	28,662	
	poteau	23,141	
	Escalier	28,93	
<b>SOMME</b>		<b>1172,304</b>	<b>161,412</b>
<b>N<sub>7</sub></b>	venant de N <sub>6</sub>	1172,304	178,815
	plancher	99,816	
	poutres	28,662	
	poteau	23,141	

	Escalier	28,93	
	<b>SOMME</b>	<b>1352,853</b>	<b>178,815</b>
<b>N<sub>8</sub></b>	venant de N <sub>7</sub>	1352,853	196,190
	plancher	99,816	
	poutres	28,662	
	poteau	23,141	
	Escalier	28,93	
	<b>SOMME</b>	<b>1533,402</b>	<b>196,190</b>
<b>N<sub>9</sub></b>	venant de N <sub>8</sub>	1533,402	213,546
	plancher	99,816	
	poutres	28,662	
	poteau	23,141	
	Escalier	28,93	
	<b>SOMME</b>	<b>1713,951</b>	<b>213,546</b>
<b>N<sub>10</sub></b>	venant de N <sub>9</sub>	1713,951	230,889
	plancher	99,816	
	poutres	28,662	
	poteau	36,72	
	Escalier	28,93	
	<b>SOMME</b>	<b>1908,079</b>	<b>230,889</b>
	<b>ELU</b>	<b>1.35*1908,079+1,5*230,889</b>	
	<b>Effort normal à la base</b>	<b>N<sub>u</sub>* = 2922,240</b>	

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort N<sub>u</sub> comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 10\% \text{ poteaux internes voisin de rivedans le cas d'un bâtiment comportant au moins de 3} \\ \text{travée} \\ 15\% \text{ poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N<sub>u</sub> sera majoré de 10%.

$$N_u = 1,1 N_u^* = 1,1 \times 2922,240 = 3214,460 \text{ KN}$$

## 9. Vérifications à faire

### ➤ Vérification à la compression simple

Le dimensionnement se fait à l'ELU, On doit vérifier la condition suivant :

$$B \geq \frac{N_u}{f_{bu}} = \frac{3214,460 \times 10^{-3}}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,226 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } B \text{ la section du poteau.}$$

$$B = 0,36 \text{ m}^2 > 0,226 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Tableau II 14.** Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

niveau	Nu (KN)	B ( m <sup>2</sup> )	B <sup>cal</sup> (m <sup>2</sup> )	B > B <sup>cal</sup>
Niveau 0	169,847	0,25	0,011	vérifiée
Niveau 1	482,826	0,25	0,034	vérifiée
Niveau2	797,275	0,25	0,056	vérifiée
Niveau 3	1105,332	0,25	0,077	vérifiée
Niveau4	1407,686	0,25	0,099	vérifiée
Niveau5	1710,296	0,302	0,120	vérifiée
Niveau 6	2007,201	0,302	0,141	vérifiée
Niveau 7	2304,031	0,302	0,162	vérifiée
Niveau 8	2600,815	0,302	0,183	vérifiée
Niveau9	2897,568	0,302	0,204	vérifiée
Niveau10	3214,464	0,36	0,226	vérifiée

### ➤ Vérification au flambement

D'après le CBA93 on doit vérifier que l'effort normal ultime:

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha * \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

- $\alpha$  : coefficient tenant de l'encastrement  $\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$
- $l_f = 0,7 * l_0$  : la longueur de flambement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$
- $i$  : rayon de gyration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  ;  $I = \frac{b * h^3}{12}$

Section d'armature comprimée  $A_s \geq 0,8\% * B_r$  ; on prend  $A_s = 1\% * B_r$

$$B_{cal} \geq \frac{N_u}{\alpha * \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]}$$

$B_r$  : Section réduite du poteau.  $B_r = (a-2) * (b-2)$

Il faut vérifier que  $B_r \geq B_{cal}$

**Tableau II 15.** Vérification au flambement.

Niveau	Nu (KN)	B (m <sup>2</sup> )	$l_0$ (m <sup>2</sup> )	$l_f$	$\lambda$	$\alpha$	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_r$ cal(m <sup>2</sup> )	obs
Niveau0	169,847	0,25	2	1,4	9,722	0,837	0,2304	0,006	V
Niveau1	482,826	0,25	2,56	1,792	12,444	0,829	0,2304	0,026	V
Niveau2	797,275	0,25	2,56	1,792	12,444	0,829	0,2304	0,034	V
Niveau3	1105,332	0,25	2,56	1,792	12,444	0,829	0,2304	0,060	V
Niveau4	1407,686	0,25	2,56	1,792	12,444	0,829	0,2304	0,077	V
Niveau5	1710,296	0,302	2,56	1,792	11,341	0,832	0,2809	0,093	V
Niveau6	2007,201	0,302	2,56	1,792	11,341	0,832	0,2809	0,109	V
Niveau7	2304,031	0,302	2,56	1,792	11,341	0,832	0,2809	0,125	V
Niveau8	2600,815	0,302	2,56	1,792	11,341	0,832	0,2809	0,142	V
Niveau9	2897,568	0,302	2,56	1,792	11,341	0,832	0,2809	0,158	V
Niveau10	3214,464	0,36	3,58	2,506	15,860	0,816	0,3364	0,179	V

**Conclusion** : Le pré dimensionnement a été effectué selon les règlements en vigueur. Les dimensions adoptées sont récapitulés ci-après

- Plancher à corps creux (20+4) cm
- Dalle pleine
  - $\left\{ \begin{array}{l} e = 15\text{cm pour la dalle d'ascenseur et} \\ e = 14\text{cm pour les autres dalle pleine} \end{array} \right.$
- Epaisseur des paillasse  $\left\{ \begin{array}{l} e = 23\text{ cm pour la volée 1 de l'entre sol 2} \\ e = 18\text{ cm pour les autre volée} \end{array} \right.$
- Poutres Principales  $\left\{ \begin{array}{l} (30 * 50)\text{ cm}^2\text{ pour la poutre de travée D4, B4} \\ (30 * 40)\text{ cm}^2\text{ pour les autre poutre} \end{array} \right.$
- Poutres Secondaires (30 \* 35) cm
- Epaisseur des voiles :  $\left\{ \begin{array}{l} e = 20\text{ cm}^2\text{ pour l'entre sol 1 et 2} \\ e = 15\text{ cm}^2\text{ pour RDC et les autres étage} \end{array} \right.$
- Poteaux : leurs dimensionnements sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II 16.** Pré dimensionnement des poteaux.

Niveaux	L'entre sol 2	L'entre sol 1	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage
Dimensions	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35

**Tableau II 17.** Pré dimensionnement des poteaux B4 et D4.

Niveaux	L'entre sol 2	L'entre sol 1 au 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage
Dimensions	60*60	55*55	50*50

# Chapitre III

## Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

### 1. Les planchers.

#### 1.1. Calcul de plancher à corps creux.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- Dalle de compression.

##### 1.1.1. Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple et au cisaillement sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

##### a. Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91).

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

1. Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2; 2G)$ .
2. Que le rapport  $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$ .
3. La fissuration est peu nuisible (F.P.N).
4. Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées ( $I = \text{Constant}$ ).

##### ❖ Application de la méthode.

##### • Moments aux appuis ( $M_a < 0$ ).

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0 : \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0 : \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0 : \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec  $M_0$ : Moment isostatique maximal dans la travée.

##### • Moments en travées.

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

- (1) ... ..  $M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_{0i}$ .
- (2) ...  $M_{ti} \geq \begin{cases} [(1.2 + 0.3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée de rive.} \\ [(1 + 0.3\alpha)/2]M_{0i} \dots \text{travée intermédiaire.} \end{cases}$

$\alpha = Q / (G+Q)$  : degré de surcharge ;

$M_g; M_d$  : sont les moments sur les appuis de gauche et droit de chaque travée considérée.

##### • Efforts tranchants.

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$  Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 & \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 & \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

### b. Méthode de Caquot minorées (Annexe E.2 du BAEL 91).

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par  $G' = 2/3 G$ .

- **Moment en appui :**

$$M_i = \frac{q_g L'_g{}^3 + q_d L'_d{}^3}{0,85(L'_g + L'_d)}$$

Tel que :  $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives.} \\ q_g \text{ et } q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire.} \\ L : \text{Travée de rive.} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d * \frac{X}{L}$$

$$M_0(X) = q * \frac{X}{2} (L - X) ; \quad X = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q * L}$$

- **Efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM .

$$V_i = \pm \frac{q_u * L_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

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

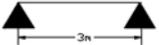
$M_{i+1}$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$L_i$  : Portée de la travée.

### 1.1.2. Types de poutrelles.

Tableau.III. 1.Types de poutrelles.

Type	Schéma statiques des poutrelles
Type1	
Type2	
Type3	
Type4	
Type5	

Type6	
Type7	
Type8	
Type9	

**Tableau.III. 3.** Choix de la méthode de calculs des poutrelles.

Type des poutrelles	Conditions de l'application de la M. forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 2,3	vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q_{\max} = 1,5\text{KN} \leq \min(5\text{KN/m}^2; 2G) \\ \text{F.P.N} \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ \llbracket I = \text{constant} \end{array} \right.$	M. forfaitaire
Type 1, 5, 6,7,9	Non vérifiées	$L_i/L_{i+1} \notin [0,8; 1,25]$	M. de Caquot minorée
Type 4,8	/	Poutrelle isostatique	M. de la RDM

Pour l'étude des poutrelles, on exposera un exemple de calcul, soit le type 1 de l'entre sol 1.

### 1.1.3. Calcul des sollicitations max dans la poutrelle (Type 1 de l'entre sol 1).

#### Schéma statique



**Figure.III. 1.** Schéma statique de la poutrelle.

#### ✓ Charges qui reviennent sur la poutrelle et combinaison d'actions

$$G = 5,73 \text{ (KN/m}^2\text{)}. \quad Q = 2,5 \text{ (KN/m}^2\text{)}. \quad G' = 2/3 G = 3,82 \text{ (KN/m}^2\text{)}. \quad l_0 = 0,65 \text{ (m)}.$$

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} q_u = (1,35G + 1,5Q) l_0 = 7,466 \text{ KN/ml} \\ q'_u = (1,35G' + 1,5Q) l_0 = 5,79 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} q_s = (G + Q) * l_0 = 5,35 \text{ KN/ml} \\ q'_s = (G' + Q) * l_0 = 4,108 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$M_A = M_D = -0,15M_0 \text{ on a, } M_0 = \begin{cases} \text{ELU : } 23,33 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } 16,71 \text{ KN.m} \end{cases}, \text{ avec } L = \max(L_{AB}; L_{BC}).$$

$$\text{D'où, } M_A = M_D = \begin{cases} \text{ELU : } -3,499 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } -2,507 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q'_g * L'_g{}^3 + q'_d * L'_d{}^3}{0,85(L'_g + L'_d)} = \begin{cases} ELU : -\frac{5,79 \times (5^3 + 3,36^3)}{8,5(5 + 3,36)} \\ ELS : -\frac{4,108 \times (5^3 + 3,36^3)}{8,5(5 + 3,36)} \end{cases} \Rightarrow M_B = \begin{cases} ELU : -13,275 \text{ KN.m} \\ ELS : -9,419 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_C = -\frac{q'_g * L'_g{}^3 + q'_d * L'_d{}^3}{0,85(L'_g + L'_d)} = \begin{cases} ELU : -\frac{5,79 \times (3,36^3 + 3,2^3)}{8,5(3,36 + 3,32)} \\ ELS : -\frac{4,108 \times (3,36^3 + 3,2^3)}{8,5(3,36 + 3,32)} \end{cases} \Rightarrow M_C = \begin{cases} ELU : -7,341 \text{ KN.m} \\ ELS : 5,209 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées :**

Travée AB.

$$M_t = M_0(X_0) + M_g \left(1 - \frac{X_0}{L}\right) + M_d * \frac{X_0}{L}$$

$$X_0 = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q * L} = \frac{5}{2} - \frac{-13,275}{7,466 \times 5} = 2,144 \text{ m}$$

$$M_0(X_0) = q * \frac{X_0}{2} (L - X_0) = \begin{cases} ELU : 22,858 \text{ KN.m} \\ ELS : 16,379 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{AB} = \begin{cases} ELU : 17,166 \text{ KN.m} \\ ELS : 12,340 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC.

$$X_0 = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q * L} = \frac{4,2}{2} - \frac{-13,275 - (-7,341)}{7,466 \times 4,2} = 2,289 \text{ m}$$

$$M_0(X_0) = q * \frac{X_0}{2} (L - X_0) = \begin{cases} ELU : 16,329 \text{ KN.m} \\ ELS : 11,701 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{BC} = \begin{cases} ELU : 6,289 \text{ KN.m} \\ ELS : 4,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée CD.

$$X_0 = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q * L} = \frac{3,2}{2} - \frac{-7,341}{7,466 \times 3,2} = 1,907 \text{ m}$$

$$M_0(X_0) = q * \frac{X_0}{2} (L - X_0) = \begin{cases} ELU : 9,204 \text{ KN.m} \\ ELS : 6,596 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{CD} = \begin{cases} ELU : 6,238 \text{ KN.m} \\ ELS : 4,491 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants :**

$$V_i = \pm q \frac{L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = \frac{7,466 \times 5}{2} - \frac{13,275}{5} \Rightarrow V_A = 16,01 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{7,466 \times 5}{2} - \frac{13,275}{5} \Rightarrow V_B = -21,3 \text{ KN} \end{cases}$$

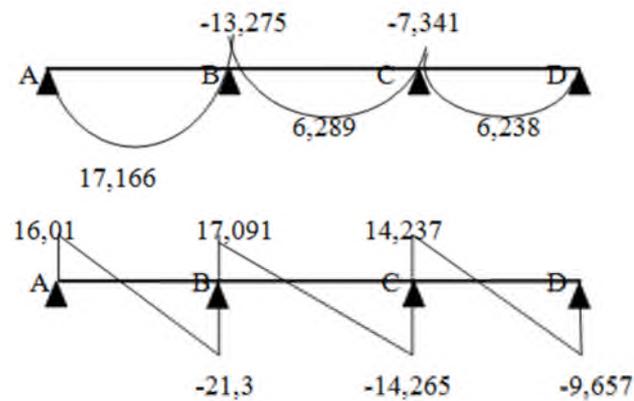
$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_B = \frac{7,466 \times 4,2}{2} - \frac{-13,275 + 7,341}{4,2} \Rightarrow V_B = 17,091 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{7,466 \times 4,2}{2} - \frac{-13,275 + 7,341}{4,2} \Rightarrow V_C = -14,265 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} V_C = \frac{7,466 \times 3,2}{2} - \frac{-7,341}{3,2} \Rightarrow V_C = 14,237 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{7,466 \times 3,2}{2} - \frac{-7,341}{3,2} \Rightarrow V_D = -9,657 \text{ KN} \end{cases}$$

**Tableau.III. 4.** Sollicitations maximal dans les différents étages

Type	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant $V_u$ (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
T.inaccessible	-3.213	-12.851	16.174	19.705	-2.346	-10.228	11.832
Etage 7	-3.042	-12.17	15.459	18.662	-2.203	-8.813	11.194
Etage 6	-3.042	-12.17	15.459	18.662	-2.203	-8.813	11.194
Etage 5	-3.042	-12.17	20.284	18.66	-2.203	-8.813	14.688
1 <sup>ère</sup> au 4 étage.	-3.042	-12.17	20.284	19.554	-2.203	-8.813	14.688
RDC	-3.042	-12.17	20.284	19.388	-2.203	-8.813	14.688
E.SOL1	-3.042	-12.17	20.284	19.388	-2.203	-8.813	14.688

✓ **Diagramme des efforts internes dans les poutrelles type1 de l'entre sol1.**

**Figure.III. 2** Diagramme des efforts internes dans les poutrelles type1

#### 1.1.4. Ferrailage des poutrelles :

$$ELU \begin{cases} M_u^{rive} = -3,042 \text{ KN.m} \\ M_t = 20,284 \text{ KN.m} \\ V_u = 16,228 \text{ KN} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_u^{rive} = -2,203 \text{ KN.m} \\ M_t = 14,688 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :** Pour le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche, on prend  $b = 65 \text{ cm}$  et  $L = 5 \text{ m}$

✓ **Ferraillage en travée.**

Données :  $b = 65\text{cm}$  ;  $b_0 = 10\text{ cm}$  ;  $h = 24\text{ cm}$  ;  $h_0 = 4\text{ cm}$  ;  $f_e = 400\text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14 * 0,65 * 0,04 \left( 0,22 - \frac{0,04}{2} \right) = 0,07384\text{ MN.m.}$$

$M_{tu} = 0,07384\text{MN.m} > M_T = 0,020284\text{ MN} \Rightarrow$  Calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{0,07384}{14,2 * 0,65 * 0,22^2} = 0,045 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa} ; U_l = 0,392 ; \alpha_l = 0,668 ; \varepsilon_l = 1,74 * 10^{-3}$$

$$U_{bu} = 0,128 < U_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne:  $A_t = \frac{M_{tu}}{Z f_{st}}$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 * 0,045}] = 0,057$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22(1 - 0,4 * 0,057) = 0,214\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{Z f_{st}} = \frac{20,284 * 10^{-3}}{0,214 * 348} = 2,723 * 10^{-4}\text{m}^2 = 2,723\text{cm}^2$$

• **Condition de non fragilité.**

$$A_{t\min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0,23 * 0,65 * 0,22 * 2,1 / 400 = 1,726 * 10^{-4}\text{m}^2$$

$$A_{t\min} = 1,726\text{cm}^2 < A_t = 2,723\text{cm}^2 ; \text{Soit } A = 3\text{HA}12 = 3,39\text{cm}^2$$

✓ **Ferraillage aux appuis.**

• **Appuis de rive.**

$$U_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{f_{bu} * b_0 * d^2} = \frac{3,042 * 10^{-3}}{14,2 * 0,1 * 0,22^2} = 0,44 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}] = 0,056 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,215\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z * f_{st}} = 0,4065\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité.**

$$A^{min} = 0,265\text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,4065\text{cm}^2 ; \text{soit } A = 1\text{HA}10 = 0,79\text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à L'ELU.**

• **Vérification de rupture par cisaillement.**

$$\text{FPN} \Rightarrow \tau_u = V_u^{\max} / (b_0 * d) \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{ MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{16,228 * 10^{-3}}{(0,1 * 0,22)} = 0,737\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{ MPa} \text{ pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

▪ **Espacement (St).**

L'espacement des armatures transversales  $St$  est défini par le minimum entre les trois conditions suivantes :

$$1) S_t < \frac{A_t * f_c}{0,4 * b_0} \Rightarrow S_t < 101 \text{ cm}$$

$$2) S_t < \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t < 19,8 \text{ cm}$$

$$3) S_t < \frac{0,8 * A_t * f_c (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 * f_{t28} * k)} \Rightarrow S_t < 302,05 \text{ cm}$$

Avec :  $\alpha = 90^\circ$  ;  $k = 1$  ; car ( F.P.N . Sans reprise de bétonnage).

$$\Rightarrow S_t \min (S_1 ; S_2 ; S_3 ) \Rightarrow S_t < 15 \text{ cm.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales  $A_l$  vis-à-vis de l'effort tranchant  $V_u$ .**
  - **Appui de rive.**

$$A_l^{\min} > \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t^{\text{travéé}} + A_t^{\text{rive}} = 4,18 \text{ cm}^2$$

$$A_l^{\min} = \frac{1,15}{400} * 16,228 * 10^{-3} = 0,466 * 10^{-5} \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la bielle.**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} < \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,8 * f_{c28}}{\gamma_b} ; \quad \text{avec } a = \min(0,9 * d ; (40 - 4)\text{cm}) = 19,8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow V_u \leq 0,267 * a * b_0 * f_{c28} \Leftrightarrow 16,228 \text{ KN} < 132,1 \text{ KN} \dots \dots \text{la bielle est vérifiée.}$$

- **Vérification de la jonction table nervure.**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 * V_u}{0,9 * b * h_0 * d} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec} \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 0,866 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MP}$$

Comentaire : pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

✓ **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ❖ Vérification des contraintes.
- ❖ Vérification de la flèche.

✓ **Vérification des contraintes.**

- **En travée**

**Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15 * A * (d - h_0) = -395,3 < 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre est dans la nervure.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 50,85 y - 1118,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 384,729 \quad \Rightarrow \quad y = 5,136 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 = \frac{65 \cdot 5,136^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (22 - 5,136)^2 = 17396,85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14,688 \cdot 10^{-3}}{17396,85 \cdot 10^{-8}} \cdot 5,136 \cdot 10^{-2} \quad \text{Danc} \quad \begin{cases} \sigma_{bc} = 4,33 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{Vérifiée}$$

- **En appui rive**

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = -133,3 \text{ cm}^3 < 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre est dans la nervure.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

### Calcul de y et I

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 11,85y - 260,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 73,1739 \Rightarrow y = 6,132 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 = \frac{10 \cdot 6,132^3}{3} + 15 \cdot 0,79 \cdot (22 - 6,132)^2 = 3752,325 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,203 \cdot 10^{-3}}{3752,325 \cdot 10^{-8}} \cdot 6,132 \cdot 10^{-2} \quad \text{Danc} \quad \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,6 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{Vérifiée}$$

- ✓ **Vérification de la flèche**

- **Conditions de la vérification de la flèche**

Données :  $L = 5 \text{ m}$  ;  $M_{os} = M_{ts} = 14,688 \text{ KN.m}$

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

1)  $h > \frac{M_{ts}}{15 \cdot M_{os}} \cdot l \Rightarrow h = 24 < 33,33 \text{ cm} \dots$  non vérifiée.

2)  $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,98 \text{ cm} \dots$  non vérifiée.

3)  $l = 5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots$  Vérifiée.

Puisque l'un des trois conditions n'est pas vérifié, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ij}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$$

$\Delta f$  : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait fissure,..).

$$J = (G_{plancher} + G_{cloisons}) = 4,3 \text{ KN/m}^2$$

$$g = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revetement}) = 5,73 \text{ KN/m}^2$$

$$p = (G_{tot} + Q_{tot}) = 7,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser}^j = 4,3 * 0,65 = 2,795 \text{ KN/ml} \\ q_{ser}^g = 5,73 * 0,65 = 3,7245 \text{ KN/ml} \\ q_{ser}^p = 7,23 * 0,65 = 4,699 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^j = q_{ser}^j * \frac{l^2}{8} = 8,7343 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^g = q_{ser}^g * \frac{l^2}{8} = 11,639 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = q_{ser}^p * \frac{l^2}{8} = 14,688 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Modules de Young instantané et différé.**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 * E_v = 32456,6 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

remarque : Comme en partie supérieure de la poutrelle, nous avons disposée une barre HA10 de construction, on préfère la prendre en considération dans notre calcul

- **Coefficients  $\lambda$ ,  $\mu$**

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton

$$\lambda \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 * b * f_{c28}}{(2 * b + 3 * b_0) \rho} = 2,245 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} * \lambda_i = 0,898 \end{array} \right. \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A}{b_0 * d} = 0,019$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = \max \left( 0; 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,632 \\ \mu_g = \max \left( 0; 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,708 \\ \mu_p = \max \left( 0; 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,760 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^j = 15 * M_{ser}^g * \frac{(d-y)}{I} = 103,822 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^g = 15 * M_{ser}^j * \frac{(d-y)}{I} = 138,331 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^p = 15 * M_{ser}^p * \frac{(d-y)}{I} = 174,548 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

### Position de l'axe neutre

$$y = 0,056 \text{ cm}$$

### moment d'inertie

$$I = 20669 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des moments d'inertie fissurés .**

$$y_G = \frac{\sum s_i * y_i}{\sum s_i} \Leftrightarrow \frac{b * h_0 * \frac{h_0}{2} + b_0 (h - h_0) \left( \frac{h - h_0}{2} - h_0 \right) + 15 * A * d - 15 * A' * d'}{b_0 h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 A + 15 A'} = 7,159 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b * y_G^3}{3} + \frac{b_0 * (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15 A (d - y_G)^2 = 35350 \text{ cm}^4$$

## ✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fji} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = 16073cm^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = 15007cm^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = 14359cm^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = 23762cm^4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{gi} = M_{ser}^g * \frac{l^2}{10 * E_i * I_{fgi}} = 5,972mm \\ f_{ji} = M_{ser}^j * \frac{l^2}{10 * E_i * I_{fji}} = 4,185mm \\ f_{pi} = M_{ser}^p * \frac{l^2}{10 * E_i * I_{fpi}} = 7,877mm \\ f_{gv} = M_{ser}^g * \frac{l^2}{10 * E_v * I_{fgv}} = 11,316mm \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9,036mm \leq 10mm \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

Tableau.III. 5. Calcul du ferrailage a l'ELU des différents niveaux.

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Entre sol 1	travée	20.28	0.0454	0.0581	0.214	2.712	1.72
	Appui Inter	13.99	0.203	0.287	0.194	2.065	0.26
	Appui de rive	4.49	0.065	0.0845	0.212	0.607	0.26
RDC au 5 <sup>eme</sup> etage	travée	20.28	0.045	0.058	0.214	2.712	1.72
	Appui Inter	12.17	0.117	0.245	0.198	1.762	0.26
	Appui de rive	3.042	0.044	0.056	0.215	0.406	0.26
6 <sup>eme</sup> etage	travée	21.42	0.047	0.061	0.214	2.868	1.72
	Appui Inter	12.17	0.177	0.245	0.198	1.76	0.26
	Appui de rive	3.21	0.046	0.059	0.214	0.429	0.26
7 <sup>eme</sup> etage	travée	15.459	0.034	0.044	0.216	2.055	1.72
	Appui Inter	12.17	0.117	0.245	0.198	1.762	0.26
	Appui de rive	3.042	0.044	0.056	0.215	0.406	0.26
Terrasse inaccessible	travée	16.174	0.036	0.046	0.215	2.152	1.72
	Appui Inter	12.85	0.186	0.260	0.197	1.874	0.26
	Appui de rive	3.21	0.046	0.059	0.214	0.429	0.26

**Tableau.III. 6.** Ferrailage adopté des différents niveaux.

Niveaux	Endroit	$A_{adopté}(cm^2)$
Entre sol 1	Travée	3HA12 =3.39
	Appui Inter	1HA10+1HA14=2.33
	appui de rive	1HA10=0.79
RDC au 5 <sup>eme</sup> étage et 7 <sup>eme</sup> étage +terrasse inaccessible	Travée	3HA12 =3.39
	Appui Inter	1HA10+1HA12=1.92
	appui de rive	1HA10=0.79
6 <sup>eme</sup> étage	Travée	3HA12+1HA14 =4,93
	Appui Inter	1HA10+1HA12=1.92
	appui de rive	1HA10=0.79

❖ **Etude de la dalle de compression.**

✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles (porteuses) .**

$$A_1 = \frac{4*b}{f_c} = \frac{4*65}{235} = 1,11 cm^2 / ml$$

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles.**

$$A_{//} = \frac{A_1}{1} = 0,56 cm^2 / ml$$

$$A_{per} \Rightarrow 5\emptyset_6 \text{ pour un metre lineaire} = 1,41 cm^2 / ml \quad s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$A_{//} \Rightarrow 4\emptyset_6 \text{ pour un metre lineaire} = 1,13 cm^2 / ml \quad s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

Danc : on adopte un treillis soudé de mailles (150 \* 150) mm<sup>2</sup> .

**Remarque :** Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe2

## 1.2. Calcul des dalles pleines.

**Tableau.III. 7.**Données des différents types de dalle pleine.

Type	L <sub>X</sub> (m)	L <sub>Y</sub> (m)	$\rho$	ELU		ELS	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
DP1	3	3	1	0.0368	1	0.0441	1
DP2	1.4	4.7	0.227	/	/	/	/
DP8	0.75	3.3	0.227	/	/	/	/
DP9	2.05	3.0	0.683	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584

### Calcul des sollicitations

#### ❖ Dalle sur 3 appuis (DP2)

$$G = 5,93 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml}$$

$$e = 14 \text{ cm}$$

$$\text{ELU} : q_u = (1,35 G + 1,5 Q) * 1 \text{ ml} = 13,255 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = (G + Q) * 1 \text{ ml} = 9,43 \text{ KN/ml}$$

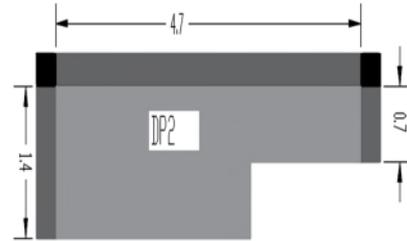


Figure.III. 3. Schéma statique de la dalle DP2

#### • Calcul du moment

$$M_0^x = \left[ \frac{q_u * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2}{3} q_u * l_x^3 \right] \Rightarrow M_t^x = 36,804 \text{ KN.}$$

#### • Moment corrigé

$$M_t^x = 0,85 M_0^x \Rightarrow M_t^x = 31,283 \text{ KN.m}$$

#### • Calcul à l'ELS

$$M_0^x = \left[ \frac{q_u * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2}{3} q_u * l_x^3 \right] \Rightarrow M_0^x = 26,183 \text{ KN.m}$$

#### • Moment corrigé

$$M_t^x = 0,85 M_0^x \Rightarrow M_t^x = 22,255 \text{ KN.m}$$

#### • Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_u * l \Rightarrow V_u = 18,55 \text{ KN}$$

#### ✓ Calcul du ferrailage

$$\text{Sens X-X : } d = 11 \text{ cm ; } b = 1 \text{ m ; } M_u = 31,283 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = 0,182 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,182 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 [ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} ] = 0,253 ; \quad Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 0,098 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z f_{st}} = \frac{31,283 * 10^{-3}}{0,11 * 348} = 9,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = \rho_0 * b * e = 0,0008 * 100 * 14 = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A = 9,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 9,09 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{On choisit } 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### • Les armatures de répartition.

$$A_y = \frac{A_t}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 ; \quad \text{soit } A_y = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

#### • L'espace.

$$\text{x-x} \quad s_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ 100/6 = 16,66 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{FN} \quad \text{soit } s_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{y-y} \quad s_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ 100/4 = 10 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{FN} \quad \text{soit } s_t = 25 \text{ cm}$$

## ✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} \Rightarrow \frac{18.55*10^{-3}}{1*0,11} = 0,168 \leq 1,17 \text{MPa} \dots \text{Verifiée}$$

## ✓ Vérification des contraintes.

$$\text{Sens x-x : } Y = \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d \Rightarrow 50y^2 + 138,6y - 1524,6 = 0 \Rightarrow Y = 4,307 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A_s * (d - y)^2 \Rightarrow \frac{100}{3} * 4,307^3 + 15 * 9,24 * (11 - 4,307)^2 = 8871,95 \text{cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} * y \leq \bar{\sigma} = 0,6 * f_{c28} \Rightarrow \frac{22.255 * 10^{-3}}{8871,95 * 10^{-8}} * 4,307 * 10^{-2} = 10,80 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \dots \text{Verifiée}$$

$$\sigma_{st} = 183,54 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Verifiée}$$

Tableau.III. 8. Résultats de ferrailage du 1ère type de dalle.

type		Sens	M <sub>U</sub> (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> )	Adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
DP1	En travée	X-X et Y-Y	2.547	0.014	0.018	0.109	0.670	1.12	5HA8=2,51	20
	En appuis	X-X	-1.698	0.009	0.012	0.109	0.446	1.12	4HA8=2.01	25
DP2	En travée	X-X	31,283	0.182	0.253	0.098	9,09	1.12	6HA14=9.24	15
DP8	En travée	X-X	-3.727	0.021	0.027	0,108	0.98	1,32	4HA8=2.01	25
DP9	En travée	X-X	2,600	0.015	0.019	0,109	0,68	1.29	4HA8=2.01	25
		Y-Y	1,048	0.006	0,007	0,109	0,27	1.12	4HA8=2.01	25
	En appuis	X-X et Y-Y	-0 ,917	0.005	0.006	0.109	0.24	1.32	3HA8=1.51	33

Tableau.III. 9. Vérification de l'effort tranchant

Types	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> ≤ τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Obs
DP1	7 ,687	0.069 < 1,17	Vérifiée
DP2	18.179	0.151 < 1,17	Vérifiée
DP8	9.941	0.082 < 1,17	Vérifiée
DP9	8.629	0.071 < 1,17	Vérifiée

**Tableau.III. 10.** Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types		Sens	$M^s$ (KN.m)	Y (cm)	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
DP1	En travée	X-X et Y-Y	2.948	2,52	3240,860	2.29 < 15	/	C.V
	En appuis	X-X	-0.884	2,29	2687,602	1.773 < 15	/	C.V
DP2	En travée	X-X	22.25	4,30	8871,95	10.801 < 15	252,044 < 201,63	C.N.V
DP8	En travée	X-X	2.652	2,29	2687,602	2.259 < 15	128.919 < 201,63	C.V
DP9	En travée	X-X	2,034	2,29	2687,602	1.733 < 15	98.877 < 201,63	C.V
		Y-Y	1,136	2,29	2687,602	0.967 < 15	55.223 < 201,63	C.V
	En appuis	X-X et Y-Y	0,718	2.01	2101.26	0.686 < 15	46.078 < 201,63	C.V

On remarque que la deuxième condition de la dalle DP2, ce qui nous a conduits de recalculer la section des armatures à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\sigma_{st}} = \frac{22,25 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,11^2 \cdot 201,63} = 9,119 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \text{D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve } \alpha = 0.472$$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} = \frac{22,25 \cdot 10^{-3}}{0,11 \left(1 - \frac{0,472}{3}\right) 201,63} = 11,906 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_s = 6HA16 = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; S_t = 25 \text{ cm}$$

**Tableau.III. 11.** Vérification de la flèche.

type		$f_{gv}$	$f_{ji}$	$f_{pi}$	$f_{gi}$	$\Delta f \leq f_{adm}$	observation
DP1	X-X et Y-Y	1,1758	0,2981	0,4922	0,3928	0.9798 < 6	C.V
DP2	X-X	1.382	0,465	1,281	0,692	1.506 < 2,8	C.V

**Remarque :** Les schémas de ferrailage des dalles pleines sont présentés dans l'annexe2

2. Etude des escaliers.

2.1. Etude de la partie (AD) de type 1.

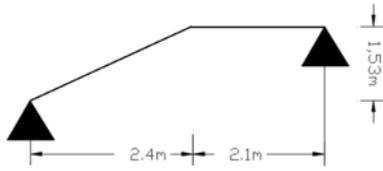


Figure.III. 5. Vue en élévation de la partie AD

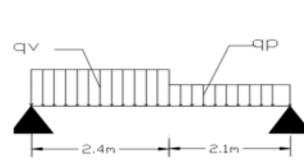


Figure.III. 4. Schéma statique de la partie AD

Volée 1 et 2 :  $\begin{cases} G_v = 8.56 \text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$

palier :  $\begin{cases} G_p = 5.93 \text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$

✓ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier.

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) * 1 = 15.306 \text{KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) * 1 = 11.755 \text{KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_v = (G_v + Q_v) * 1 = 11.06 \text{KN/m} \\ q_p = (G_p + Q_p) * 1 = 8.43 \text{KN/m} \end{cases}$$

✓ Calcul des réactions d'appuis .

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_D + R_A = q_p * 2.1 + q_v * 2.4$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 32.698 \text{KN} \\ \text{ELS: } 23.596 \text{KN} \end{cases}; \quad \sum M/D = 0 \Leftrightarrow R_D = \begin{cases} \text{ELU: } 28.721 \text{KN} \\ \text{ELS: } 20.651 \text{KN} \end{cases}$$

Tableau.III. 12. Sollicitation dans la première partie d'escaliers (AD).

Appui	Réaction (KN)		V (KN)	M (KN .m)		V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>0</sub> <sup>max</sup> (KN .m )	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	32.638	23.59	-32.638	0	0	32.638	34.92	25.17
D	28.721	20.65	28.721	0	0			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,75M_0^{max} = 26,19 \text{KN.m} \\ M_{au} = -0,5M_0^{max} = -17,46 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ Diagramme des efforts internes dans les escaliers :

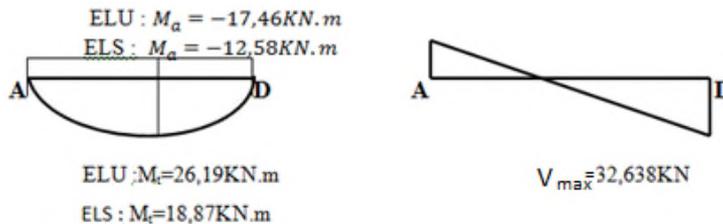


Figure.III. 6. Diagramme des efforts internes dans les escaliers

**Tableau.III. 13.** Ferrailage à l'ELU de la partie (AD) de l'escalier

position	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{calculé}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
travée	26.19	0,072	0.093	0.153	4.89	1,9322	5HA12=5,65	20
Appui	-17.46	0.048	0.061	0.156	3.21		5HA10=3,93	20

- **Armature de répartition**

**En travée :**  $A_{rép} = \frac{A_{principales}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rép} = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$   $s_t = 33 \text{ cm}$

**En appui :**  $A_{rép} = \frac{A_{principales}}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Soit :  $A_{rép} = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$   $s_t = 33 \text{ cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 32.638 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{32.638 * 10^{-3}}{1 * 0,16} = 0,203 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa}$$

Commentaire: Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

✓ **Calcul à l'ELS.**

- **Vérification des contraintes.**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$M_s^{max} = 11,55 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,75 M_s^{max} = 9,82 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -4,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau.III. 14.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Type	$M^s$	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma < \bar{\sigma}$ (MPa)
Travée	18.87	4,428	14242,99	5.866 < 15
Appui	-12.58	3,793	10603,16	. 4,500 < 15

- **Vérification de la flèche**

$$1) e \geq \max \left( \frac{1}{16} ; \frac{M_t}{20 * M_0} \right) * l \Leftrightarrow e = 18 \text{ cm} < 28 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ non vérifiée}$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de flèche est nécessaire.

$$\text{Sous g : } \begin{cases} q_v^g = 8,56 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,93 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{Sous j : } \begin{cases} q_v^j = 7,04 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 4,5 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{Sous p : } \begin{cases} q_v^p = 11,06 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 8,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_i = 5,94 \\ \lambda_v = 2,37 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,6 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu_g = 0.2438 \text{ MPa}; \quad \mu_j = 0.1480 \text{ MPa}; \quad \mu_p = 0,1910 \text{ MPa}$$

**Tableau.III. 15.** Evaluation de la flèche dans la partie (AD) de l'escalier.

$A_s(\text{cm}^2)$	$M_{ser}^p$ (KN.m)	$M_{ser}^j$ (KN.m)	$M_{ser}^g$ (KN.m)	$\rho$	y (cm)	$I_0(\text{cm}^4)$
5.65	18.878	11.347	14.148	0.0035	4.42	274153
$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{st}^p$ (MPa)	$\sigma_{st}^g$ (MPa)	$\sigma_{st}^j$ (MPa)	$I_{f_{ji}}$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{f_{gi}}$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{f_{gv}}$ ( $\text{cm}^4$ )
14243	230.057	172.420	138.281	193944	141700	207794
$I_{f_{pi}}$ ( $\text{cm}^4$ )	$f_{ji}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)
105386	0.365	0.622	1.117	1.274	1.404	9

Commentaire : la flèche est vérifiée

## 2.2. Étude de la poutre palière

### ➤ Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

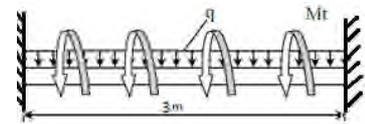
$$L/15 \leq h \leq L/10 \leftrightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{cm}$$

### ➤ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30\text{ cm}$$

### ✓ Définition des charges

- **Son poids propre** :  $g_0 = 25 * 0,3 * 0,3 = 2,25 \text{ KN/m}$
- **Poids du mur** :  $g_m = G_m * h_m = 2,74 * (2,5 - 0,35 + 1,53) = 10,083 \text{ KN/m}$
- **Charge transmise de la paillasse** :  $\begin{cases} \text{ELU: } R_{Du} = 28,721 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } R_{DS} = 20,651 \text{ KN/m} \end{cases}$
- **Moment de torsion**  $M_{tor} = M_D * l/2$  : provoqué par la flexion de la paillasse.



**Figure.III. 7.** Schéma statique de la poutre palière

### ✓ Calcul à la flexion simple.

#### • Calcul des sollicitations.

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35(g_0 + g_m) + R_{DU} = 45,37 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + g_m + R_{DS} = 32,98 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0U} = \frac{q_u l^2}{8} = 51,04 \text{ KN} \quad \begin{cases} M_{tu} = 0,85 * M_0 = 43,38 \text{ KN} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -25,52 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = q_u * \frac{l}{2} = 68,05 \text{ KN}$$

### ✓ Ferrailage à l'ELU

**Tableau.III. 16.** Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant .

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A^{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A^{cal} > A^{min}$
Travée	43,38	0,129	0,174	0,260	4,78	1,01	C.V
Appui	- 25,52	0,076	0,099	0,268	2,72	1,01	C.V

- **Contrainte de cisaillement en flexion simple.**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{68,05 \cdot 10^{-3}}{(0,3 \cdot 0,28)} = 0,810 \text{ MPa}$$

- **Armatures transversales**

On fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$  et on calcul  $A_{\text{trans}}$

$$a) A_{\text{tran}} \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} \Rightarrow A_{\text{tran}} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{\text{tran}} \geq \frac{b \cdot S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{\text{tran}} \geq 0,225 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{tran}} = \max(0,45 \text{ cm}^2, 0,225 \text{ cm}^2)$ , donc on prend  $A_{\text{tran}} = 0,45 \text{ cm}^2$

- ✓ **Calcul à la torsion**

$$M_{\text{tor}} = -M_D \cdot \frac{1}{2} = -17,46 \cdot \frac{3}{2} = 26,19 \text{ KN.m}$$

$M_D$ : Moment en appui (D) obtenu lors du calcul de la partie AD de l'escalier (Type1).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \emptyset/6$ ); car des expériences ont montré que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h)$ : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ( $b \times h$ ).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \cdot (h - e) = 0,0625 \text{ m}^2$$

$U = 2 \cdot [(h - e) + (b - e)] = 100 \text{ cm}$ : Périmètre de la section de la poutre palière.

- **Armatures longitudinales**

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot f_{\text{st}}} = \frac{26,19 \cdot 10^{-3} \cdot 1}{2 \cdot 0,0625 \cdot 348} = 6,02 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

$$\text{on fixe } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot f_{\text{st}}} = 0,903 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = 4,19 \text{ MPa}$$

On doit vérifier:  $\tau_{\text{total}}^{\text{tor}} \leq \bar{\tau}$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{tor}} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{\text{tor}2}} = 4,206 \text{ MPa}$$

$$F. P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_{\text{tot}}^{\text{tor}} \geq \bar{\tau}$ , donc on doit augmenter la section de la poutre à  $b = 30 \text{ cm}$  et  $h = 40 \text{ cm}$

**Tableau.III. 17.** Les contraintes de cisaillements.

$V_u$ (KN.m)	$\tau^{F.S^2}$ MPa	$\tau^{\text{tor}}$ MPa	$\tau_{\text{tot}}^{\text{tor}}$ MPa	$\tau_{\text{adm}}$ MPa	$\tau_u^{\text{tot}} \leq \tau_{\text{adm}}$
72,5	0,636	2,99	3,05	3,33	C.V

- **ferrailage longitudinal**

**Tableau.III. 18.** Résultats de ferrailage à la flexion simple de la poutre palière .

Désignation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{cal} > A^{min}$
travée	44 ,353	0,072	0,093	0,365	3,484	1,38	C.V
appui	26,09	0,042	0,054	0,371	2,016	1,38	C.V

- **Ferrailage a la torsion.**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} * U}{2 * \Omega * f_{st}} = 5,16 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage transversales.**

on fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$a) A_{tran}^{F.S} \geq \frac{0,4 * b * S_t}{f_e} \Rightarrow A_{tran} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{tran}^{F.S} \geq \frac{b * S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 * f_e} \Rightarrow A_{tran} \geq 0,0075 \text{ cm}^2$$

$$A_{tran}^{F.S} = \max(0,45 \text{ cm}^2, 0,225 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{tran} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tor} * S_t}{2 * \Omega * f_{st}} = 0,645 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage globale.**

$$\text{En travée : } A_{long} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,484 + \frac{5,16}{2} = 6,064 \text{ cm}^2 ; \text{ soit: } 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{long} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,016 + \frac{5,16}{2} = 4,59 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversales.**

$$A_{trans} = A_{trav}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,645 = 1,09 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre + un étrier).

✓ **Vérification à l'ELS.**

- **Vérification des contraintes.**

$$\text{ELS: } q_s = g_0 + g_m + R_{BS} = 32,98 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moments : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 37,10 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = 31,53 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_0 = -18,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau.III. 19.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPa
En travée	31,53	12,52	79614,03	4,958	15	C.V
En appui	- 18,55	11,139	63821,84	3,237	15	C.V

✓ **Vérification de la flèche**

- 1)  $h \geq \max \left( \frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10M_0} \right) * l \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 25,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$
- 2)  $A \leq \frac{4,2 * b * d}{f_e} \Leftrightarrow 6,16 \text{ cm}^2 < 11,97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$
- 3)  $L = 3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

Commentaire : Donc nous n'avons pas besoin de vérifier la flèche.

✓ **Schéma de ferrailage :**

Les Schéma de ferrailage sont présentés dans l'annexe2

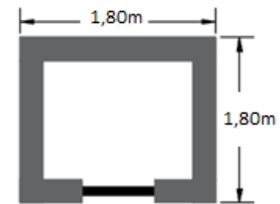
### 3. Etude de l'ascenseur

**Les caractéristiques.**

- $V = 0,63 \text{ m/s}$  : Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$  : charge due à la salle de machine.
- $\Delta_m = 43 \text{ KN}$  : charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 50 \text{ KN}$  : charge due à la rupture des câble  
Course maximale = 50 m.

$B_s \times T_s = 1,95 \times 1,85 \text{ m}^2$  dimensions de la gaine.

le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

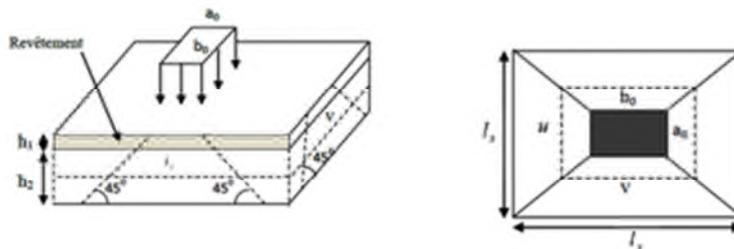


**Figure.III. 8.** Coupe transversale d'ascenseur.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1) Dalle de salle machine (locale).
- 2) Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

**1) Dalle de salle machine (locale).**



**Figure.III. 9.** Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_2 + 2\xi * h_1 \\ U = b_0 + h_2 + 2\xi * h_1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} U = 80 + 15 + 2 * 0,15 * 5 = 102,5\text{cm} \\ V = 80 + 15 + 2 * 0,15 * 5 = 102,5\text{cm} \end{cases}$$

Avec :  $\xi = 0,75$  le revêtement est moins résistant ;

### ➤ Calcul des moments

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_{X1} = (M_1 + \nu * M_2) * q_u \\ M_{X2} = (M_2 + \nu * M_1) * q_u \end{cases} \quad M_1; M_2 \text{ sont des coefficients donnés par les abaques de pigeaud}$$

Avec  $\nu$  : Coefficient de poisson ( $\nu = 0$  à L'ELU,  $\nu = 2$  à L'ELS )

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \rightarrow \frac{U}{l_x} = \frac{102,5}{180} = 0,57 \quad \text{et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{102,5}{180} = 0,57$$

Soit  $M_1 = M_2 = 0,076$  Annexe 5

$$q_u = 1,35 P = 1,35 * 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{X1} = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \rightarrow M_0^X = 6,79 \text{ KN.m} \\ M_{Y1} = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \rightarrow M_0^Y = 6,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{x2}$  et  $M_{y2}$  Sont due aux poids propre et la charge d'exploitation d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q * q_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = 1 > 0,4 \rightarrow \mu_y = 1, \mu_x = 0,0368 \quad \text{Annexe 4}$$

$$G_2 = 4,75 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,911 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^X = M_2^Y = 0,0368 * 7,91 * 1,8^2 = 0,94 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donne :

$$M_x = M_y = M_{x1} + M_{x2} = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

### ➤ Ferrailage

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 * M_x = 6,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 * M_x = -3,09 \text{ KN.m}$$

**Tableau.III. 20.** Ferrailage de la dalle D'ascenseur.

Position	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	6,57	0,032	0,041	0,118	1,05	1,2	4HA10 = 3,14
Appui	- 3,09	0,015	0,018	0,119	0,75	1,2	3HA10 = 2,36

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0,045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $U_c$  : Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 * (U + V) = 2 * (102,5 + 102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq 0,045 * 4,10 * 0,15 * \frac{25 * 10^{-3}}{1,5} = 461,25 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu) :

$$\text{On a } T_U = T_V = \frac{q_u}{3 * U} = \frac{85,05}{3 * 1,02} = 28,917 \text{ KN } \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b * d} = \frac{28,917 * 10^{-3}}{1 * 0,12} = 0,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07}{\gamma_b} * f_{c28} = 1,17 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_s = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^X = (M_1 + v * M_2) * q(U * V) \\ M_1^Y = (M_2 + v * M_1) * q(U * V) \end{cases} \Rightarrow M_1^Y = M_1^X = 5,98$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^Y = M_2^X = 0,0441 * 5,75 * 1,8^2 = 0,82$$

La superposition des moments donne :

$$M_x = M_y = M_1^X + M_2^X = 5,98 + 0,82 = 6,80 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 * M_x = 5,78$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_x = -2,72 \text{ KN.m}$$

**Tableau.III. 21.** Vérifications des contraintes à l'ELS.

Position	$M_x$ (KN.m)	$A_s$ $cm^2$	$y$ (cm)	I $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	5,78	3,14	2,92	4713,12	3,59 < 15	167,03 < 201,63	V
Appui	- 2,72	2,36	2,72	4713,12	2,58 < 15	103,49 < 201,63	V

## 2) Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- Poids propre de la dalle et du revêtement :  $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur :  $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,8 \times 1,8} = 15,43 \text{ KN/m}^2$ .
- $G^{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 20,18 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1,35 \times G_{\text{total}} = 27,243 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow \mu_x = 0,0368 ; \mu_y = 1$$

### ➤ Calcul des moments à l'ELU

$$M_y = M_x = 0,0368 \times 27,243 \times 1,8^2 = 3,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -1,30 \text{ KN.m}$$

### ➤ Ferrailage

**Tableau.III. 22.** Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

Position	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2$ )
Travée	2,76	0,013	0,016	0,119	0,67	1,2	3HA10 = 2,36
Appui	- 1,30	0,006	0,008	0,120	0,31	1,2	3HA10 = 2,36

### ➤ Calcul à l'ELS

$$P_s = 20,18 \text{ KN/m}^2$$

$$M_y = M_x = 0,0441 \times 20,18 \times 1,8^2 = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,45 \text{ KN.M}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -1,152 \text{ KN.m}$$

### ➤ Vérification des contraintes

**Tableau.III. 23.** Vérification des contraintes

Position	$M_x$ (KN.m)	$A_s$ $cm^2$	$y$ (cm)	I $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs
Travée	2,45	2,36	2,58	3713,72	1,70 < 15	93,22 < 201,63	V
Appui	- 1,152	2,36	2,58	3713,72	0,8 < 15	43,83 < 201,63	V

## ❖ La flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left( \frac{3}{80} * 2,1 ; \frac{M_x^t}{20M_0^X} * 2,1 \right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 7,67 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Commentaire : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

## 4. Etude des poutres de chaînages

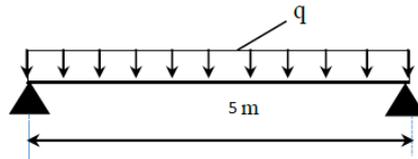


Figure.III. 10. Schéma statique de la poutre de chaînage

Comme ces poutres supportant des doubles cloisons de 30 cm d'épaisseur on choisit alors  $b = 30 \text{ cm}$  et  $h = 35 \text{ cm}$

## a- Sollicitations maximales :

Poids propre :  $G_p = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,62 \text{ KN/m}$ .

Poids du mur :  $G_{\text{mur}} = 2,74 \times 2,71 = 7,42 \text{ KN/m}$

$G_{\text{tot}} = G_p + G_{\text{mur}} = 2,62 + 7,42 = 10,04 \text{ K}$

$P_u = 1,35 \times (2,62 + 7,42) = 13,55 \text{ KN/m}$

$p_s = 10,04 \text{ KN/m}$

## Calcul à l'ELU :

$$M_u = P_u \frac{L_{\text{max}}^2}{8} \Rightarrow M_u = 37,41 \text{ KN.m}; \quad M_t = 0,85 M_u \Rightarrow M_t = 31,79 \text{ KN.m};$$

$$M_a = -0,4 M_u = -14,964 \text{ KN.m}$$

$$M_s = P_u \frac{L_{\text{max}}^2}{8} = 27,72 \text{ KN.m}$$

## • Ferrailage

Tableau.III. 24. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

position	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_s^{\text{calculé}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s^{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2$ )
En travée	31,79	0,072	0,094	0,307	2,69	1,15	3HA12=3,39
En appui	-14,964	0,034	0,043	0,314	1,36	1,15	3HA10=2,36

- **Vérfications à l'E.L.U**

- ✓ **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.331 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad V_u = 31.842 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

- ✓ **Calcul des armatures transversales :**

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

Soit : un cadre HA8 plus un étrier HA8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- ✓ **L'espace**

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.8 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b (\tau_u - 0.3 f_{t28})} < 0$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm} \quad .$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

- ✓ **Vérification à l'E.L.S**

**Tableau.III. 25.** Résultats de calcul des contraintes de béton.

position	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^{\text{adm}}$ (MPa)	obs
Travée	23.56	8.85	34183,18	6,099 < 15	CV
Appuis	-11,08	7,58	25465,50	3.298 < 15	CV

- ✓ **Vérification de la flèche**

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) * l \Leftrightarrow 35 \text{ cm} > 29.37 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \Leftrightarrow 5,75 \text{ cm}^2 < 10,08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$3) l = 5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Commentaire : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire .

- ✓ **Schéma de ferrailage.**

Les Schéma de ferrailage sont présentés dans l'annexe2

## 5. L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp).

### ✓ Evaluation des charges et surcharges

#### • poids propre :

$$G_{rev} = 18 \times 0.015 \times 2 = 0.54 \text{ KN}$$

La charge totale est  $G = Wp = 2.25 \text{ KN}$

#### • charge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN}$$

#### • Force sismique

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizon ;} \\ W_p = 2.25 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

$$F_p = 1.08 \text{ KN}$$

### ✓ Calcul des sollicitations

#### Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6.2 \text{ cm} \\ Y_G = 33,01 \text{ cm} \end{cases}$$

#### L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,25 \text{ KN} \\ M_G = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times H = 0.6 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{F_p} = 0 \text{ KN} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_G = 0.36 \end{cases}$$

**Tableau.III. 26.** Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinations	ELU durable	ELU Accidental	ELS
Sollicitations	1.35 G + 1.5 Q	G + Q + F <sub>p</sub>	G + Q
N ( KN )	3.04	2.25	2.25
M ( KN.m )	0.9	0.96	0.6
V ( KN )	1.5	2.08	

- **Calcul de l'excentricité**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{u\text{acc}}}{N_{u\text{acc}}} = \frac{0.96}{2.25} \times 10^2 = 0.42 \times 10^2 \text{ cm} \\ \frac{H}{6} = 10 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 > H/6$$

- **Section partiellement comprimée**

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). Donc, le risque de flambement conduit à remplacer ( $e_0$ ) par ( $e$ ) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

$$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; H/250) = 2 \text{ cm} : \text{ Excentricités additionnelles traduisant}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0} : \text{ Excentricités dues aux effets du second ordre, liés à la déformation}$$

de la structure

$\phi$  : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$$l_f = 2 \times H = 1.2 \text{ m} : \text{ Longueur de flambement} \Rightarrow e_2 = 0.864 \text{ cm}$$

$$\text{D'où} : e = 42 + 2 + 0.864 = 44.432 \text{ cm}$$

$$\text{Les sollicitations de calcul} \quad \begin{cases} N_u = 3.04 \text{ KN} \\ M_U = 3.04 \times 44.432 \times 10^{-2} = 1.350 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ **Ferraillage de l'acrotère**

- **Calcul à l'ELU :**

On a  $e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée et  $e_0$  en dehors de la section

Le calcul se fait assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$  :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.441 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.015 < 0.186 \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.39 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0.019 \Rightarrow z = 0.079 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.521 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.520 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartition**

Sens principal :  $A = 0.520 \text{ cm}^2/\text{ml}$  On prend 4HA8 = 2,01  $\text{cm}^2/\text{ml}$  ;  $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire :  $A_r = \frac{A}{4}$  On prend 4HA6 = 1,13  $\text{cm}^2/\text{ml}$  ;  $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

- **Vérification à l'ELU**

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml} < A \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\text{ELU} \quad V_u = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.018 \text{ MPa} < \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Situation accidentelle} \quad V_u = 2.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.026 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérifications à l'ELS**

**Vérification des contraintes**

$$\text{F.N} \quad \sigma = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \eta = 1.6 \text{ (pour HA)}$$

**Calcul de y**

$$y = y_c + c$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2.25} - \frac{0.1}{2} = 0.21 \text{ m} \quad (\text{avec } C < 0 \quad \text{et} \quad y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (C - d') + \frac{90A}{b} (d - C) = -0.127 \text{ m}^2$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'}{b} (C - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - C)^2 = 0,017 \text{ m}^3$$

$$\text{La solution de l'équation (1) dépend} \quad \Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,905 \times 10^{-4} < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles

$$-C \leq y_c \leq h - C \quad 0.21 \leq y_c \leq 0.31$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0.231 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0.409 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = 0.178 \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0.411 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 167.38^\circ \end{cases}$$

$$\text{On prend } y_c = 0.231 \quad \Rightarrow \quad y = 0.021 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - A(d - y) = 2,08 \times 10^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,25 \times 10^{-3}}{2,08 \times 10^{-4}} \times 0.021 = 0.227 \text{ MPa} < \sigma \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ **Schémas de ferrailage**

Les schémas de ferrailage sont présentés dans l'annexe2

# Chapitre IV

## Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, Ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des Bâtiments.

### 1. Méthode de calcul.

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

#### 1.1. Présentation de la méthode modale spectrale.

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche 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. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues la seront mutilées pas  $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$ .

$V_{dyn}$  : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone.
  - Groupe d'usage : groupe 2
  - Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$
- Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$ .

- $$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$
 **RPA99** (Formule 4.4)

$Pq$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 1** Valeurs des pénalités  $Pq$ .

“ Critère q ”	Sens x	Sens y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2- Redondance en plan	0.05	0.05
3- Régularité en plan	0.05	0.05
4- Régularité en élévation	0.05	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
6- Contrôles d'exécution	0.1	0.1

Donc  $Q = 1.3$

- $W$  : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003(formule 4.5)}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

$$W = 48477,71 \text{ KN}$$

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

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = 10 \Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.76 > 0.$$

$$\text{La structure à étudier est située dans un site (S2).} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc

$$\begin{cases} T = C_T * H^{3/4} & \dots \dots \dots 1 \\ T = \frac{0.09 * H}{\sqrt{L}} & \dots \dots \dots 2 \end{cases}$$

H = 34,12 m : Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0.05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**).

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 25.4 \quad , L_y = 22 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_x = \min(0,70; 0,61) = 0,61s \\ T_y = \min(0,70; 0,68) = 0,66s \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,43 \\ D_y = 1,36 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :  $\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.61 = 0.79s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.68 = 0.86s \end{cases}$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.43 \times 1.3}{5} \times 48477,71 = 2703.60 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.36 \times 1.3}{5} \times 48477,71 = 2571.25 \text{ KN}$$

## 1.2. Spectre de réponse de calcul.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

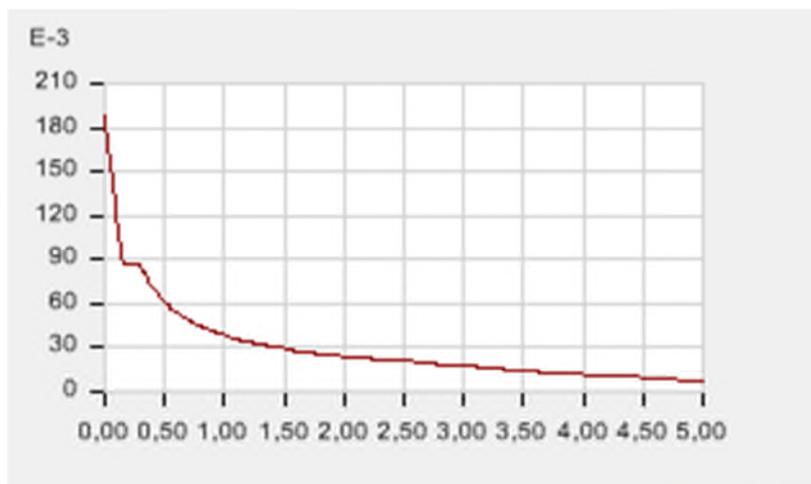


Figure IV. 1. Spectre de réponse.

## 2. Modélisation.

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est l'**ETABS** version 16. La figure IV.2 donne la vue en 3D du modèle du bâtiment utilise dans les calculs.

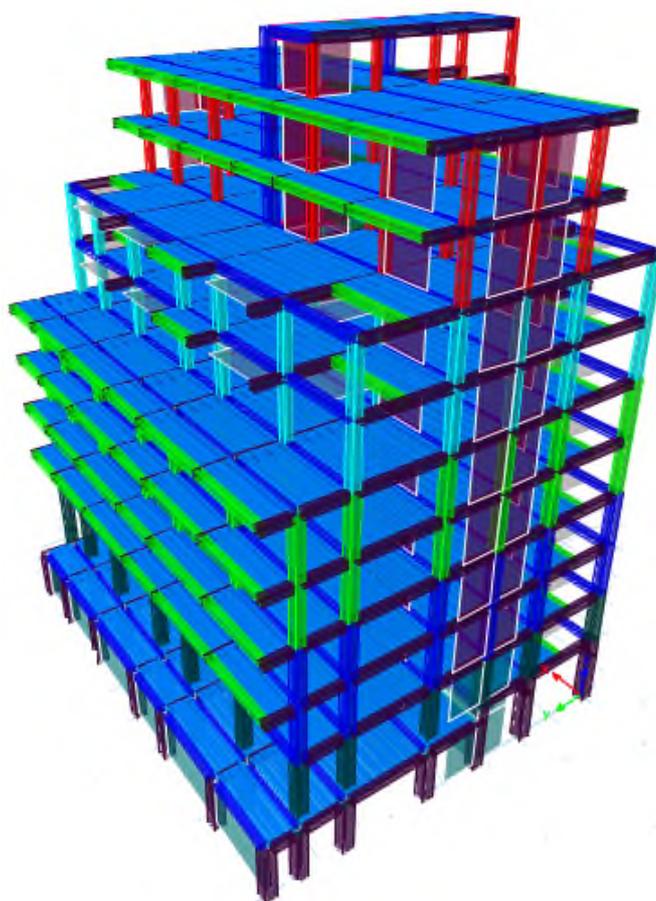
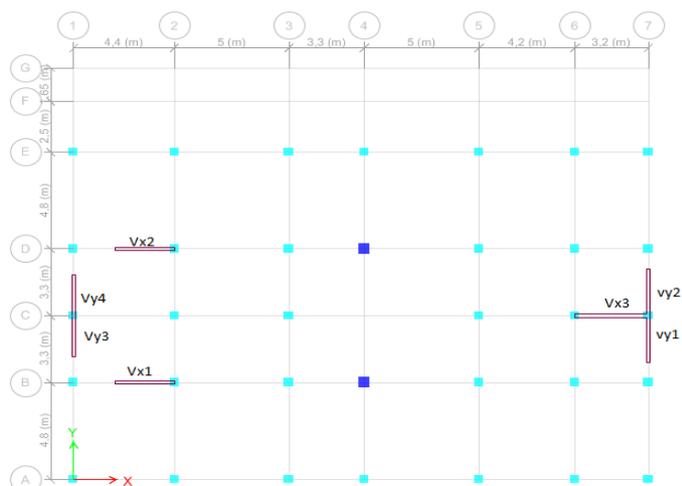


Figure IV. 2 .Vue en 3D du modèle obtenu par le logiciel ETABS.

**2.1. Disposition des voiles de contreventement :**

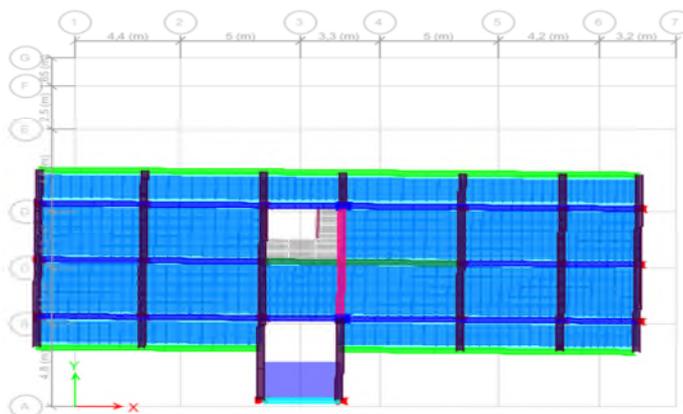


**Figure IV. 3.** Disposition des voiles de contreventement.

**2.2. Interprétations des résultats obtenus.**

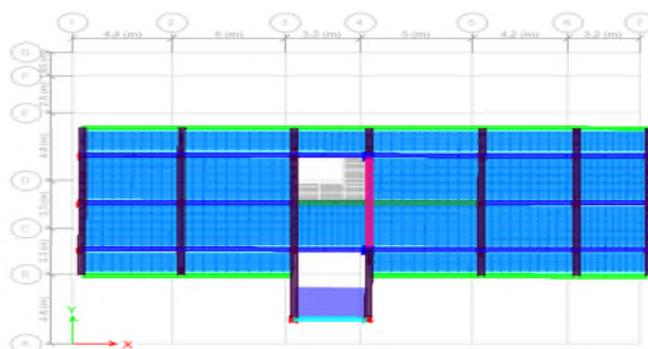
**2.2.1. Modes de déplacement du bâtiment :**

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.



**Figure IV. 4.** Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X).

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.



**Figure IV. 5.** Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).

### 2.2.2. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au  $i^{\text{em}}$  mode de vibration, représente le Pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

**Tableau IV. 2.** Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant (X) (UX)	Suivant (Y) (UY)	Suivant (X) (UX)	Suivant (Y) (UY)
1	0,805	0,602	0,0468	0,602	0,0468
2	0,773	0,0445	0,6661	0,6466	0,7128
3	0,605	0,0087	0,0005	0,6552	0,7134
4	0,247	0,002	0,1532	0,6572	0,8666
5	0,236	0,157	0,002	0,8143	0,8685
6	0,193	0,0004	0,0045	0,8147	0,873
7	0,121	0,0293	0,0012	0,844	0,8742
8	0,12	0,0007	0,0503	0,8447	0,9245
9	0,101	0,0316	0,0001	0,8762	0,9245
10	0,09	0,0009	0,0025	0,8771	0,9271
11	0,074	0,0001	0,0264	0,8772	0,9535
12	0,066	0,0276	1,95E-05	0,9048	0,9535

On voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90 % au bout du 12<sup>eme</sup> mode, et selon l'axe Y au bout du 8<sup>eme</sup> mode.

### 2.2.3. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.

#### 1) Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

##### ✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

##### ✓ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

**Tableau IV. 3** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E-sol 2	36546,5512	9076,05	80,10624	19,89376
E-sol 1	36725,0995	5815,29	86,32996	13,67003

**Tableau IV. 4.** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
E.sol1	621,037	940,461	39,771	60,228	557,194	807,428	40,831	59,168
RDC	487,333	852,559	36,371	63,628	564,839	727,523	43,705	56,294
1	594,384	665,088	47,193	52,806	620,070	584,739	51,466	48,533
2	513,457	599,572	46,131	53,868	505,844	545,271	48,124	51,875
3	593,293	418,932	58,612	41,387	570,302	386,360	59,613	40,386
4	371,635	469,692	44,172	55,827	348,795	422,538	45,219	54,780
5	420,724	312,986	57,341	42,658	389,073	280,842	58,077	41,922
6	182,790	319,480	36,392	63,607	158,631	289,152	35,425	64,574
7	178,638	170,646	51,144	48,855	142,280	177,576	44,482	55,517

## 2) Vérification de la résultante des forces sismique à la base.

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante :  $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

**Tableau IV. 5.** Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0,8 V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1439,3412	1759,1584	Non vérifiée
Suivant Y-Y	1584,5787	1633.5048	Non vérifiée

**Remarque :** Dans les deux sens l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, donc toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de  $r=(0,8V_{st}/V_{dyn}) \implies r_x=1.22$  et  $r_y=1.03$

### 3) Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

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

$R$  : Coefficient de comportement dynamique ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

**Tableau IV. 6.** Vérifications des déplacements de niveaux.

Niv	Sens xx						Sens yy					
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_K/h_K$ (%)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_K/h_K$ (%)	
E.S.2	0,0002	0,001	0	0,001	4,08	0,0002	0,0005	0,0025	0	0,0025	0,0006	
E.S.1	0,001	0,005	0,001	0,004	3,06	0,0013	0,0014	0,007	0,0025	0,0045	0,0014	
RDC	0,0022	0,011	0,005	0,006	3,06	0,0019	0,0024	0,012	0,007	0,005	0,0016	
1 <sup>er</sup>	0,0035	0,0175	0,011	0,0065	3,06	0,0021	0,0035	0,0175	0,012	0,0055	0,0017	
2 <sup>eme</sup>	0,005	0,025	0,0175	0,0075	3,06	0,0024	0,0046	0,023	0,0175	0,0055	0,0017	
3 <sup>eme</sup>	0,0065	0,0325	0,025	0,0075	3,06	0,0024	0,0057	0,0285	0,023	0,0055	0,0017	
4 <sup>eme</sup>	0,0081	0,0405	0,0325	0,008	3,06	0,0026	0,0068	0,034	0,0285	0,0055	0,0017	
5 <sup>eme</sup>	0,0095	0,0475	0,0405	0,007	3,06	0,0022	0,0079	0,0395	0,034	0,0055	0,0017	
6 <sup>eme</sup>	0,0111	0,0555	0,0475	0,008	3,06	0,0026	0,0089	0,0445	0,0395	0,005	0,0016	
7 <sup>eme</sup>	0,0124	0,062	0,0555	0,0065	3,06	0,0021	0,0099	0,0495	0,0445	0,005	0,0016	
T.IN	0,0141	0,0705	0,062	0,0085	2,5	0,0034	0,0108	0,054	0,0495	0,0045	0,0018	

### 4) Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ).

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{Donné par le RPA99/2003 (Art 5.9).}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur d'étage (k) Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

**Tableau IV. 7.** Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .

Niv	h <sub>k</sub> (m)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens xx			Sens yy		
			$\Delta_k$ (m)	V <sub>k</sub> (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (m)	V <sub>k</sub> (KN)	$\theta_k$
E.S.2	4,08	48477,71	0,001	1760,66	0,006	0,0025	1634,65	0,018
E.S.1	3,06	41775,07	0,004	1733,32	0,031	0,0045	1578,18	0,038
RDC	3,06	36955,65	0,006	1642,9	0,044	0,005	1487,35	0,040
1 <sup>er</sup>	3,06	31526,39	0,0065	1509,43	0,044	0,0055	1364,3	0,041
2 <sup>eme</sup>	3,06	26097,14	0,0075	1348,12	0,047	0,0055	1223,77	0,038
3 <sup>eme</sup>	3,06	20799,82	0,0075	1182,56	0,043	0,0055	1076,32	0,034
4 <sup>eme</sup>	3,06	15502,5	0,008	1029,97	0,039	0,0055	921,27	0,030
5 <sup>eme</sup>	3,06	11096,23	0,007	855,58	0,029	0,0055	752,86	0,026
6 <sup>eme</sup>	3,06	6668,01	0,008	636,27	0,027	0,005	548,35	0,019
7 <sup>eme</sup>	3,06	3451,64	0,0065	395,44	0,018	0,005	339,53	0,016
T.IN	2,5	508,5	0,0085	100,09	0,017	0,0045	68,46	0,013

### 5) Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{tel que : } N : \text{l'effort normal maximal.}$$

B : section du poteau.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression.

**Tableau IV. 8.** Vérification de l'effort normal réduit.

Niv	B (cm)	N (KN)	N <sub>rd</sub>	Obs	B4 (cm)	N (KN)	N <sub>rd</sub>	Obs
E.S.2	60*60	2045,8108	0,227	V	60*60	2585,1663	0,2872407	V
E.S.1	55*55	1895,6635	0,250	V	55*60	2370,4624	0,28732878	V
RDC	50*50	1671,2217	0,267	V	55*55	2162,3329	0,28592832	V
Etage 1	50*50	1430,6126	0,228	V	55*55	1882,2067	0,24888684	V
Etage 2	45*45	1193,7929	0,235	V	55*55	1613,3602	0,21333689	V
Etage 3	45*45	974,2561	0,192	V	55*55	1348,5901	0,17832596	V
Etage 4	40*40	768,6089	0,192	V	50*50	1091,9243	0,17470789	V
Etage 5	40*40	575,4876	0,143	V	50*50	842,6639	0,13482622	V
Etage 6	35*35	389,6651	0,127	V	50*50	591,8138	0,09469021	V
Etage 7	35*35	213,1424	0,069	V	50*50	326,667	0,05226672	V
T.IN	30*30	65,0756	0,028	V	50*50	139,6138	0,02233821	V

### 3. Conclusion

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 9** .Dimensions finales des éléments structuraux.

Niveaux	E.S. 2	E.S. 1	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	T.IN
Poteaux (cm <sup>2</sup> )	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	40*40	35*35	30*30
Poteau D4etB4	60*60	60*55	55*55		50*50			
Voiles (cm)	20		15					
P.P (cm <sup>2</sup> )	30*40							
P.P de travée B4 et D4(cm <sup>2</sup> )	30*50							
P.S (cm <sup>2</sup> )	30*35							

# Chapitre V

**Introduction :**

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

**1. Etude 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.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables résultantes des combinaisons de calcul préconisées par les règlements en vigueur à

savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu avec les différentes sollicitations

suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \\ N_{min} \rightarrow N_{corr} \end{array} \right.$$

**1.1. Recommandations du RPA 99 /Version 2003****a) Les armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de :
  - 4 % en zones courantes.
  - 6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \times \phi$  (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales. (Zones critiques).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right) \end{array} \right.$$

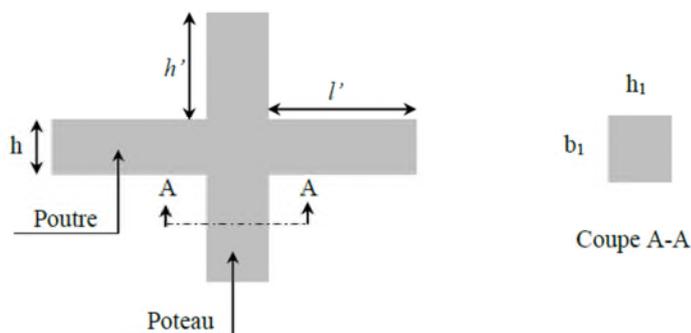


Figure V. 1. Zone nodale.

Tableau V. 1. Armatures longitudinales et maximales selon le RPA pour le poteau B4.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone recouvrement
E.sol 2	60*60	28,8	144	216
E.sol 1	55*60	26,4	132	198
RDC au 3 <sup>ème</sup> étage	55*55	24,2	121	181,5
4 <sup>ème</sup> étage au 8 <sup>ème</sup> étage	50*50	20	100	150

Tableau V. 2. Armatures longitudinales et maximales selon le RPA pour les autres poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			zone courante	zone recouvrement
E.sol 2	60*60	28,8	144	216
E.sol 1	55*55	24,2	121	181,5
RDC étage 1	50*50	20	100	150
Etage 2 et 3	45*45	16,2	81	121,5
Etage 4 et 5	40*40	12,8	64	96
Etage 5 et 7	35*35	9,8	49	73,5
Etage 8	30*30	7,2	36	54

**b) Armatures transversales**

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

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

$V_u$  : 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 par effort tranchant ; il

est pris égal à. 
$$\begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

avec  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$  a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de calcul considérée.

t : L'espacement des armatures transversales il est limité à :

- Dans la zone nodale :  $t \leq 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10 \phi_t^{\min}\right)$

$\frac{A}{t \times b_1}$  en % est donnée comme suit 
$$\begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

**1.2. Sollicitation de calcul.**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETAPS, les résultats sont résumés dans le tableau suivants :

**Tableau V. 3** .Sollicitations pour le poteau B4.

Niveau	Section	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\text{corr}} \rightarrow M^{\max}$	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
E.S.2	60*60	3098,3855	47,0815	1157,8523	32,5019	2341,2127	104,8451
E.S.1	55*60	2837,8608	18,6587	1101,8293	47,0845	1764,5485	51,5686
RDC au 3 <sup>eme</sup> étage	55*55	2605,0993	14,8032	1029,1029	19,7822	2162,3329	37,8925
4 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage	50*50	1346,9852	15,7445	567,8501	13,2838	1091,9243	32,3966

**Tableau V. 4.** Sollicitations pour les autres poteaux.

Niveau	Section	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$N^{corr} \rightarrow M^{max}$	
		$N (KN)$	$M(KN.m)$	$N (KN)$	$M (KN.m)$	$N (KN)$	$M (KN.m)$
E.S.2	60*60	2383,2666	5,4051	847,2522	12,2983	1086,8681	38,2237
E.S.1	55*55	2220,9766	13,9906	820,2686	58,4591	1340,1456	61,5451
RDC et étage1	50*50	1974,9014	15,0917	747,4179	27,3755	1371,4163	31,3927
Etage 2et3	45*45	1441,2012	21,067	574,3527	22,0013	1003,4378	35,449
Etage 4et5	40*40	945,7979	20,8769	395,93	19,8979	659,0819	32,652
Etage 6et7	35*35	485,1813	29,2638	239,9524	27,5266	342,7817	33,0693
Etage8	30*30	74,097	12,17	30,1431	17,7496	43,9027	19,9398

### 1.3. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

- **Exemple de calcul.**

Poteau B4

Soit :  $N^{min} = 1157,8523 \text{ KN}$  ;  $M^{corr} = 32,5019 \text{ KN.m}$  ....  $(0,8G+Ex) \Rightarrow SPC$

$b = 60 \text{ cm}$  ;  $h = 60 \text{ cm}$  ;  $d = 57 \text{ cm}$  ;

$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.015 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow$  centre de pression est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier :  $(b) < (a)$

$$M_{UA} = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.345 \text{ MN}$$

$$(a) = (0,337 \times h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1.183$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{uA} = 0,280$$

la condition est vérifiée donc le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{0,345}{18,48 \times 0,57^2 \times 0,6} = 0.095 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} ; A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,126 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,541 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{0,342}{0,541 \times 400} = 1,59 * 10^{-3} m^2$$

On revient à la flexion composée.

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = -13,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

#### Calcul pour les deux autres situations :

$$N^{\text{corr}} = 2341,2127 \text{ K}; M^{\text{max}} = 104,8451 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (0,8G+Ey) \Rightarrow \text{SPC}; A = 0 \text{ cm}^2$$

$$N^{\text{max}} = 3098,3855 \text{ KN.}; M^{\text{corr}} = 47,0815 \text{ KN} \dots \dots \dots (1,35G+1,5Q) \Rightarrow \text{SPC}; A = 0 \text{ cm}^2$$

**Tableau V. 5.** Ferrailage longitudinal pour le poteau B4.

Niveau	Sections	Type de section	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>add</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des Barres
E.S.2	60 × 60	S.P.C	-13	28,8	37,7	12HA20
E.S.1	55 × 60	S.P.C	-11,6	26,4	28,65	8HA16+4HA20
RDC au 3 <sup>eme</sup> étage	55 × 55	S.P.C	-12	24,2	24,89	4HA20+8HA14
4 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage	50*50	S.P.C	-11,7	20	20,36	4HA16+8HA14

**Tableau V. 6.** Ferrailage longitudinal pour les autres poteaux.

Niveau	Sections	Type de section	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>add</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
E. Sol 2	60 × 60	S.P.C	-10,4	28,8	37,7	12HA20
E. Sol 1	55 × 55	S.P.C	-13,3	24,2	24,89	4HA20+8HA14
RDC et 1 <sup>ere</sup> étage	50 × 50	S.P.C	-14,8	20	20,36	4HA16+8HA14
Etage 2,3	45 × 45	S.P.C	-10,0	16,2	18,47	12HA14
Etage 4,5	40*40	S.P.C	-10,9	12,8	13,56	12HA12
Etage 6,7	35*35	S.P.C	-1,71	9,8	13,56	12HA12
Etage 8	30*30	S.P.C	1,29	7,2	9,04	8HA12

**Tableau V. 7.** Ferrailage transversales pour le poteau B4.

	E. Sol 2	E. Sol 1	RDC au 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> étage
Section (cm <sup>2</sup> )	60 × 60	60*55	55*55	50*50
$\phi_l^{\min}$ (cm)	20	16	14	14
$l_f$ (cm)	2.856	2.926	2.142	2.142
$\lambda g$	4.760	4.876	3.894	4.284
$l_r$ (cm)	80	64	56	56
$t_{zone\ nodal}(cm)$	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}(cm)$	15	15	15	15
$\rho$	3.75	3.75	3.75	3.75
V (KN)	149,0941	25,3007	22,4696	21,5283
$A_t(cm^2)$	3.494	0.592	0.574	0.605
$A_t^{min}(cm^2)$	3,24	2,97	4,75	3,59
$A_t^{adop}(cm^2)$	6HA10=4.71	6HA8=3,02	4HA10+2HA8=5.72	6HA10=4,71

**Tableau V. 8 .** Les Armatures transversales pour les autres poteaux.

	E. Sol 2	E. Sol 1	RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	Etage 8
Section (cm <sup>2</sup> )	60× 60	55 × 55	50 × 50	45× 45	40*40	35*35	30*30
$\phi_l^{\min}$ (cm)	20	14	14	14	12	12	12
$l_f$ (cm)	2.856	2.926	2.142	2.142	2.142	2.142	1.75
$\lambda g$	4.760	5.320	4.284	4.760	5.355	6.12	5.83
$l_r$ (cm)	80	56	56	56	48	48	48
$t_{zone\ nod}(cm)$	10	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ cour}(cm)$	15	15	15	15	15	15	15
$\rho$	3.75	2.5	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5
V (KN)	11,347	29,7188	21,0955	23,9081	23,9081	24,5713	18,3823
$A(cm^2)$	0.265	0.759	0.593	0.747	0.516	0.658	0.574
$A_t^{min}(cm^2)$	3,24	2.475	3,59	2,43	1.8	1.575	1.35
$A_t^{adop}(cm^2)$	6HA10= 4,71	6HA8 =3,02	6HA10 =4,71	6HA8 =3,02	6HA8 =3,02	6HA8 =3,02	4HA8 =2,01

### 1.4. Vérifications nécessaires

#### ➤ vérification au flambement.

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme.

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} * \frac{1}{\left( \frac{f_{c28}}{(0,9*\gamma_b)} + f_e/(100*\gamma_s) \right)}$$

**Tableau V. 9.** vérification au flambement pour le poteau B4.

Niveaux	section	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$B_r \geq B_r^{cal}$	Obs
E. Sol 2	60*60	3098,3855	0.173	14.485	0.821	0.336 ≥ 0.171	C.V
E. Sol 1	55*60	2837,8608	0,173	10,358	0.835	0.307 ≥ 0.154	C.V
RDC au 3 <sup>eme</sup> étage	55*55	2605,0993	0,158	11,341	0.832	0.280 ≥ 0.142	C.V
4 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage	50*50	1346,9852	0,144	12.444	0.829	0.230 ≥ 0.073	C.V

**Tableau V. 10.** Vérification au flambement pour les autres poteaux.

Niveaux	section	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$B_r \geq B_r^{cal}$	Obs
E.sol2	60*60	2383,2666	0.173	14.890	0.820	0.336 ≥ 0.132	C.V
E.sol1	55*55	2220,9766	0,158	11.784	0.831	0.280 ≥ 0.121	C.V
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50*50	1974,9014	0,144	12.930	0.827	0.230 ≥ 0.108	C.V
Etage 2et3	45*45	1441,2012	0,129	14.434	0.822	0.184 ≥ 0.079	C.V
Etage 4et5	40*40	945,7979	0,115	16.191	0.815	0.144 ≥ 0.052	C.V
Etage 6et7	35*35	485,1813	0,101	18.435	0.805	0.108 ≥ 0.027	C.V
Etage 8	30*30	74,097	0,08	23.275	0.780	0.078 ≥ 0.004	C.V

comentaire: la condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

### ➤ Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} * v \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} * v' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

avec  $S = b \times h + 15(A + A')$  section homogène.

$$\text{On a : } V = V' = \frac{h}{2}$$

(ferraillage symétrique)  $\Rightarrow M_{serG} = M_{ser}$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} \quad \text{et } v' = h - v$$

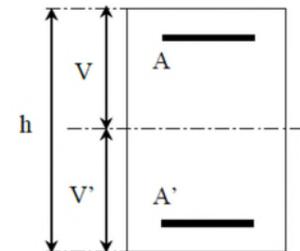


Figure V. 2. Section d'un poteau

Tableau V. 11. Vérification des contraintes pour le poteau B4.

	E.sol 2	E.sol 1	RDC au 3 <sup>ème</sup> étage	4 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> étage
Section	60*60	55*60	55*55	50*50
<b>d</b> (cm)	57	57	52	47
<b>A</b> (cm <sup>2</sup> )	37.7	28.65	24.89	20.36
<b>V= V'</b> (cm)	30	30	27.5	25
<b>I<sub>yy</sub></b> (m <sup>4</sup> )	0.019	0.017	0.012	0.008
<b>N<sub>ser</sub></b> (MN)	2179,5938	2067.5055	1898.3665	982.6329
<b>M<sub>ser</sub>= M<sub>serG</sub></b> (MN.m)	74,8441	13.5756	10,7845	11.4537
<b>σ<sub>bc1</sub> = σ<sub>bc2</sub></b> (MPa)	3,7979	5,21013	5,28033	6,86198
<b>σ<sub>bc</sub></b> (MPa)	15	15	15	15
<b>Observation</b>	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau V. 12.** Vérification des contraintes pour les autres poteaux.

	E.S. 2	E.S.1	RDCet1 <sup>ere</sup> étage	étage 2et3	étage 4et5	étage 6et7	Etage 8
Section	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
<i>d</i> (cm)	57	52	47	42	37	32	27
<i>A</i> (cm <sup>2</sup> )	37.7	24.89	20.36	18.47	13.56	13.56	9.04
<i>V = V'</i> (cm)	30	27.5	25	22.5	20	17.5	15
<i>I<sub>yy</sub></i> (m <sup>4</sup> )	0.019	0.012	0.008	0.005	0,003	0,002	0,001
<i>Nser</i> (MN)	1736,125	1617,904	1439,049	1050,505	689,866	354,972	54,489
<i>Mser=MseG</i> (MN.m)	3,946	10,218	11,034	15,446	14,591	10,266	15,736
<i>σ<sub>bc1</sub>=σ<sub>bc2</sub></i> (MPa)	3,731	4,523	4,970	4,7682	4,410	3,0736	2,8256
<i>σ<sub>bc</sub></i> (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être Inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d * f_{c28}$$

**Tableau V. 13.** Vérification des contraintes de cisaillement pour le poteau B4.

Niveau	section	$\lambda_g$	$\rho_d$	Vu(KN)	$\tau$ (MPa)	$\tau^{ad}$ (MPa)	obser
E.sol2	60*60	4.760	0,04	149,0941	0,4359	1,00	vérifiée
E.sol1	55*60	4.876	0,04	25,3007	0,0807	1,00	vérifiée
RDC au 3 <sup>eme</sup> étage	55*55	3.894	0,04	22,4696	0,0785	1,00	vérifiée
4 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage	50*50	4.284	0,04	21,5283	0,0916	1,00	vérifiée

**Tableau V. 14.** Vérification des contraintes de cisaillement pour les autres poteaux.

Niveau	section	$\lambda_g$	$\rho_a$	Vu(KN)	$\tau$ (MPa)	$\tau^{ad}$ (MPa)	obs
E.sol2	60*60	4.760	0,04	11,347	0,033	1,00	vérifiée
E.sol1	55*55	5.320	0,075	29,7188	0,103	1,875	vérifiée
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50*50	4.284	0,04	21,0955	0,089	1,00	vérifiée
Etage 2et3	45*45	4.760	0,04	23,9081	0,126	1,00	vérifiée
Etage 4et5	40*40	5.355	0,075	23,9081	0,161	1,875	vérifiée
Etage 6et7	35*35	6.12	0,075	24,5713	0,219	1,875	vérifiée
Etage8	30*30	5.83	0,075	18,3823	0,226	1,875	vérifiée

➤ **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

**Tableau V. 15.** Dimensions de la zone nodale pour le poteau B4.

Niveau		E.sol2	E.sol1	RDC au 3 <sup>er</sup> étage	4 <sup>eme</sup> au 8 <sup>eme</sup> étage
Section		60*60	55*60	55*55	50*50
L (cm)	P.P	100	100	100	100
	P.S	70	70	70	70
<b><i>h'(cm)</i></b>		60	60	60	60

**Tableau V. 16.** Dimensions de la zone nodale pour les autres poteaux.

Niveau		E.sol2	E.sol1	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	Etage 2et3	Etage 4et5	Etage 6et7	Etage8
Section		60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
L (cm)	P.P	80	80	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70	70	70
<b><i>h'(cm)</i></b>		60	60	60	60	60	60	60

## 2. Etude des poutres.

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad \text{RPA99/ VERSION 2003 (art. 5. 2.)}$$

### 2.1. Recommandations

#### ➤ Armatures longitudinales:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section du béton en zone courante.
  - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $50\Phi$  en zone III

#### ➤ Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% st \times h$

Avec :

$$\begin{cases} s_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12\phi^{min}\right) \\ s_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

### 2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres.

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel **ETABS16**.

**Tableau V. 17.** Ferrailage des poutres non associées aux voiles.

Niveaux	section	localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix
E.SOL 2	P-P 30*40	Travée	22.0028	1,74	6	3,39	3HA12
		Appui	-41.7105	2,90			3HA12
	P-S 30*35	Travée	11,1506	0,87	5,25	3.39	3HA12
		Appui	-11,4328	0,90			3HA12
E.SOL 1	P-P 30*40	Travée	99,2302	7,21	6	7.57	3HA16+1HA10
		Appui	-55,3962	3,89			4.62
	P-S 30*35	Travée	30,2823	2,43		3.39	3HA12
		Appui	-52,9721	4,35			4.62

RDC	P-P 30*50	Travée	62,7598	3,97	7,50	4.62	3HA14
		Appui	-87,7019	4,85		4.93	3HA12+1HA14
	P-P 30*40	Travée	84,2784	6,05	6	6.16	4HA14
		Appui	-70,8214	5,04		5.75	3HA14+1HA12
	P-S 30*35	Travée	32,3527	2.60	5,25	3.39	3HA12
		Appui	-67,6784	5.64		5.75	3HA14+1HA12
Etages 1	P-P 30*50	Travée	61,2765	3,87	7.50	4.62	3HA14
		Appui	-86,6964	4,78		5,75	3HA14+1HA12
	P-P 30*40	Travée	71,9515	5,12	6	5,75	3HA14+1HA12
		Appui	-67,3104	4,78		5,75	3HA14+1HA12
	P-S 30*35	Travée	29,2561	2,35	5,25	3,39	3HA12
		Appui	-71,4208	5,99		6,16	4HA14
Etages 2	P-P 30*50	Travée	61,3649	3,88	7,50	4,62	3HA14
		Appui	-86,5768	5,56		5,75	3HA14+1HA12
	P-P 30*40	Travée	56,3184	3,96	6	4,62	3HA14
		Appui	-67,5633	4,79		5,75	3HA14+1HA12
	P-S 30*35	Travée	28,8575	2,31	5,25	3,39	3HA12
		Appui	-71,6347	6,00		6,16	4HA14
Etages 3	P-P 30*50	Travée	61,4159	3,38	7,50	4,21	2HA14+1HA12
		Appui	-88,2823	5,67		5,75	3HA14+1HA12
	P-P 30*40	Travée	36,1771	2,5	6	3,39	3HA12
		Appui	-67,7388	4,81		5,75	3HA14+1HA12
	P-S 30*35	Travée	25,39	5,65	5,25	5,75	3HA14+1HA12
		Appui	-67,6152	2,03		3,39	3HA12
Etages 4	P-P 30*50	Travée	61,3145	3,88	7,50	4,62	3HA14
		Appui	-89,9129	5,79		6,16	4HA14
	P-P 30*40	Travée	36,3245	2,51	6	3,39	3HA12
		Appui	-68,6732	4,87		5,75	3HA14+1HA12
	P-S	Travée	24,7044	1.97	5,25	3.39	3HA12

	30*35	Appui	-65,6103	5,46		5,75	3HA14+1HA12
Etages 5	P-P	Travée	61,4173	3,88	7,50	4,21	2HA14+1HA12
	30*50	Appui	-89,4914	5,76		6,16	4HA14
	P-P	Travée	34,4585	4,69	6	5,75	3HA14+1HA12
	30*40	Appui	-66,3136	2,38		3,39	3HA12
	P-S	Travée	23,2778	1,85	5,25	3,39	3HA12
	30*35	Appui	-61,9494	5,14		5,75	3HA14+1HA12
Etages 6	P-P	Travée	61,2645	3,87	7,50	4,21	2HA14+1HA12
	30*50	Appui	-106,522	6,94		8,01	3HA14+3HA12
	P-P	Travée	6,468	0,53	6	3,39	3HA12
	30*40	Appui	-66,1164	4,68		5,75	3HA14+1HA12
	P-S	Travée	21,1858	1,69	5,25	3,39	3HA12
	30*35	Appui	-56,7601	4,68		5,75	3HA14+1HA12
Etages 7	P-P	Travée	65,377	4,14	7,50	4,21	2HA14+1HA12
	30*50	Appui	-104,9642	6,82		8,01	3HA14+3HA12
	P-P	Travée	33,748	2,33	6	3,39	3HA12
	30*40	Appui	-60,602	4,42		5,75	3HA14+1HA12
	P-S	Travée	16,2572	1,29	5,25	3,39	3HA12
	30*35	Appui	-47,1087	3,84		4,21	2HA14+1HA12
Etage 8	P-P	Travée	45,8317	2,87	7,50	3,39	3HA12
	30*50	Appui	-54,7773	2,98		3,39	3HA12
	P-P	Travée	-42,9814	0,109	6	3,39	3HA12
	30*40	Appui	1,6145	2,99		3,39	3HA12
	3 P-S	Travée	-40,6119	1,45	5,25	3,39	3HA12
	0*35	Appui	18,3122	3,29		3,39	3HA12

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de  $\phi_t$**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 11,43; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 10; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

soit  $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 cm^2$  (un cadre et un étrier)

### ❖ Calcul des espacements $S_t$

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

**En zone nodale :**  $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 08 \text{ cm} \end{cases}$

**En zone courantes :**  $s_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 17 \text{ cm} \end{cases}$

### ❖ Vérification des sections d'armatures transversales minimales

On a  $A_{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,53 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots$  Vérifiée

### ➤ Vérifications nécessaires.

### ❖ Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

**En zone de recouvrement :**  $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales :  $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales :  $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$

**En zone courante :**  $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales :  $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales :  $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

### ❖ Vérifications à l'ELU

**Condition de non fragilité**

$A^{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A_{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \end{cases}$

**Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5MPa\right) \quad \text{F.P.N}$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

**Tableau V. 18.** Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Section	$V^{max}$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	30*40	149,0355	1,342	3,33	Vérifiée
	30*50	111,85	0,973	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	30*35	127,0661	1,323	3,33	Vérifiée

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

Pour les appuis de rives :  $A_l \geq V_l^{rive} = V^{max} * \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires :  $A_l \geq V_l^{int} = \left( V^{max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

**Tableau V. 19.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	section	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	30*40	149,0355	55.3962	4.62	3.72	7.88	Vérifiée
	30*50	111,85	70,8214	5,75	3.69	9.22	Vérifiée
Secondaires	30*35	127,0661	71.4208	6.16	3.17	9.37	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS.****Etat limite de compression du béton**

Le tableau suivant résume les vérifications de contraintes de compression :

**Tableau V. 20.** Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	section	Localis- -ation	$M_{ser}$ KN.m	$A_s$ cm <sup>2</sup>	Y cm	I cm <sup>4</sup>	Contraintes		Obs
							$\sigma$ MPa	$\bar{\sigma}$ MPa	
p.p	30*40	Travée	23.079	3.39	9.63	47023	4.72	15	V
		Appui	39.679	4.21	10.55	55922	7.48	15	V
	30*50	Travée	47.725	4.21	12.11	94633	6.11	15	V
		Appui	76.688	8.01	15.80	15640	7.75	15	V
p.s	30*35	Travée	12.447	3.39	8.85	34183	3.22	15	V
		Appui	35.087	5.75	10.99	51346	7.51	15	V

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

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) * l$$

$$2) A \leq A_f = \frac{4,2*b*d}{f_e}$$

$$3) L < 8 m$$

$$\text{Poutres principales : } \begin{cases} h = 50\text{cm} > h_f = 0.39 \text{ cm} \\ A = 4.21 \text{ cm}^2 < A_f = 17.01 \text{ cm}^2 \\ h = 40\text{cm} > h_f = 0.18 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A = 3.39 \text{ cm}^2 < A_f = 14.48 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 0.32 \text{ cm} \\ A = 3.39 \text{ cm}^2 < A_f = 12.67 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### 2.3. Schémas de ferrailage.

#### ➤ Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

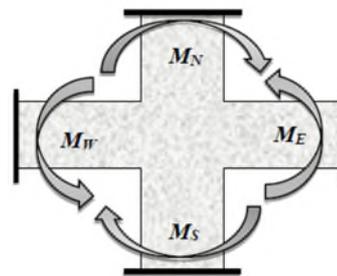


Figure V. 3. Répartition des moments dans les zones nodales

#### ➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Q Contrainte limite élastique des aciers.
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec:} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V. 21 Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	section	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
E.sol 2	60*60	0.54	12.57	348	236.21
E.sol 1	55*55	0.495	9.36	348	161.23
	55*60	0.54	12.31	348	231.32
RDC et Etage1	50*50	0.45	7.1	348	111.18
	55*55	0.495	12.44	348	214,29
Etage 2 et 3	45*45	0.405	6.16	348	86.81
	55*55	0.495	12.44	348	214,29
Etage 4 et 5	40*40	0.36	4.52	348	56.62
	50*50	0.45	7.10	348	111.18
Etage 6 et 7	35*35	0.315	4.52	348	49.54
	50*50	0.45	7.10	348	111.18
Etage 8	30*30	0.27	3.39	348	31.85
	50*50	0.45	7.10	348	111.18

**Tableau V. 22.** Moments résistants dans les poutres.

Niveaux	type	section	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
E.sol 2	pp	30*40	0.36	3.39	348	42.46
	ps	30*35	0.315	3.39	348	37.16
E.sol 1	pp	30*40	0.36	4.62	348	57.87
	ps	30*35	0.315	4.62	348	50.64
RDC	pp	30*40	0.36	5.75	348	72.03
		30*50	0.45	4.93	348	77.20
	ps	30*35	0.315	5.75	348	63.03
Etage1	pp	30*40	0.36	5.75	348	72.03
		30*50	0.45	5.75	348	90.04
	ps	30*35	0.315	6.16	348	67.52
Etage2	pp	30*40	0.36	5.75	348	72.03
		30*50	0.45	5.75	348	90.04

	ps	30*35	0.315	6.16	348	67.52
Etage3	pp	30*40	0.36	5.75	348	72.03
		30*50	0.45	5.75	348	90.04
	ps	30*35	0.315	3.93	348	43.08
Etage4	pp	30*40	0.36	5.75	348	72.03
		30*50	0.45	6.16	348	67.52
	ps	30*35	0.315	5.75	348	63.03
Etage5	pp	30*40	0.36	3.39	348	42.46
		30*50	0.45	6.16	348	67.52
	Ps	30*35	0.315	5.75	348	63.03
Etage6	Pp	30*40	0.36	5.75	348	72.03
		30*50	0.45	8.01	348	125.43
	Ps	30*35	0.315	5.75	348	63.03
Etage7	Pp	30*40	0.36	5.75	348	72.03
		30*50	0.45	8.01	348	125.43
	ps	30*35	0.315	4.21	348	46.15
Etage8	Pp	30*40	0.36	3.39	348	42.46
		30*50	0.45	3.39	348	53.08
	ps	30*35	0.315	3.39	348	37.16

**Tableau V. 23.** Vérification des zones nodales pour le poteau B4.

Niveau	type	$M_N$	$M_S$	$M_{N+M_S}$	$M_W$	$M_E$	1.25 ( $M_W+M_E$ )	Obs
E.sol 2	pp	231.32	236.21	467.53	42.46	42.46	106.15	V
	ps				37.16	37.16	92.9	V
E.sol 1	pp	214.29	231.32	445.61	57.87	57.87	144,67	V
	ps				50.64	50.64	126,6	V
RDC	pp	214.29	214.29	428.58	77.2	77.2	193	.V
	ps				63.03	63.03	157,57	V

Etage1	pp	214.29	214.29	428.58	90.04	72.03	203.03	V
	ps				67.52	67.52	168,8	V
Etage2	pp	214.29	214.29	428.58	90.04	72.03	202.58	V
	ps				67.52	67.52	168,8	V
Etage3	pp	111.18	214.29	325.47	90.04	72.03	202.58	V
	ps				43.08	43.08	107.7	V
Etage4	pp	111.18	111.18	222.36	67.52	72.03	174.43	V
	ps				63.03	63.03	157,57	V
Etage5	pp	111.18	111.18	222.36	67.52	42.46	137.47	V
	ps				63.03	63.03	157,57	V
Etage6	pp	111.18	111.18	222.36	125.43	72.03	246.82	N.V
	ps				63.03	63.03	157,57	V
Etage7	pp	111.18	111.18	222.36	125.43	72.03	246.82	N.V
	ps				46.15	46.15	115.375	V

**Tableau V. 24** .Vérification des zones nodales pour les autres poteaux.

Niveau	type	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	1.25 ( $M_W+M_E$ )	Obs
E.sol 2	pp	161.23	236.21	397.44	42.46	42.46	106,15	V
	ps				37.16	37.16	92.9	V
E.sol 1	pp	111.18	161.23	272.41	57.87	57.87	144,67	V
	ps				50.64	50.64	126,6	V
RDC	pp	111.18	111.18	222.36	72.03	72,03	180,07	V
	ps				63.03	63.03	157,57	V
Etage1	pp	86.81	111.18	197.99	72.03	72,03	180,07	V
	ps				67.52	67.52	168,8	V
Etage2	pp	86.81	86.81	173.62	72.03	72,03	180,07	V
	ps				67.52	67.52	168,8	V
Etage3	pp	56.62	86.81	143.43	72.03	72,03	180,07	V

	ps				43.08	43.08	107.7	V
Etage4	pp	56.62	56.62	113.24	72.03	72,03	180,07	N.V
	ps				63.03	63.03	157,57	N.V
Etage5	pp	49.54	56.62	106.16	42.46	42,46	106,15	N.V
	ps				63.03	63.03	157,57	N.V
Etage6	pp	49.54	49.54	99.08	72.03	72,03	180,07	N.V
	ps				63.03	63.03	157,57	N.V
Etage7	pp	31.85	49.54	81.39	72.03	72,03	180,07	N. V
	ps				46.15	46.15	115.375	N.V

On voit que, à partir du niveau 4 la condition du RPA n'est pas satisfaite. On augmente alors la section

**Remarque :** Les schémas de ferrailage des poteaux et les poutres sont présentés sur la planche en annexe 2

### 3. Etudes des voiles :

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1)  $1.35G + 1.5Q$
- 2)  $G + Q \pm E$
- 3)  $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \\ N^{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \end{cases}$$

#### 3.1. Recommandation du RPA99 version 2003.

- **Armatures verticales.**

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

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$   
Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue.  
 $e$  : épaisseur du voile.
- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### ➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

#### ➤ Armatures Transversales.

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>.

#### ➤ Règles communes horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales. des trumeaux, est donné Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $l/10$  de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
  - 1)  $40 \Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - 2)  $20 \Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

#### • Sollicitation dans les voiles.

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du modèle .nous présentés pour un seul voile dans chaque sens (vu le nombre important de voiles disposés les sollicitations dans les autres voiles sont présentées en annexe3

**Tableau V. 25.** Sollicitation maximale dans le voile  $V_{x2} = 2,6$  m

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol 2	1634,5806	45,363	136,4141	1413,662	609,5513	81,8104	161,3834
Entre sol 1	1535,0548	38,5548	462,8584	900,4367	564,3743	457,8537	102,7058
RDC 1 <sup>ère</sup> étage	1478.3381	2.079	488.2782	1221.6847	603.4551	186.685	196.1967
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	1219.004	40.547	302.468	977.6807	476.837	94.816	157.240
4,5et étage	895.335	56,5109	270.832	726.538	351.301	57.548	154.848
6,7 <sup>ème</sup> étage	490.556	77.782	194.827	403.700	194.297	12.99	141.733

**Tableau V. 26.** Sollicitation maximale dans le voile  $V_{y1} = 2.3$  m

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol 2	1350.215	242.792	612.385	1341.413	-78.043	162.214	227.157
Entre sol 1	1298.518	264.307	519.338	1008.109	72.959	265.599	249.773
RDC 1 <sup>ère</sup> étage	1109.060	215.5218	379.646	488.607	82.521	220.065	198.998
2 et 3 <sup>ème</sup> étage	783.098	158.382	264.438	403.792	200.965	164.930	151.160
4,5et étage	550.692	8.878	201.317	269.190	155.779	200.580	117.959
6,7 <sup>ème</sup> étage	263.186	18.933	138.909	130.075	72.683	65.640	85.544

### 3.2. Calcul de ferrailage ;

Nous présentons ici un exemple de calcul de ferrailage pour le voile  $V_{y1}$

Les autres voiles sont calculés de la même manière.

- **Exemple de calcul.**

Données :  $L = 2.30$  m,  $d = 2.27$  m,  $e = 0.20$  m.  $d' = 0.03$ m.

$$M_{\max} = 612,385 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 1341,413 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{612,385}{1341,413} = 0,45m < \frac{h}{2} = \frac{2,30}{2} = 1,15m \Rightarrow \text{le centre de pressions est a}$$

l'intérieur de la section dans la section est partiellement comprimée. la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$N u \times (d - d') - M u A > (0,337h - 0,81d') b h f_{bu}$$

$$\text{On a : } M_{UA} = M_U + N_U \left( d - \frac{h}{2} \right) = 612,385 * 10^{-3} + 1341,413 * 10^{-3} \left( 2,27 - \frac{2,3}{2} \right) = 2,114 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} N u \times (d - d') - M u A = 1341,413 * 10^{-3} * (2,27 - 0,03) - 2,114 = 0,98 \\ (0,337 * h - 0,81d') * b * h * f_{bu} = (0,337 * 2,3 - 0,81 * 0,03) * 0,03 * 2,3 * 18,48 = 6,38 \end{cases}$$

$$\text{Donc } 2,114 \text{ MN.m} < 6,38 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{uA}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{2,114}{18,48 \times 2,27^2 \times 0,2} = 0,110 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A ; } A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,147 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,13 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{2,114}{2,13 \times 400} = 2,47 * 10^{-3} \text{ m}^2$$

On revient à la flexion composée.

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = -8,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la longueur de la partie tendue  $l_t$

$$\text{On a } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} * L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2 * l_t \end{cases}$$

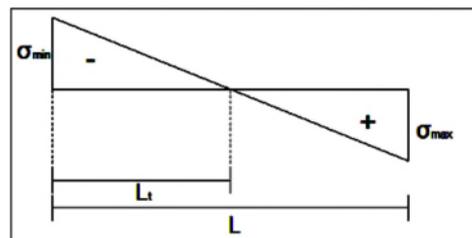


Figure V. 4. Schéma des contraintes

$l_t$  : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile)

$l_c$  : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} * y = \frac{1341,413 * 10^{-3}}{0,46} + \frac{612,385 * 10^{-3}}{0,20} * 1,15 = 6,437 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} * y = \frac{1341,413 * 10^{-3}}{0,46} - \frac{612,385 * 10^{-3}}{0,20} * 1,15 = -0,605 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{6.437 \cdot 2.3}{6.437 + 0.605} = 0.19 \text{ m} \\ l_c = 2.3 - 2 \cdot 0.19 = 1.90 \text{ m} \end{cases}$$

- **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)**

$$\begin{cases} A_{\min}^{z.t} = 0,2\%(e \cdot l_t) = 0,2\%(20 \cdot 19) = 0.76 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{z.c} = 0,1\%(e \cdot l_t) = 0,1\%(20 \cdot 19) = 0.38 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le RPA99 /V2003, on a :  $A_{\min} = 0,15\%(20 \cdot 230) = 6.90 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres verticales :**

$$s_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) \rightarrow s_t \leq 20\text{cm}$$

- **Armature horizontales**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivant :

$$\frac{A_h}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})}{0,9 \cdot f_e}$$

avec  $k=0$  par ce que il ya a reprise de bétonnage a chaque niveau.

$$\text{D'où : } A_h \geq \frac{\gamma_s \tau_u \cdot b_0 \cdot s_t}{0,9 \cdot f_e} ; \tau_u = \frac{1,4 \cdot V_u}{e \cdot d} = \frac{318.01 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 2.27} = 0.70 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$  pas de risque de rupteur par cisaillement.

$$\text{Danc : } A_h \geq \frac{1 \cdot 0.7 \cdot 0.2 \cdot 0.2}{0,9 \cdot 400} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 2HA14 par section chaque 20 cm soit 5HA14 /ml.

#### Calcul pour les deux autres situations :

$$N^{\text{corr}} = -78,043 \text{ KN}; M^{\text{max}} = 162,214 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (0,8G+Ey) \Rightarrow \text{SPC} ; A = 0 \text{ cm}^2$$

$$N^{\text{max}} = 1350,215 \text{ KN.}; M^{\text{corr}} = 242,215 \text{ KN} \dots \dots \dots (1,35G+1,5Q) \Rightarrow \text{SPC} ; A = 21,85 \text{ cm}^2$$

**Tableau V. 27.** Ferrailage du voile Vyl.

Niveau	E. S.2	E.S.1	RDC, Etage 1	Etage2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6
Section (cm <sup>2</sup> )	20*230	20*230	15*230	15*230	15*230	15*230
M(KN.m)	162.214	265,599	220.065	164.930	200.580	138.909
N(KN)	78.043	72,959	82.521	200.965	155.779	130.075
V (KN)	227.157	249.773	198.998	151.160	117.959	85.544

$\tau$ (MPa)	0.70	0.77	0.81	0.62	0.48	0.35
$\bar{\tau}$ (MPa)	5		5	5	5	5
type	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	21.85	2.03	1.41	0	0.29	0
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.9	6.9	5.175	5.175	5.175	5.175
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	21.99	7.7	5.65	5.65	5.65	5.65
$N^{bre}$ /par face	7 HA 20	5 HA 14	5 HA 12	5 HA 12	5 HA 12	5 HA 12
$S_i$ (cm)	14	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	0.89	0.98	0.77	0.59	0.46	0.33
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.01					
$N^{bre}$ /par Plan	2 HA 8					
$S_i$ (cm)	20					

**Tableau V. 28.** Ferrailage du voile Vx2.

Niveau	E. S.2	E.S.1	RDC, Etage 1	Etage2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6
Section (cm <sup>2</sup> )	(20*260)	(20*260)	(15*260)	(15*260)	(15*260)	(15*260)
M(KN.m)	81.810	457.853	186.685	94.816	57.548	12.99
N(KN)	609.551	564.374	603.455	476.837	315.301	141.733
V (KN)	161.383	102.705	196.196	157.240	154.848	141.733
$\tau$ (MPa)	0.439	0.279	0.712	0.571	0.562	0.514
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.8	7.8	5.85	5.85	5.85	5.85
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	9.24	9.24	6.79	6.79	6.79	6.79
$N^{bre}$ /par face	6 HA 14	6 HA 14	6 HA 12	6 HA 12	6 HA 12	6 HA 12

$S_i(\text{cm})$	15	15	15	15	15	15
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	0.56	0.35	0.68	0.54	0.53	0.518
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
$N^{bre}$ /par Plan	2 HA 8					
$S_i(\text{cm})$	20					

**Remarque** : Les schémas de ferrailage des voiles sont présentés sur la planche en annexe 2

# Chapitre VI

## Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ❖ La capacité portante du sol.
- ❖ La charge à transmettre au sol.
- ❖ La dimension des trames ;
- ❖ La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- ❖ Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général).
- ❖ Les fondations semi-profondes.
- ❖ Fondation profonde (semelle sous pieux)

### 1. Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

### 2. Reconnaissance du sol.

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.8bar.

### 3. Etude des fondations :

#### 3.1 Choix du type de fondation :

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas on passe au radier général.

#### ❖ Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} = \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (I)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS  $N = 2179.5938KN$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle,  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol,  $\bar{\sigma}_{sol} = 1,8$  bar

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} * B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (I) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{N * b}{\bar{\sigma}_{sol} * a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{2179.5938}{180}} = 3.479 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1.65m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

#### ❖ Vérification de la semelle filante :

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble être la plus sollicitée située sous un (portique B, annexe 1).

La surface totale de la semelle est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{SOL}} \Rightarrow B * L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{SOL} * L}$$

$N_i$  : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N1 = 1537.8309 \text{ KN} \quad N2 = 2179.5938 \text{ KN}$$

$$N3 = 674.6797 \text{ KN} \quad N4 = 1335.9674 \text{ KN}$$

$$N5 = 1206.7118 \text{ KN} \quad N6 = 788.8161 \text{ KN}$$

$$N7 = 126.2864 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 7849.8861 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{7849.8861}{180 * 22} = 1.98 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1.65 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### 3.2 Radier général :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ❖ La réduction des tassements différentiels.
- ❖ La facilité d'exécution.

**A- Caractéristiques géométriques du radier :**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

**✓ Condition de coffrage :**

$h_r$ : hauteur de la dalle.

$h_t$ : hauteur des nervures.

$L_{max}$ : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max}= 5m$ )

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

**✓ Condition de rigidité :**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$l_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

**$L_e$**  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

**$K$**  : coefficient de raideur du sol  $K = 4 \times 104KN/m^3$ .

**$E$**  : module d'élasticité du béton  $E = 3,216 \times 107KN/m^2$ .

**$b$**  : largeur de la semelle.

On a :  $I = \frac{b * h^3}{12}$  ; inertie de la semelle ;  $h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{max}^4 * k}{\pi^4 * E}} = 71.4 \text{ cm}$

Donc :  $h_t \geq 71.4 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 0.8 \text{ m}$

$$l_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} = 3.26 \text{ m}$$

$L_{max} = 5 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} * 3.26 = 5.118 \text{ m} \dots \dots \text{Condition vérifié.}$

**✓ Calcul de la surface du radier :**

$$s_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{SOL}} \Rightarrow s_{rad} \geq \frac{54183.904}{180} = 301.02 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre  $S_{rad} = S_{bat} = 558.8 \text{ m}^2$

**• Dimensions du radier :**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la table du radier  $h_r = 35 \text{ cm}$  ;

Hauteur de la nervure  $h_t = 80 \text{ cm}$  ;

Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$ .

La surface du radier  $S_{rad} = 558.8 \text{ m}^2$

**B- Vérifications nécessaires :****✓ Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort normal, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 * U_c * h_t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur de la nervure.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

**Sous le poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule

Suivante :  $U_c = 2 * (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,6 + 0,8 = 1,4 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,6 + 0,8 = 1,4 \text{ m} \end{cases} U_c = 5,6 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2,992 \text{ MN} \leq 0,045 * 5,6 * 0,8 * \frac{25}{1,5} = 3,36 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

**✓ Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bars} \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{(x,y)}}{I_{(x,y)}} \times Y_G$$

D'après le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$I_x = 22538,3 \text{ m}^4$  ;  $I_y = 30043 \text{ m}^4$ , et  $X_G = 12,7 \text{ m}$  ;  $Y_G = 11 \text{ m}$

- **Sens X-X :**

$$N_{rad} = h_{rad} \times S_{rad} \times \gamma_b = 4889,5 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = b_{pot} \times h_{ner} \times L_{ner} \times \gamma_b = 2411,1 \text{ KN}$$

Avec  $N = N_s + N_{rad} = 61484,504 \text{ KN}$

Données  $N = 61,484 \text{ MN}$  ;  $M_x = 32,217 \text{ MN.m}$  ;  $I_{xG} = 22538,3 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x * Y_G}{I_{xG}} = \frac{61,484}{558,8} + \frac{32,217 * 11}{22538,3} = 0,125 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x * Y_G}{I_{xG}} = \frac{61,484}{558,8} - \frac{32,217 * 11}{22538,3} = 0,094 \text{ MPa} \end{cases}$$

Ce qui donne:  $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,11MPa < \sigma_{sol} = 0,18MPa$

Commentaire : Donc la contrainte est vérifiée dans le sens X-X.

- **Sens Y-Y**

Données:  $N=61.484MN$  ;  $M_y=35.203MN.m$ ;  $I_{yG}=30043 m^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y * x_G}{I_{yG}} = \frac{61.484}{558.8} + \frac{35.203 * 12.7}{30043} = 0.124 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y * y_G}{I_{yG}} = \frac{61.484}{558.8} - \frac{35.203 * 12.7}{30043} = 0.095 \text{ MPa} \end{cases}$$

Ce qui donne:  $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,116MPa < \sigma_{sol} = 0,18MPa$

Commentaire : Donc la contrainte est vérifiée dans le sens Y-Y.

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b * d} < \frac{0,07}{\gamma_b} * f_{c28} = \frac{0,07}{1,5} * 25 = 1,17 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d * L_{max}}{2 * S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d * \gamma_b}{b * 0,07 * f_{c28}}$$

$$N_d = 61484.504 \text{ KN} \quad ; \quad V_d = \frac{61484.504 * 5}{2 * 558.8} = 275.07 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d * 1,5}{1 * 0,07 * 25} = 0.235 \text{ m} , \text{ Soit } d = 35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la poussée hydrostatique**

$$N \geq f_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec : -  $f_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).

-  $H = 2.96 \text{ m}$  (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

-  $S_{rad} = 558.8 \text{ m}^2$  (surface du radier).

-  $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).

$$N = 61484.504 \text{ KN} > 1,15 \times 2.96 \times 558.8 \times 10 = 5591.33 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**C- Ferrailage du radier général**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

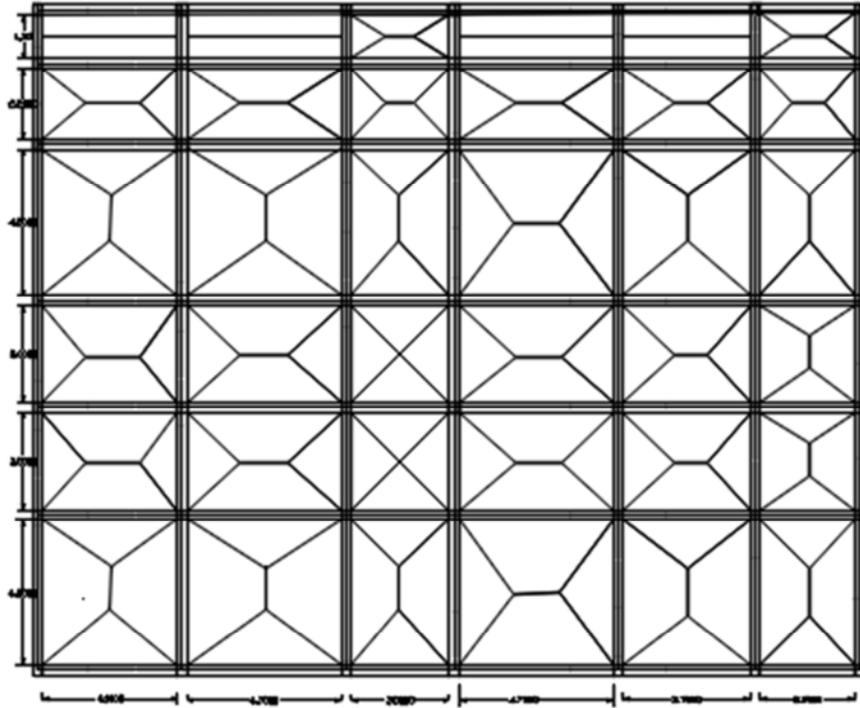


Figure VI. 1.Schéma de rupture de dalle de radier

- **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$ : L'effort normal ultime donné par la structure.

$$N_{rad} = 4889.4 \quad N_{ner} = 2411.1 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{cal} + N_{rad} + N_{ner} = 74218.18 + 1.35 (4889.4 + 2411.1) = 84073.855 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{84073.85}{558.8} = 150.45 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.8 - 0,6 = 4,2 \text{ m} ; L_y = 5 - 0,6 = 4,4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * Q_u * L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y * M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 108.81 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 96.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul du ferrailage**

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi

**En travée :**  $M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 92.48 \text{ KN.m}$ ,  $M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 82.08 \text{ KN.m}$

**En appui :**  $M_{ax} = -0,5 M_{ox} = -54.40 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0,35) \text{ m}^2$ . Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 1.**Section d'armateur du radier.

Localisation		M (KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
Travée	X-X	92.48	9.20	2.87	9.24	6HA14	15
	Y-Y	82.08	8.13	2.8	9.24	6HA14	15
Appui		54.4	5.31	2.87	5.65	5HA12	20

- **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12 \text{ cm}$ ;  $\rho > 0,4$  et la section minimale d'armatures est

Pour des HAFeE400  $\rho_0 = 0,0008$

$$\begin{cases} A_X = \rho_0 * (3 - \rho) * b * h_r / 2 \\ A_Y = \rho_0 * b * h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_X = 2.87 \text{ cm}^2 \\ A_Y = 2.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Espacement des armatures**

- Armatures // Lx:  $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

- Armatures // Ly:  $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2h, 25) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

- **Les Vérifications à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$Nu = N_{cal} + N_{rad} + N_{ner} = 61484.504 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{61484.504}{558.8} = 110.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 93.73 \text{ KN.m} \\ M_{Oy} = 86.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 79.67 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 73.59 \text{ KN.m} ; M_{ax} = M_{ay} = -46.865 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_s}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \text{F.N.}$$

**Tableau VI. 2.** Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	X-X	79.67	7.83	84124.75	7.41	V	314.940	N.V
	Y-Y	73.59	7.83	84124.75	6.33	V	290.90	N.V
Appui		46.86	6.33	55937.32	5.30	V	297.43	N.V

Remarque : Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

**Tableau VI. 3.** Section d'armateur du radier à l'ELS.

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-3}$ )	$\alpha$	A cal ( $cm^2$ )	A <sup>adop</sup> ( $cm^2$ )	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
Travée	X-X	79.67	4.39	0.35	14.91	15.71	5HA20	20
	Y-Y	73.59	4.05	0.33	13.66	14.07	7HA16	14
Appui		46.86	2.58	0.27	8.51	9.29	6HA14	15

#### D- Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.1), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

##### ❖ Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{Q}{2} * \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$  : Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} * Q * L_X \\ q_v = \frac{1}{2} * Q * L_X \end{cases} : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges des deux triangulaires côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, Ces expressions sont à diviser par deux.

❖ Charges trapézoïdales :

$$q_m = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

$q_m$ : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$ : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle

: Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

On a :  $Q_u = 150.45 \text{KN/m}^2$  ;  $Q_s = 110.02 \text{KN/m}^2$

Sens X-X

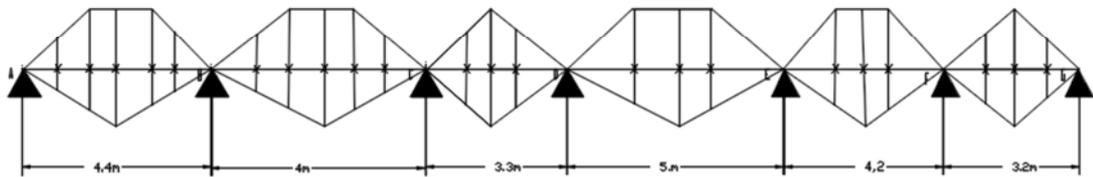


Figure VI. 2. Les charges qui reviennent sur la nervure dans le sens x-x

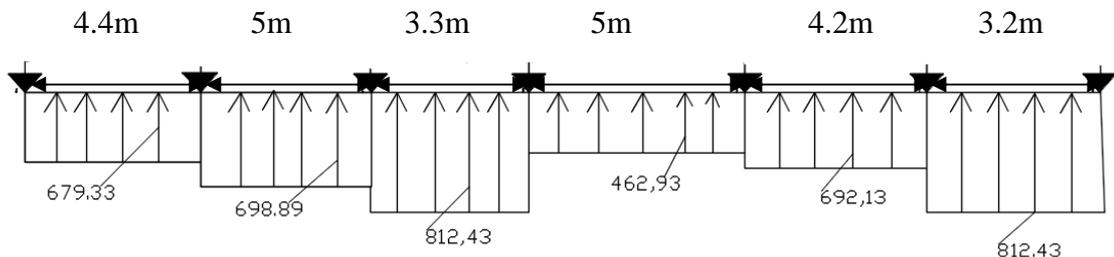


Figure VI. 3. Schéma statique de la nervure selon x-x

Sens Y-Y

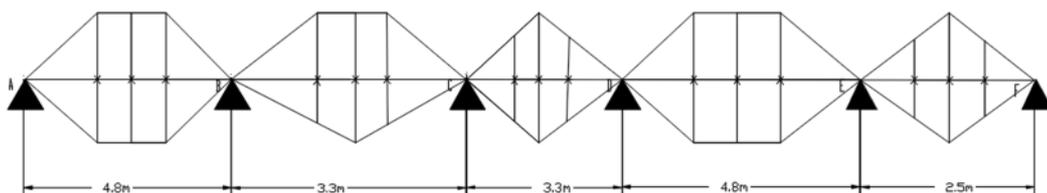
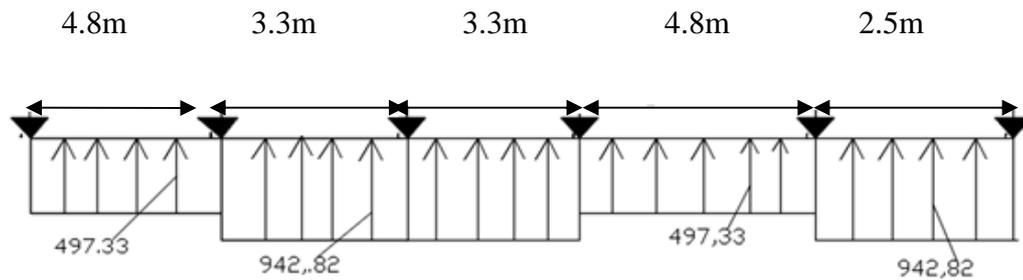


Figure VI. 4. Les charges qui reviennent sur la nervure dans le sens y-y



**Figure VI. 5.** Schéma statique de la nervure selon y-y

- **Calcul de chargement :**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

**Exemple de calcul**

**Travée AB**

**Sens y-y** On a un chargement trapézoïdal, donc le calcul se fait comme suit :

$$q_m^{u,s} = \frac{Q^{u,s}}{2} \left[ \left( 1 - \frac{0.9^2}{3} \right) 4.4 + \left( 1 - \frac{0.98^2}{3} \right) 5 \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_m^u = 497.33 \text{ KN/m} \quad q_m^s = 727.23 \text{ KN/m} \quad q_v = 373.86 \text{ KN/m}$$

Le reste des résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 4.** Les chargements sur les nervures sens X-X.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG
$q_m^u \text{ (KN/m)}$	679.33	698.89	812.43	462.93	692.13	812.43
$q_m^s \text{ (KN/m)}$	496.78	511.08	594.10	338.53	499.55	594.10
$q_v \text{ (KN/m)}$	512.5	533.60	363.47	356.67	516.23	609.32

**Tableau VI. 5.** Les chargements sur les nervures sens Y-Y

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
$q_m^u$ (KN/m)	497.33	942.82	942.82	497.33	942.82
$q_m^s$ (KN/m)	727.23	689.45	689.45	363.68	689.45
$q_v$ (KN/m)	373.86	707.115	707.115	373.86	707.115

- **Calcul des sollicitations**

**Tableau VI. 6.** Sollicitation dans les nervures à l'ELU

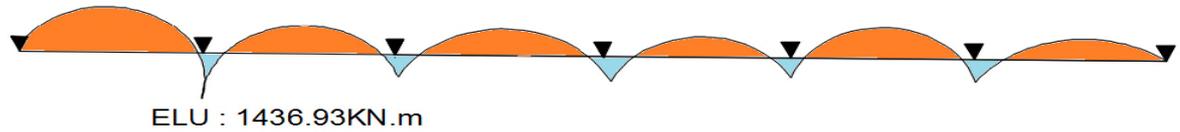
Sens	Travée	L (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
X-X	AB	4.4	679.33	0	-1436,93	1.71	1562.42	1003.98	1114.68	-2348.22
	BC	5	698.89	-1436.93	-1057.36	2.60	2180.53	940.98	1823.13	-1671.31
	CD	3.3	812.43	-1057.36	-789.79	1.74	1102.62	186.35	1421.59	-1259.42
	DE	5	462.93	-789.79	-893.25	2.45	1446.07	605.59	1136.63	-1178.01
	EF	4.2	692.13	--893.25	-792.62	2.13	1525.83	683.61	1477.43	-1477.42
	FG	3.2	812.43	-792.62	0	1.90	1003.35	681.34	1594.61	-100516
Y-Y	AB	4.8	497.33	0	-1144.02	1.92	1375.01	917.40	1388.96	-998.23
	BC	3.3	942.82	-1144.02	-773.06	1.76	1277.70	331.53	1668.06	-1443.24
	CD	3.3	942.82	-773.06	-826,21	1.63	1283.22	483.91	1539.54	-1571.75
	DE	4.8	497.33	-826.21	-719,23	2.44	1431.91	660.08	1215.87	-1171.31
	EF	2.5	942,82	-719,23	0	1.55	694.15	420.84	1466.21	-890.83

**Tableau VI. 7.** Sollicitation dans les nervures à l'ELS

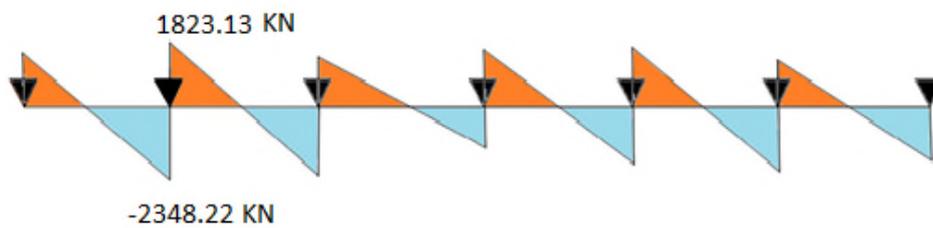
Sens	Travée	L (m)	$q_m$ (KN)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
X-X	AB	4.4	496.78	0	-1144,67	1.67	1132.43	697.98
	BC	5	511.08	-1144.67	-806.46	2.63	1592.80	669.58
	CD	3.3	594.1	-806,46	-577.55	1.77	804.44	120.76
	DE	5	338.53	-577.55	-649.22	2.45	1057.48	444.81
	EF	4.2	499.55	-649.22	-574.80	2.13	1101.28	489.80
	FG	3.2	594.1	-574.80	0	1.90	733.71	500.20
Y-Y	AB	4.8	727.23	0	-1472.35	1.97	2027.18	1422.91
	BC	3.3	689.45	-1472.35	-565.31	2.04	886.08	1098.78
	CD	3.3	689.45	-565.31	-604.18	1.63	938.37	353.86
	DE	4.8	363.68	-604.18	-525.95	2.44	1047.10	482.69
	EF	2.5	689.45	-525.95	0	1.55	507.60	307.74

- **Diagramme des moments et les efforts tranchants**  
**Sens X-X**

ELU : 1003.98KN.m



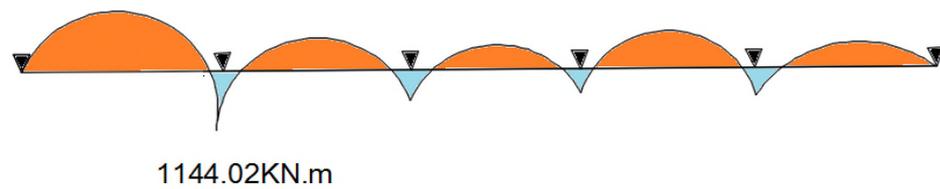
**Figure VI. 6.**Diagramme des moments fléchissant selon x-x



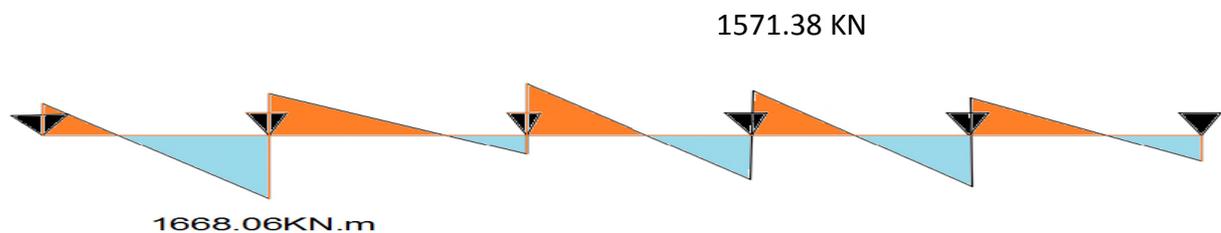
**Figure VI. 7.**Diagramme des efforts tranchants selon x-x

**Sens Y-Y**

ELU : 917.4KN.m



**Figure VI. 8.**Diagramme des moments fléchissant selon y-y



**Figure VI. 9.**Diagramme des efforts tranchants selon y-y

- **Ferrailage**

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple.

**Sens X-X**

$$h = 0.8m ; \quad b_0 = 0,60 m$$

$$h_0 = 0,35 ; \quad d = 0.75 m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(135; 26) \Rightarrow$$

$$b_1 \leq 26$$

$$\text{On prend : } b = 2*b_1 + b_0 = 112cm$$

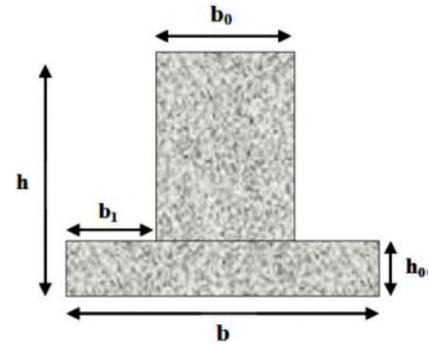


Figure VI.10. Schéma des nervures

**Sens Y-Y**

$$b \leq \min(220 ; 16.5) ; \text{ Donc, } b = 93 cm.$$

Tableau VI. 8. Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN. m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
X-X	Travée	1003.98	40.90	10.14	42.02	6HA25+4HA20
	Appui	-1436,93	60.37	10.14	60.92	12HA25+1HA16
Y-Y	Travée	917.40	37.16	8.42	37.49	6HA25+4HA16
	Appui	-1144.02	47.06	8.42	48.3	6HA25+6HA20

- **Vérifications nécessaires**

**Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2,5 MPa$$

Selon le Sens (x) :  $\tau_u = 1.98 \leq \bar{\tau} = 2,5 MPa$  ... .. Condition vérifiée.

Selon le Sens (y) :  $\tau_u = 2.39 \leq \bar{\tau} = 2,5 MPa$  ... .. Condition vérifiée.

**Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI. 9. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M <sub>s</sub> (KN. m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
X-X	Travée	697.98	5.05	3088867.54	1.14	V	237.09	NV
	Appui	-1144,67	13.88	3513471.93	4.52	V	298.68	NV
Y-Y	Travée	1422.91	11.43	2309869.61	7.04	V	587.39	NV
	Appui	-1472.35	25.3	2394159	14.55	V	458.46	NV

**Remarque** : Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

**Tableau VI. 10.** Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	( $10^{-3}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2$ )	N <sup>bre</sup> de barres
X-X	Travée	697.98	5.49	0.38	76.5	77,7	6HA32+6HA25
	Appui	-1144,67	9.01	0.48	90.11	77,7	12HA32
Y-Y	Travée	1422.91	11.2	0.55	70.36	77,7	6HA32+6HA25
	Appui	-1472.35	11.59	0.55	69,94	77,7	6HA32+6HA25

- **Espacement**

$$A_{trans} = 6\emptyset 8 = 3.02 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre +4 etrier)}$$

$$1) s_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} = 50\text{cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{0,8 * A_t * f_e}{b_0 [\tau_u - 0,3 * f_{t28}]} = 11 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

**Remarque** : Les schémas de ferrailage du radier général et les nervures sont présentés sur la planche en annexe 2

#### 4. Etude du voile Périphérique

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

##### 4.1 Dimensionnement des voiles

- La hauteur  $h = 2.96 \text{ m}$
- La longueur  $L = 5 \text{ m}$
- L'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Caractéristiques du sol**

Dans notre cas on a utilisé la TVO comme remblais derrière le mur de caractéristiques suivantes

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 32^\circ$ .
- On a une cohésion  $c = 0$  (Sol non cohérent)

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h * \gamma * \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 * c * \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 2.96 * 19 * \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{32}{2} \right) = 17.28$$

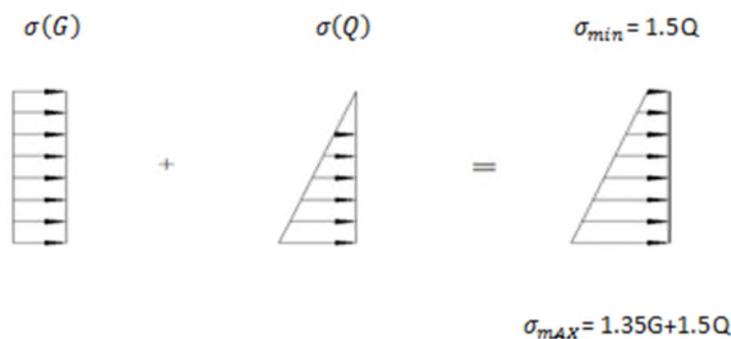
✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 10 * \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{32}{2} \right) = 3.07 \text{ KN/m}^2$$

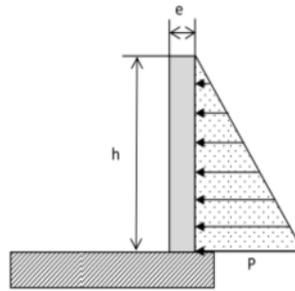
#### 4.2 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



**Figure VI. 11.** Répartition des contraintes sur le voile du 1er Sous-sol.

A partir de diagramme des contraintes, on a :



**Figure VI.12.**Diagramme des contraintes

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 * 27.933 + 4.605}{4} = 22.101 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.56 \text{ m} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad L_y = 4.4 \text{ m} ; \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{2.56}{4.4} = 0.58 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

❖ **Calcul des moments isostatiques**

;

$$\rho = 0.5818 \Rightarrow \text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x * l_x^2 * q_u = 12.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 3.33 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments corrigés.**

$$M_x = 0,85M_{0x} = 10.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75M_{0y} = 2.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = -6.16 \text{ KN.m}$$

Avec  $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

**Tableau VI. 11.**Ferrailage des voiles périphérique.

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A cal (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	10.47	0.025	0.032	0.167	1.79	2	5HA8= 2,51
	Y-Y	2.49	0.006	0.007	0.169	0.42	2	5HA8= 2,51
Appui		6.16	0.015	0.018	0.168	1.04	2	5HA8= 2,51

## ❖ Espacements

Sens X-X :  $St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

Sens Y-Y :  $St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

## 4.3 Vérifications (A L'ELU)

## ❖ Condition de non fragilité

$$\rho = 0.58 > 0,4 ;$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} * (3 - \rho) * b * e = \frac{0.0008}{2} * (3 - 0.58) * 100 * 20 = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$  ..... Condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$  ..... Condition vérifiée.

## ❖ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq 0,07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Calcul de l'effort tranchant /

$$\begin{cases} V_U^x = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 25.38 \text{ KN} \\ V_U^y = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4.99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa}$$

$< 1,17 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

$$\rho = 0.58 \Rightarrow \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4462 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 20.35 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = Q = 3.07 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} * \sigma_{\min}}{4} = 16.03 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml} = 16.03 \text{ KN/ml}$$

## ❖ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x * l_x^2 * q_s = 9.42 \text{ KN.m} ; M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 4.20 \text{ KN.m}$$

## ❖ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85M_{0x} = 8.007 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75M_{0y} = 3.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = 4.71 \text{ KN.m}$$

## ❖ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_s}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} * f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right) \dots \dots F.N$$

**Tableau VI. 12.**Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	X-X	8.007	3.22	8262.17	3.12	V	200.3	V
	Y-Y	3.15	3.22	8262.17	1.22	V	78.80	V
Appui		4.71	3.22	8262.17	1.83	V	117.83	V

$$A_{st} = 3,36 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** Les schémas de ferrailage des voiles périphérique sont présentés sur la planche en annexe 2.

## Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel ETABS 2016

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points ci-après :

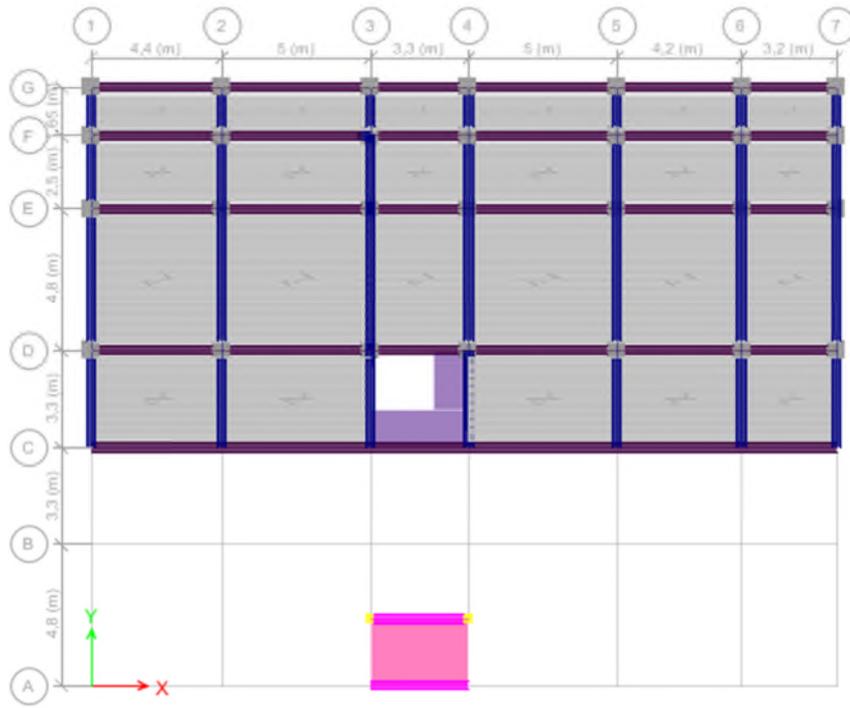
- Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure (éléments secondaires ou structuraux), ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur le comportement de la structure, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
- Le radier générale permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure

L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé

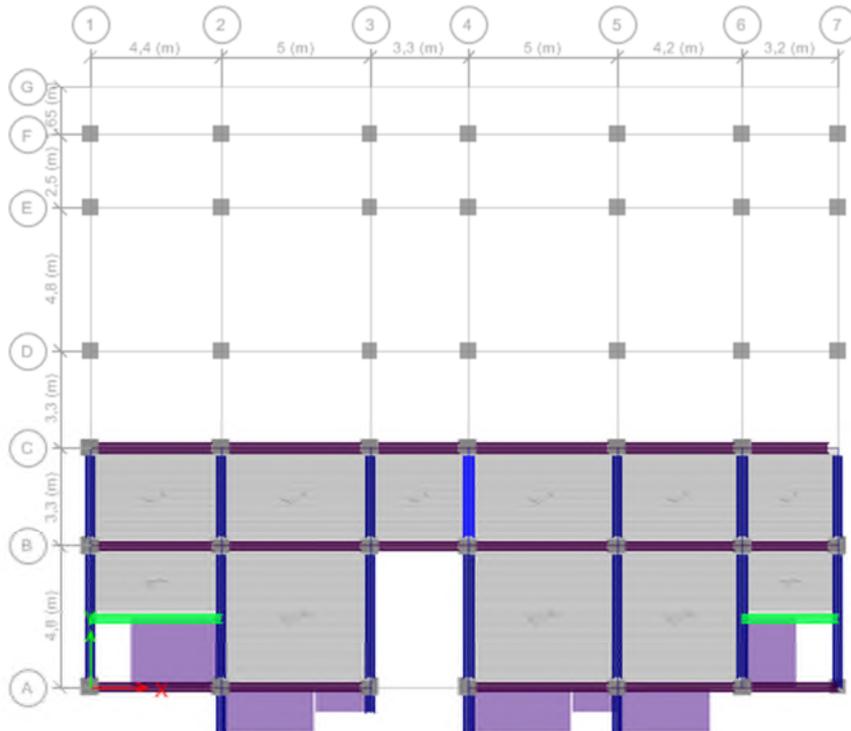
## **BIBLIOGRAPHIE**

- [1] Règles parasismiques algériennes RPA(99)/2003
- [2] Règles béton armé aux états limites 99.
- [3] Code béton armé (CBA93)
- [4] document technique réglementaire DTR BC 2.2

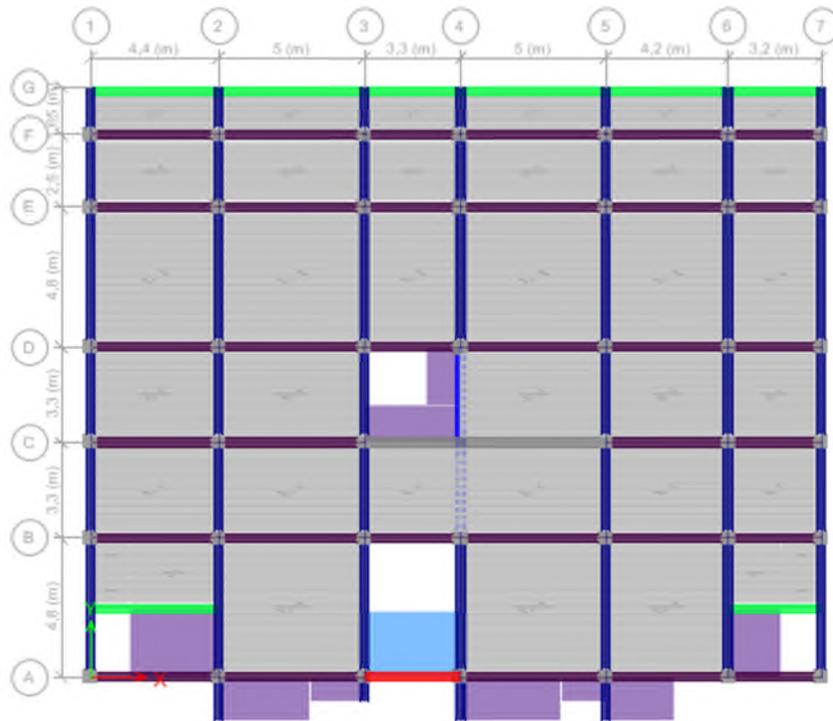
# Annexe1



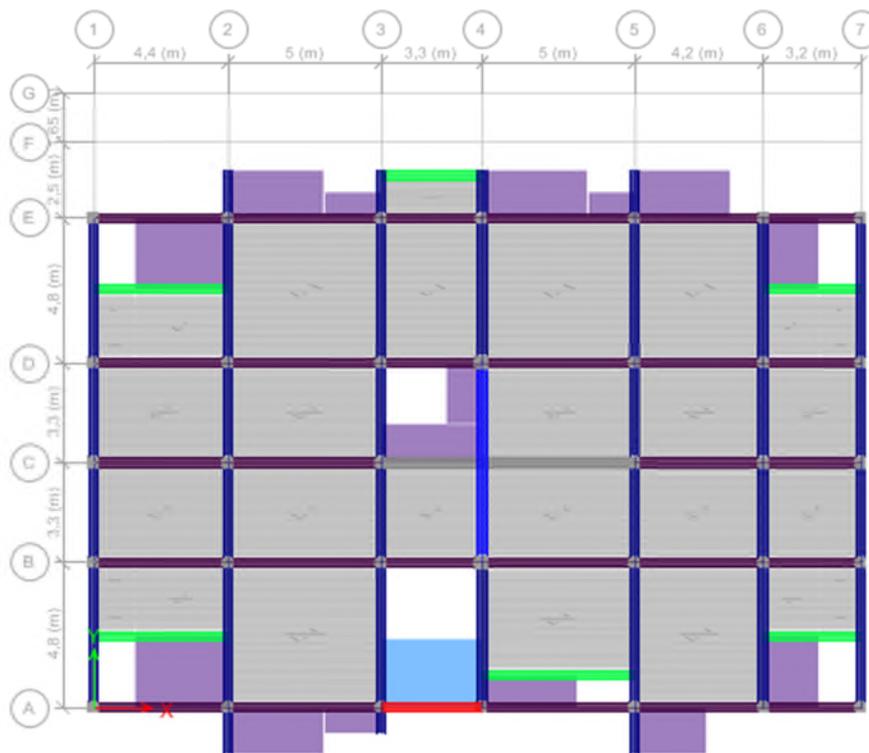
Niveau 2,96



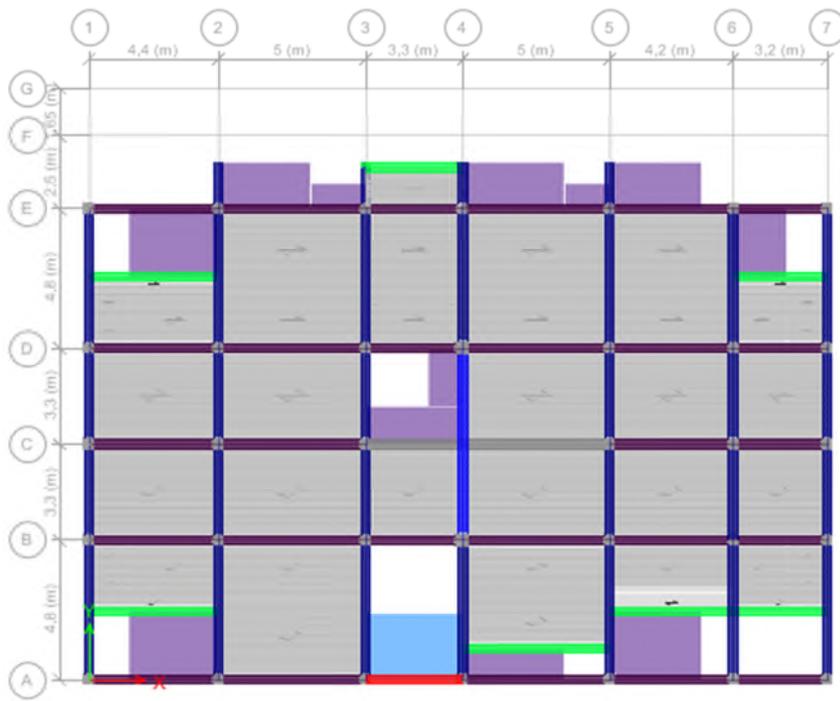
Niveau 4,08



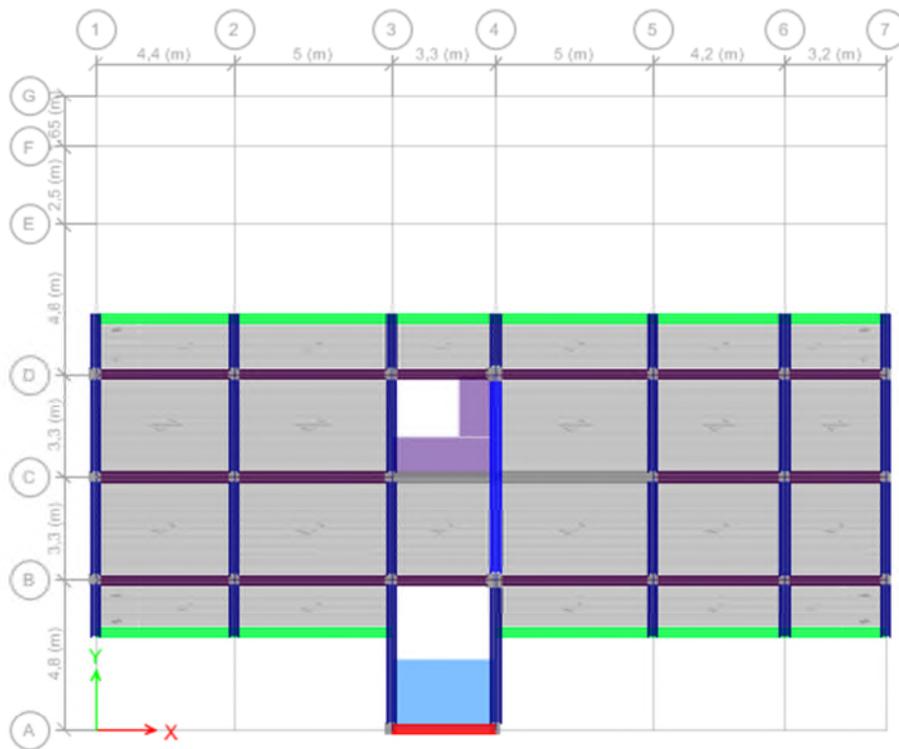
Niveau 10,2 au 19,38



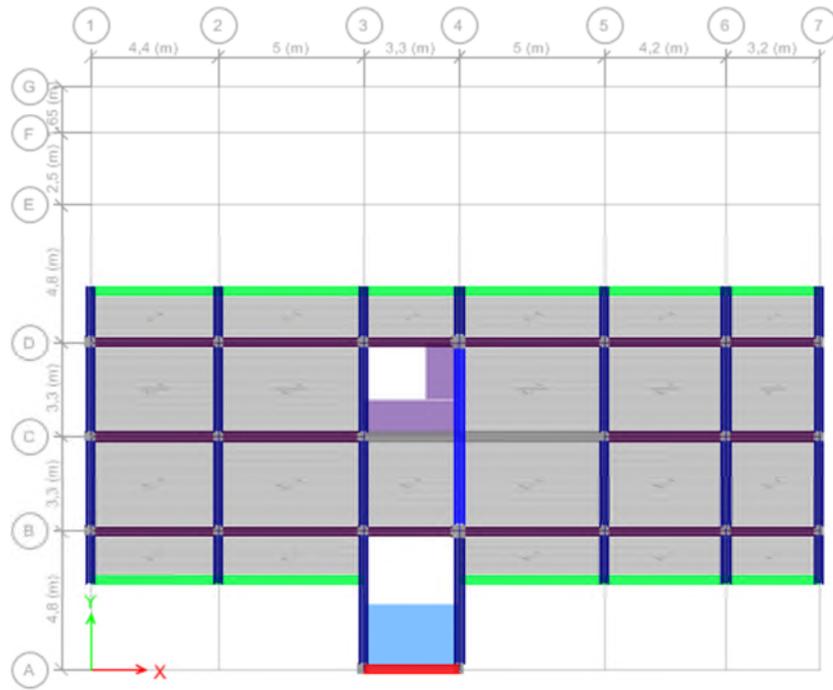
Niveau 22,24



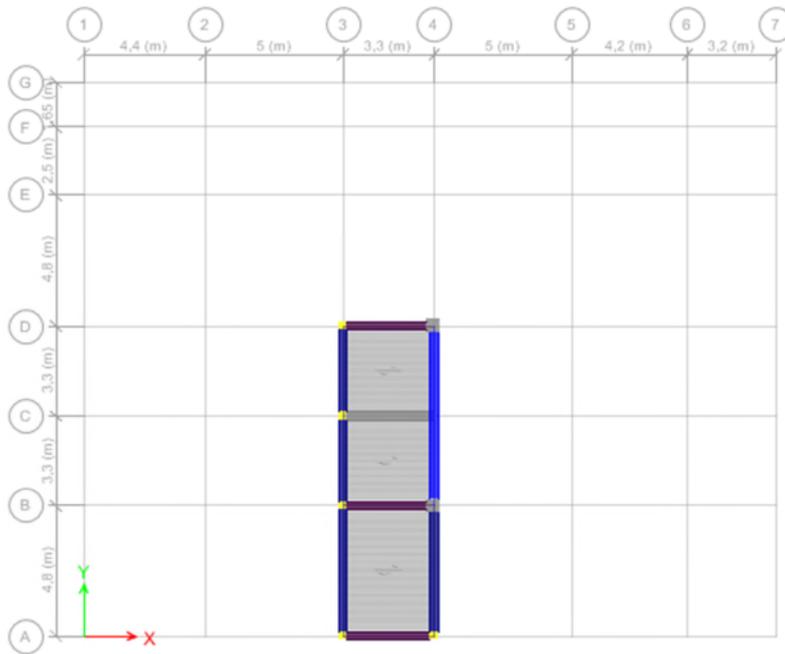
Niveau 25,5



Niveau 28,56



Niveau 31,62



Niveau 34,12

### Annexe 3

#### Les sollicitations dans les voiles sens X-X et Y-Y

Niveaux	voile	$N_{max}$	$M_{cor}$	$N_{min}$	$M_{cor}$	$M_{max}$	$N_{cor}$	V
		(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
E.Sol2	Vx1	1670.52	31.19	684.23	27.82	105.57	1339.23	178.23
	Vx3	1186.71	36.19	540.08	379.12	781.45	387.88	95.65
	Vy2	1505.20	558.50	299.42	539.75	558.50	1505.20	209.59
	Vy3	1204.88	415.84	246.93	374.96	415.84	1204.88	134.91
	Vy4	1120.33	394.26	227.23	343.83	394.26	1120.33	142.66
E.Sol1	Vx1	1601.95	54.37	620.56	265.76	798.39	1016.09	269.57
	Vx3	1462.16	1570.92	563.22	1438.27	1570.92	1462.16	631.95
	Vy2	1147.59	251.42	38.29	154.22	479.93	1143.31	243.92
	Vy3	1017.56	400.80	131.33	509.15	523.09	319.59	268.68
	Vy4	954.29	265.32	158.36	88.68	477.96	905.41	251.38
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	Vx1	1546.36	6.52	627.87	132.55	457.41	1210.98	186.58
	Vx3	1327.27	1149.92	340.79	1216.04	1235.80	608.26	542.10
	Vy2	1060.47	204.68	130.68	180.14	445.17	1028.55	236.84
	Vy3	890.49	8.938	255.37	323.45	323.45	255.37	186.40
	Vy4	917.37	208.45	204.71	177.35	355.54	819.01	205.01
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	Vx1	1275.08	49.42	502.41	291.80	349.48	1080.59	189.87
	Vx3	1050.76	148.50	367.76	728.6	768.86	580.95	391.11
	Vy2	771.97	142.01	189.05	107.39	316.22	736.06	179.87
	Vy3	709.87	12.74	210.39	227.82	229.70	355.66	144.87
	Vy4	692.33	39.96	198.23	210.19	256.39	677.94	159.80
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	Vx1	935.79	80.60	346.14	204.51	299.76	820.29	185.75
	Vx3	723.30	183.09	221.93	536.27	584.24	368.73	303.96
	Vy2	547.52	42.60	144.70	55.64	239.13	510.53	142.39
	Vy3	486.35	18.30	482.72	167.90	194.69	208.39	119.45
	Vy4	510.60	216.64	105.43	167.24	216.64	510.60	136.97
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	Vx1	509.45	100.09	186.82	97.54	218.04	454.70	165.45
	Vx3	361.47	99.19	73.80	408.41	472.46	142.89	255.43
	Vy2	263.91	75.69	59.52	43.81	142.68	259.28	72.84
	Vy3	247.43	100.88	13.21	136.26	141.07	57.70	89.84
	Vy4	262.95	139.57	5.43	113.96	139.57	262.95	90.36

# Annexe 4

## 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	0.0110	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 5

Table de PIGEAUD

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre  
d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$**

**Avec  $Lx < Ly$ .**

$$\rho = 1$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
<b>Valeur de <math>M_1</math></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	<b>0.1</b>	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	<b>0.2</b>	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	<b>0.3</b>	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	<b>0.4</b>	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	<b>0.5</b>	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	<b>0.6</b>	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	<b>0.7</b>	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	<b>0.8</b>	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	<b>0.9</b>	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
	<b>1.0</b>	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048
<b>Valeur de <math>M_2</math></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	<b>0.1</b>	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	<b>0.2</b>	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	<b>0.3</b>	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	<b>0.4</b>	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	<b>0.5</b>	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	<b>0.6</b>	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	<b>0.7</b>	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	<b>0.8</b>	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	<b>0.9</b>	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
	<b>1.0</b>	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009

## Annexe 6

Section en (cm<sup>2</sup>) de N armateurs de diamètre Ø en (mm)

<b>Ø</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 7

## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'assiette choisie par l'EURL AGUR Immo sise à Béjaia, pour recevoir des constructions à usage d'habitation est sur un terrain en pente abrupte, constitué d'un sol de portance moyenne à bonne. Il est de constitution argileuse marneuse limoneuse en surface, à marneuse argileuse parfois schisteuse en profondeur, avec passage de blocs rocheux de moyenne à grande dimension.

Les sondages pénétrométriques ont révélé un sous sol homogène vis-à-vis de sa résistance, qui est favorable à partir de 1 mètre de profondeur.

De ce fait et étant donnée le relief du terrain d'assise, nous préconisons :

- L'emploi de fondations superficielles : On préconise l'utilisation de semelles filantes avec armatures transversales et poutres de rigidité : étant donnée le relief qui nécessite de donner aux fondations une certaine rigidité longitudinale capable de palier aux tassements différentiels, la fondation par semelle filante doit porter les charges en travaillant en poutre longitudinale.
- La profondeur de la sous face des fondations doit être  $\geq 1/10$  de la hauteur de l'immeuble par rapport à la plate forme d'assise.
- Le taux de travail à prendre en considération dans les calculs est de **1.8 bars**.

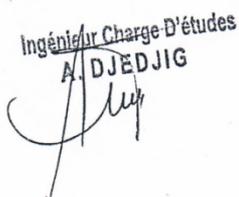
Par ailleurs, il est préconisé :

- L'étude et la réalisation d'un drainage très efficace en amont des murs de soutènement et autour des constructions.
- Eviter tout terrassement avant l'assèchement total du sol.
- Entreprendre la réalisation des fondations juste après terrassements.
- Entreprendre la plantation d'arbres, afin de permettre l'évaporation, l'évapotranspiration normales des eaux souterraines et la stabilité du versant.
- homogénéiser les profondeurs d'ancrage pour éviter les dissymétries.
- Il est utile de rappeler que l'utilisation des talus (sol) comme élément coffrant est strictement déconseillé.

Béjaia, le 26 OCT 2011

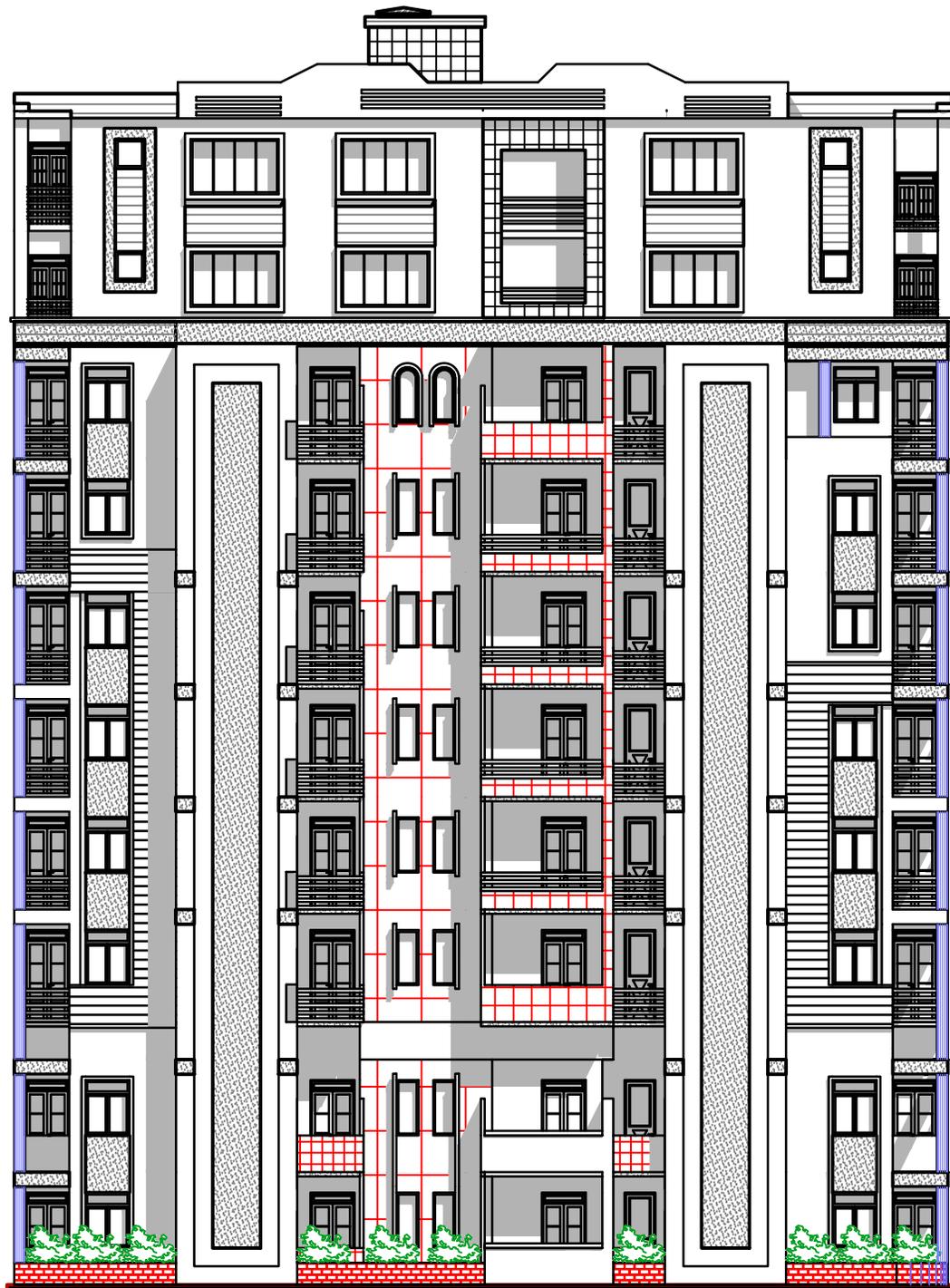
**L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE**

Ingénieur Charge D'études  
A. DJEDJIG

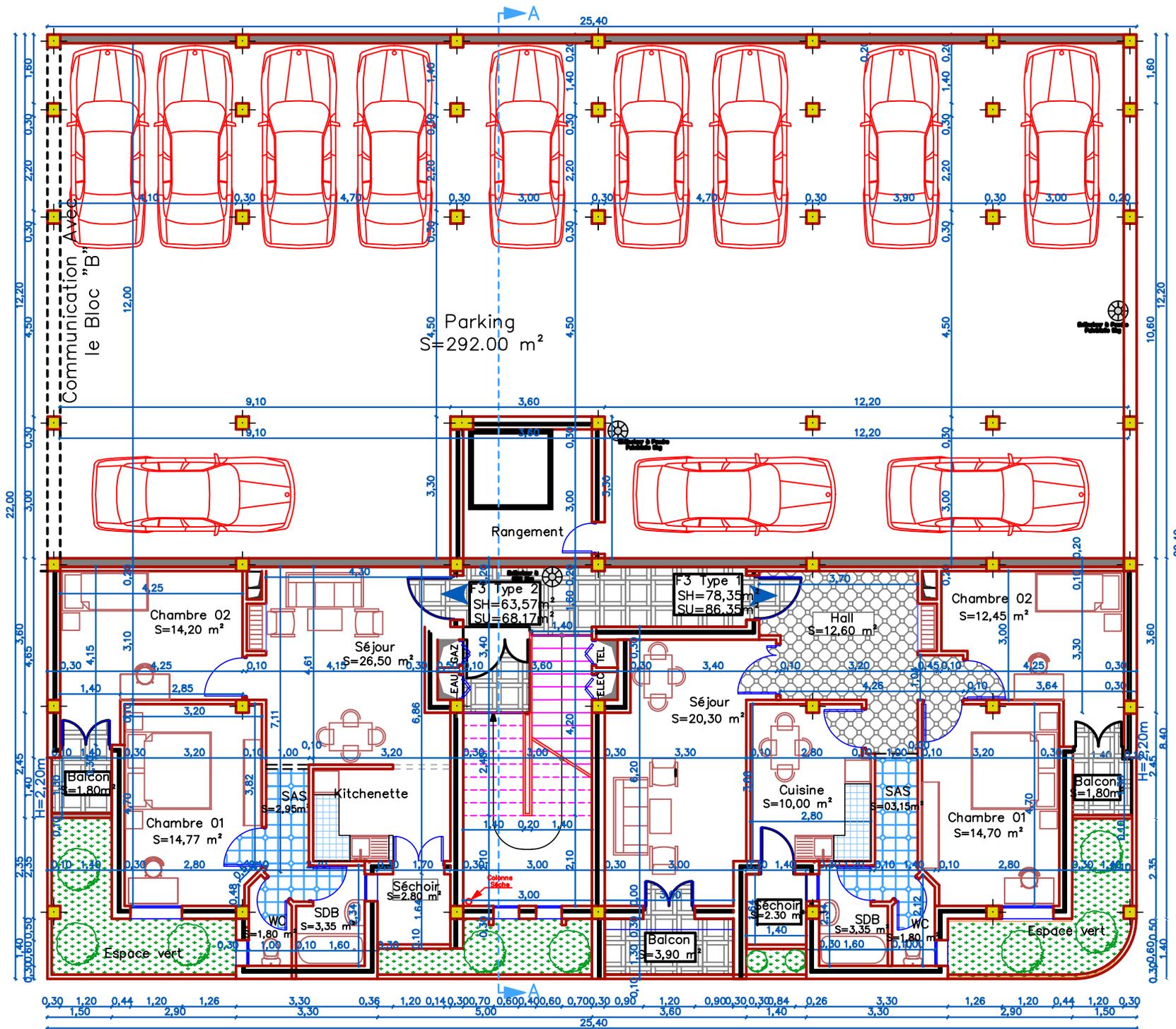


**LE GERANT**



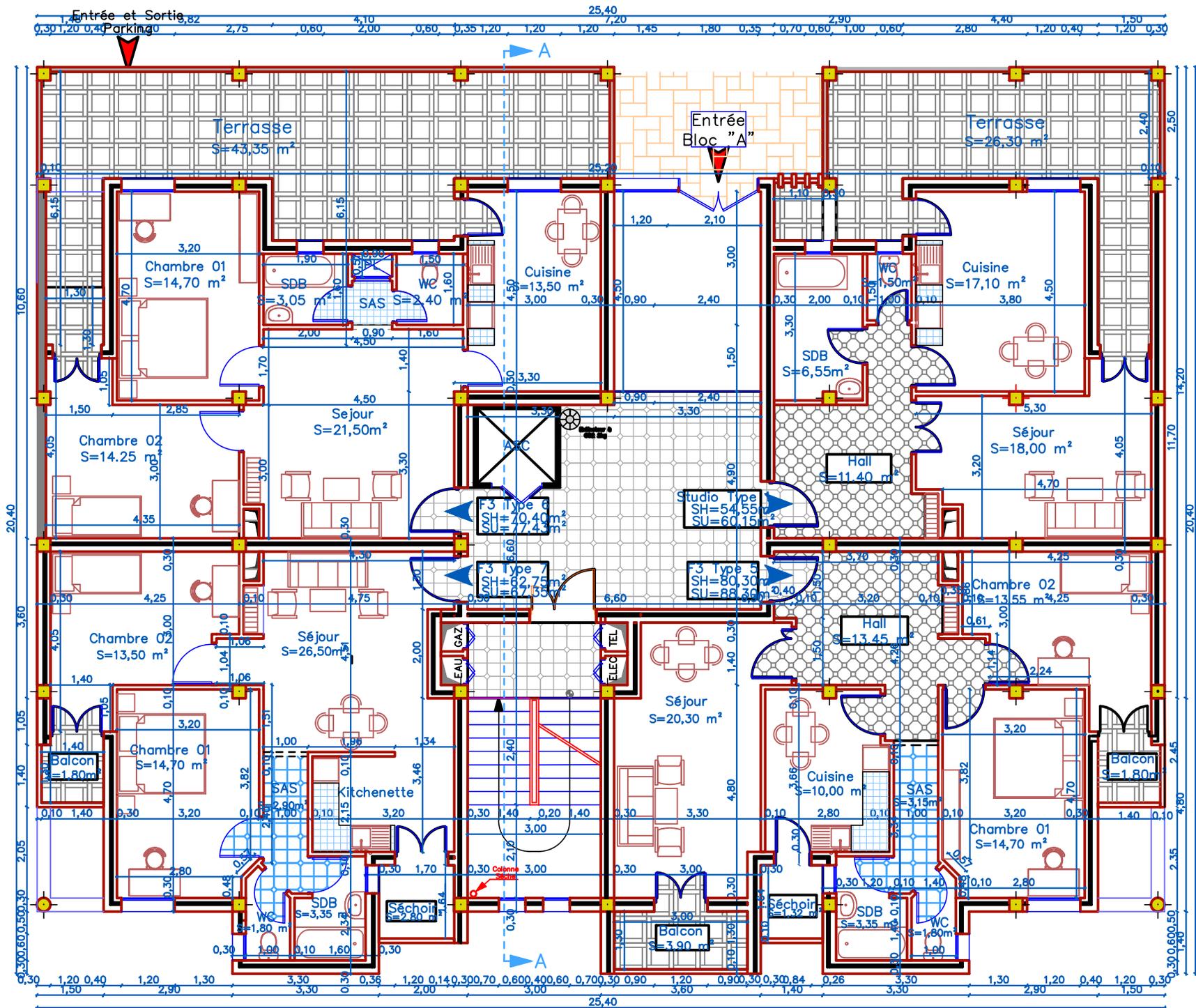


Façade Secondaire Ech 1/100

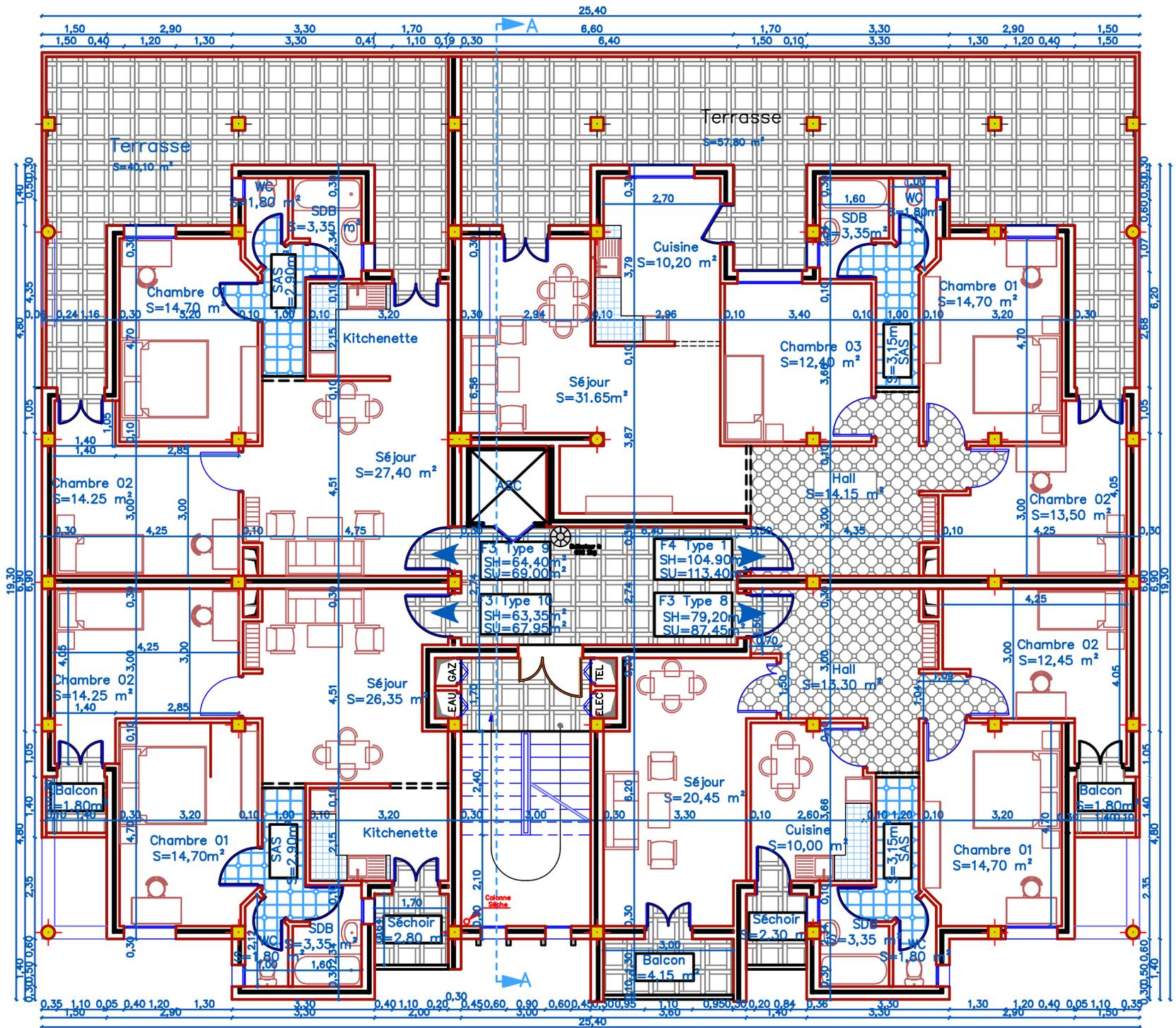


Plan Entre sol 2 Ech 1/100

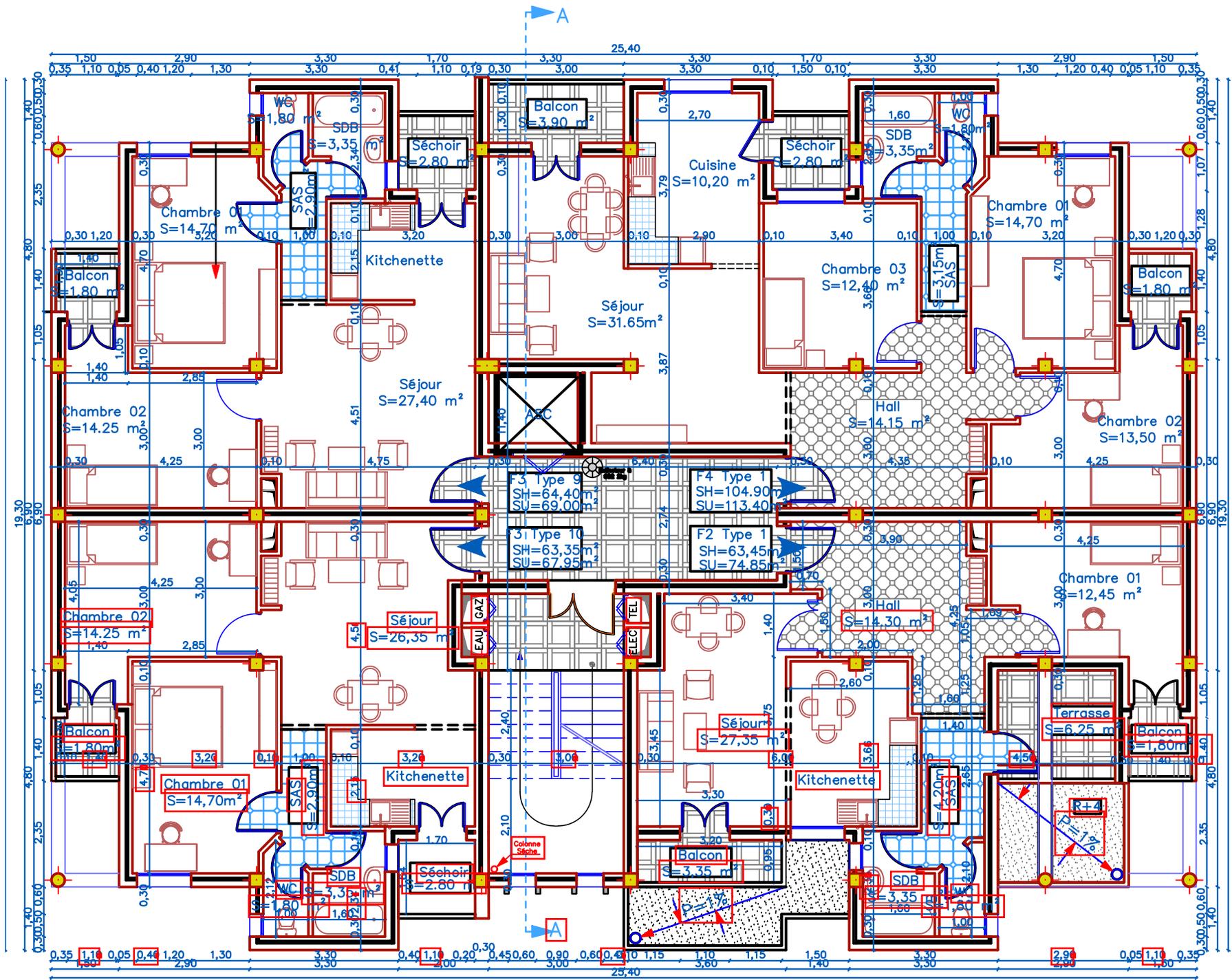




Plan du Rez de Chaussée Ech 1/100

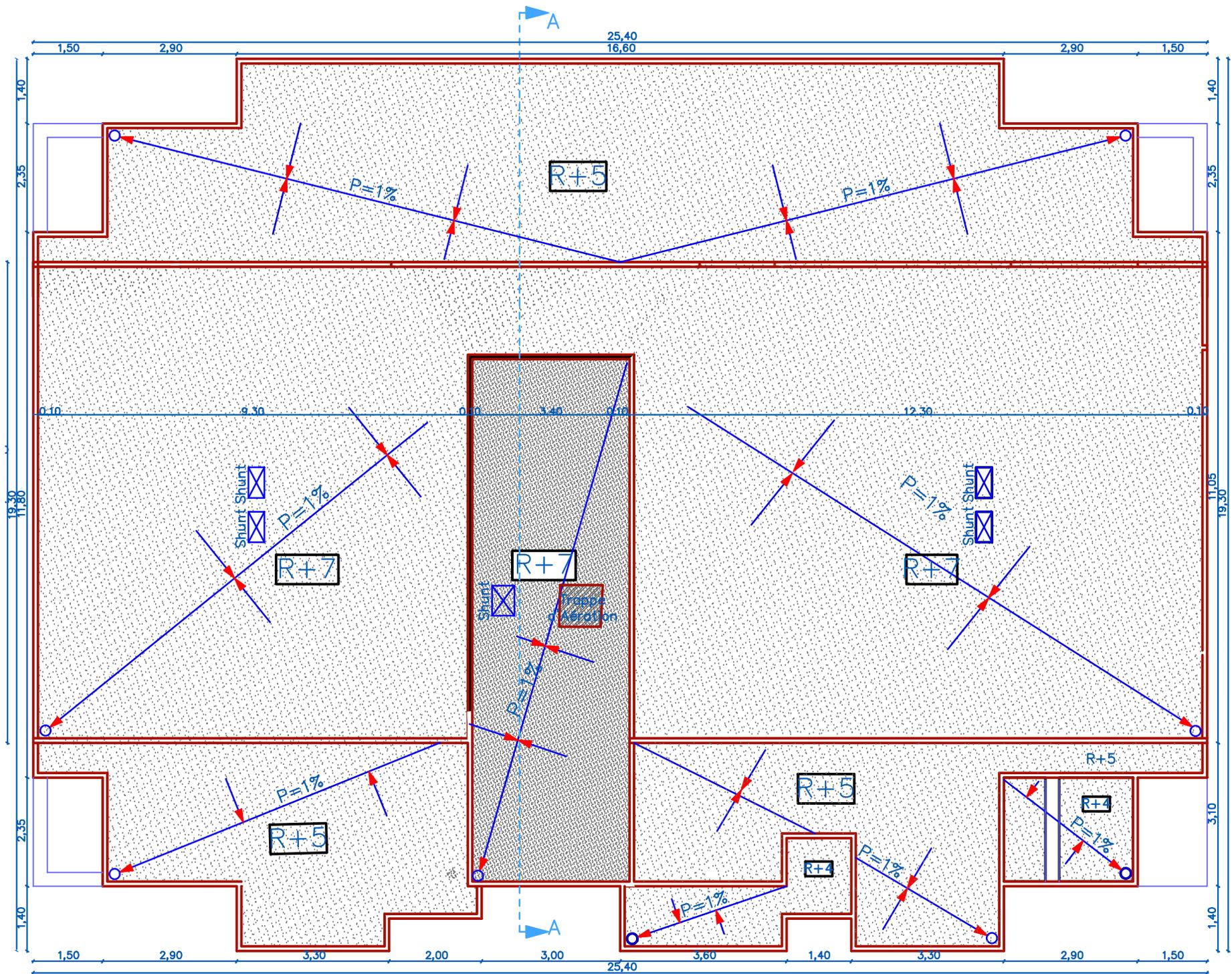


Plan Etage Courant 1er au 4eme Ech 1/100

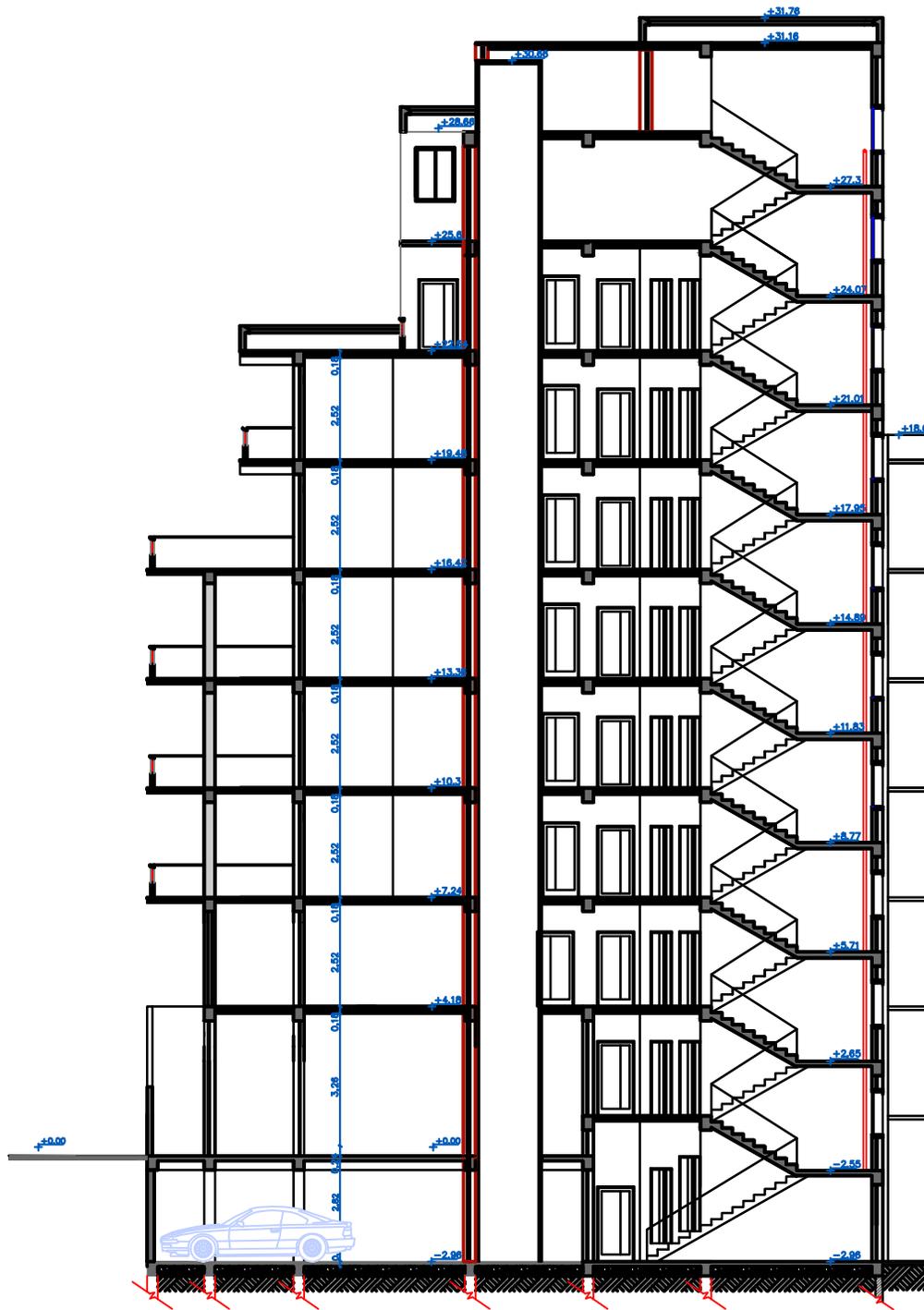


Plan Etage 5 Ech 1/100





Plan de Toiture Ech 1/100



Coupe A-A Ech 1/100