

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de la technologie*  
*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

## Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master Génie Civil*  
*Option : Structures*

### Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation contreventé par  
des voiles avec un système coffrage tunnel**

**Présenté par :**

M<sup>elle</sup> ASSAM IMANE  
M<sup>elle</sup> BOUDRIES SARA

**Encadré par :**

M<sup>me</sup> . MEZIANI M

**Examiné par :**

M<sup>me</sup> SEKKOUR  
M<sup>me</sup> CHIKH AMER

**Promotion 2020-2021**

## Remerciements

---

*En préambule à ce mémoire, nous adressons nos remerciements les plus sincères tout d'abord au « Bon Dieu » le plus puissant de nous avoir guidé vers le chemin du savoir et de nous avoir donné le courage, la patience et la santé qui nous ont été utiles tout au long de nos parcours, et aux êtres les plus chers au monde « nos Parents » pour tous les efforts et sacrifices qu'ils ont entrepris afin de nous voir réussir. Nous les remercions pour l'éducation qu'ils nous ont prodigué.*

*Toute notre estime et notre respectueuse gratitude vont à Madame Meziani Meriem*

*Pour son orientation et ses*

*Précieux conseils et surtout pour sa patience.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous font*

*l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Enfin, nous remercions également tous ceux et celles qui ont contribué d'une façon ou*

*d'une autre à la réalisation de ce mémoire.*

*Que Dieu vous bénisse*

## Dédicaces

---

*A tous ceux qui ont par leurs égards contribués à parfaire mon objectif et qui me font*

*l'éminent honneur avec différence, je tiens à leur dédier ce travail :*

***A mes Chers parents :** Vous avez manifesté beaucoup de sacrifices afin de me voir grandir devant vos yeux. Aujourd'hui vient mon tour pour vous remercier en vous offrons ce travail qui est le fruit de vos sacrifices. Je vous dois toute ma vie, je vous souhaite une longue vie et parfaite santé.*

***A mes frères et mes sœurs :** J'apprécie beaucoup la grande affection que vous avez pour moi. A cette reconnaissance, je vous manifeste mon meilleur sentiment en vous offrant le fruit de mon travail, vous : Amel, Nassima, Amira, Amir et Anis.*

***Ma chère tante Hafida et mon oncle Sofiane :** qui ont oeuvré pour ma réussite, par leur amour, leur soutien, leurs précieux conseils, recevai à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.*

*Je remercie ma binôme **Bouderies Sara** qui a contribué à la réalisation de ce travail.*

***A tous mes amis :** qui m'ont toujours soutenue et encourager tout au long de ce projet .*

*A Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible*

*Je leur dis tout simplement merci Que dieu vous bénisse.*

***Imane.***

## Dédicaces

---

*Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quel que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leurs exprimer mon amour sincère.*

*A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect qui m'a toujours encadré avec beaucoup d'amour et d'attention que dieu lui réserve bonne santé et longue vie. **Mon cher père.***

*A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse, qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance **Mon adorable mère.***

*A mes chères sœurs **Yousra** et **Feriel** que dieu illumine pour elles la voie du succès et de la réussite dans leurs études.*

*A mon fiancé **Adam** qui n'a pas cessé de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études, Que dieu le protège et lui offre la réussite et le bonheur.*

*A mon cher oncle **Abdenour** qui a été un deuxième père pour moi, qui m'a guidé et soutenu durant le moment les plus pénible à qui j'exprime mon profond amour que dieu le guérisse.*

*A ma binôme **Imene** pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet et à toute sa famille.*

*Enfin je le dédie à ceux que j'aime et à toutes les personnes qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin. Je leurs dis merci et grand merci.*

**Sara.**

<b>IV.3</b> Vérification réglementaire	54
<b>IV.4</b> Conclusion	59
<b>Chapitre V</b> Etude des voiles	
<b>V.1</b> Introduction	60
<b>V.2</b> Procédé de calcul	60
<b>V.2.1</b> Aciers verticaux	60
<b>V.2.2</b> Aciers horizontaux	61
<b>V.3</b> Calcul du ferrailage	62
<b>V.3.1</b> Les sollicitations de calcul dans les voiles	63
<b>V.3.2</b> Calcul du ferrailage	65
<b>V.3.3</b> Schéma de ferrailage	73
<b>V.4</b> Conclusion	73
<b>Chapitre VI</b> Etude de l'infrastructure	
<b>VI.1</b> Introduction.	74
<b>VI.2</b> Choix du type des fondations	74
<b>VI.2.1</b> Semelles filantes	74
<b>VI.2.2</b> Radier général	76
<b>VI.3</b> Etude du radier	77
<b>VI.3.1</b> Prédimensionnement du radier	77
<b>VI.3.2</b> Caractéristiques géométriques du radier	79
<b>VI.3.3</b> Ferrailage du radier	82
<b>VI.3.4</b> Schéma de ferrailage	86
<b>VI.4</b> Etude du voile périphérique	86
<b>VI.4.1</b> Introduction	86
<b>VI.4.2</b> Dimensionnement du voile	86
<b>VI.4.3</b> Calcul de la poussée de terre	87
<b>VI.4.4</b> Méthode de calcul du voile périphérique	87
<b>VI.4.5</b> Ferrailage du voile périphérique	88
<b>VI.4.6</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique	90
<b>VI.5</b> Conclusion	91
Conclusion générale.	
Bibliographie.	
Annexes.	

# LISTE DES FIGURES

<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b>	
<b>I.1</b> Schéma du système coffrage tunnel	04
<b>I.2</b> Aperçu du système coffrage tunnel sur chantier.	06
<b>Chapitre II</b> Pré dimensionnement des éléments	
<b>II.1</b> Panneaux de dalles	07
<b>Chapitre III</b> Etude des éléments secondaires	
<b>III.1</b> Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère	13
<b>III.2</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère	18
<b>III.3</b> Les panneaux de dalles	19
<b>III.4</b> Schéma de ferrailage de panneau D11	23
<b>III.5</b> Ferrailage du panneau D9 à plancher terrasse inaccessible	27
<b>III.6</b> Schéma de ferrailage du panneau D11 à étage courant	30
<b>III.7</b> Schéma de Ferrailage du panneau D9 plancher étage courant	34
<b>III.8</b> Escaliers à quatre volées	35
<b>III.9</b> Schéma statique de la volée 1 (console)	35
<b>III.10</b> Ferrailage d'escalier de la volée 01	38
<b>III.11</b> Représentation de la 2 <sup>ème</sup> volée	38
<b>III.12</b> Schéma statique de la 2 <sup>ème</sup> volée	38
<b>III.13</b> La Charge équivalente	39
<b>III.14</b> Ferrailage de l'escalier volée 02	44
<b>Chapitre IV</b> Etude dynamique	
<b>IV.1</b> Spectre de réponse	50
<b>IV.2</b> Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16	51
<b>IV.3</b> Premier mode de déformation	51
<b>IV.4</b> Deuxième mode de déformation	52
<b>IV.5</b> Troisième mode de déformation	52
<b>Chapitre V</b> Etude des voiles	
<b>V.1</b> Vue en plan des voiles existants	62
<b>V.2</b> Schéma de ferrailage du voile V25	73
<b>Chapitre VI</b> Etude de l'infrastructure	
<b>VI.1</b> Semelle filante	75
<b>VI.2</b> Schéma statique du radier	77
<b>VI.3</b> Schéma de radier sur Autocad	79
<b>VI.4</b> Panneaux de dalle	82
<b>VI.5</b> Schéma de ferrailage de radier	86
<b>VI.6</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique	91

# LISTE DES TABLEAUX

<b>Chapitre II</b>	<b>Pré dimensionnement des éléments</b>	
II.1	Evaluation des Charges dans la terrasse inaccessible	10
II.2	Evaluation des Charges dans l'étage courant	10
II.3	Evaluation des Charges dans la paillasse 34,22°	11
II.4	Evaluation des Charges dans la paillasse 40,36°	11
II.5	Evaluation des Charges dans le palier	11
II.6	Evaluation des Charges dans les murs	12
<b>Chapitre III</b>	<b>Etude des éléments secondaires</b>	
III.1	Evaluation des sollicitations	15
III.2	Evaluation des sollicitations après majoration	16
III.3	Dimensions des dalles pleines en plan	20
III.4	Les résultats des efforts obtenus à E.L.U	20
III.5	Les résultats des efforts obtenus à E.L.S	20
III.6	Ferraillage de panneau de dalle D11 à L'ELU	21
III.7	Les armatures de répartitions	22
III.8	Les vérifications des contraintes dans la dalle D11 à l'ELS	23
III.9	Les sollicitations dans la dalle D9 à E.L.U	24
III.10	Les sollicitations dans la dalle D9 à E.L.S	24
III.11	Ferraillage de panneau de dalle D9 à L'ELU	25
III.12	Les vérifications des contraintes dans la dalle D9 à l'ELS	26
III.13	Section d'armatures calculées à l'ELS	27
III.14	Les sollicitations dans la dalle D11 à E.L.U	27
III.15	Les sollicitations dans la dalle D11 à E.L.S	28
III.16	Ferraillage de panneau de dalle D11 à L'ELU	28
III.17	Les armatures de répartitions	29
III.18	Vérifications des contraintes dans la dalle D11 à l'ELU	30
III.19	Les sollicitations dans la dalle D11 à l'E.L.U	31
III.20	Les Sollicitation dans la dalle D11 à l'E.L.S	31
III.21	Ferraillage de panneau de dalle D9 à L'ELU	32
III.22	Les vérifications des contraintes dans la dalle D9 à l'ELS	33
III.23	Section d'armatures calculées à l'ELS	34
III.24	Les coefficients pour le calcul de ferraillage de la volée 1	36
III.25	Résultats de calcul de ferraillage de la volée 1	36
III.26	Calcul des armatures de répartition	36
III.27	Les sollicitations de paillasse et palier	39
III.28	Résultats de calcul des moments de la volée 2 en travée et aux appuis	39
III.29	Données pour le calcul des armatures	40
III.30	Résultats de ferraillage de la volée 2	40
III.31	Résultats de calcul des armatures de répartition	40
III.32	Paramètres pour le calcul de la flèche	42
III.33	Résultats de calcul de $f_{gi}$ et $f_{gv}$	43
III.34	Résultats de calcul de $f_{ji}$	43
III.35	Résultats de calcul de $f_{pi}$	44
<b>Chapitre IV</b>	<b>Etude dynamique</b>	
IV.1	Valeurs des pénalités $P_q$	47
IV.2	Période fondamentale de la structure	48
IV.3	Poids total de la structure	49

# LISTE DES TABLEAUX

<b>IV.4</b>	Les valeurs des périodes et facteur de participation massique	53
<b>IV.5</b>	Les valeurs des centres de masse et de rigidité et l'excentricité théorique et accidentelle de chaque étage.	55
<b>IV.6</b>	Les forces dynamiques à la base dans les deux sens	55
<b>IV.7</b>	Vérification des déplacements inter-étages sens x-x et y-y	57
<b>IV.8</b>	Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens X-X	58
<b>IV.9</b>	Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y-Y	58
<b>IV.10</b>	Vérification de la stabilité au renversement	59
<b>Chapitre V</b>	Etude des voiles	
<b>V.1</b>	Les sollicitations de calcul dans les voiles	63
<b>V.2</b>	Résultats de ferrailage des voiles de sens X-X	68
<b>V.3</b>	Résultats de ferrailage des voiles de sens Y-Y	69
<b>Chapitre VI</b>	Etude de l'infrastructure	
<b>VI.1</b>	Les surfaces des Semelle filante	75
<b>VI.2</b>	Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G $\pm$ E	80
<b>VI.3</b>	Calcul des contraintes	81
<b>VI.4</b>	Vérification de la compression sous G+Q $\pm$ E	81
<b>VI.5</b>	Dimensions des panneaux de radier encastrés sur 3 cotés	83
<b>VI.6</b>	Dimensions des panneaux de radier encastrés sur 2 cotés	83
<b>VI.7</b>	Calcul de ferrailage à l'ELU	84
<b>VI.8</b>	Vérification des contraintes à l'E.L.S	85
<b>VI.9</b>	Ferrailage à l'ELS	85
<b>VI.10</b>	Ferrailage du voile périphérique à l'ELU	88
<b>VI.11</b>	Vérification a l'ELS	89
<b>VI.12</b>	Ferrailage a l'ELS	90



## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un RDC + 9 étages, implanté à la commune de Jijel. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le **RPA99 version 2003**.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (**RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99**), cette étude se compose de six chapitres :

- Le premier chapitre est composé de deux parties, la 1ere partie entame une présentation du projet et des caractéristiques des matériaux, et la 2eme une description générale sur le coffrage tunnel.
- Ensuite le deuxième chapitre pré dimensionnement de la structure et l'évaluation des charges.
- Le troisième chapitre a pour objectif d'étude des éléments secondaires (escaliers, acrotère, dalles pleines).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans le quatrième chapitre par le logiciel **ETABS2016** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).
- L'étude des éléments résistants de la structure (voiles,) sera calculé dans l'avant dernier chapitre.
- Et en fin pour les éléments de l'infrastructure (radier général) seront calculé dans le dernier chapitre.

# INTRODUCTION GENERALE

# Introduction Générale

---

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

L'ingénieur Civil a pour but de définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter au moins ces trois buts :

- a- Un maximum de sécurité (le plus important) ou autrement dit assurer la stabilité de l'ouvrage.
- b- L'économie : une mise en place planifiée des diminutions des coûts du projet (les dépenses).
- c- L'esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

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

Afin de conclure notre formation en génie Civil, spécialité structure, à l'université A.MIRA de Béjaïa, on a réalisé durant ces quelques mois, un projet dans le but d'obtention d'un diplôme en master 2, dont l'intitulé est d'une étude d'une structure en béton armé (R+9) avec une terrasse inaccessible et contreventé par un système coffrage tunnel.

# CHAPITRE I :

## Présentation de l'ouvrage

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

---

## Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

### 1-Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances sur lesquelles l'ingénieur prends appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et quelques rappels.

Le calcul de ce projet se fera conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99/2003**) et aux règles de béton armé (**BAEL91/99**).

### 2-Présentation de l'ouvrage :

Nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (**RDC+9 étages + deux sous-sols**) à usage d'habitation. La structure est conçue en béton armé pour tous les éléments résistants : voiles, dalles. Le contreventement de la structure est assuré par les voiles.

#### 2-1- Localisation géographique :

Notre bâtiment faisant partie du projet de **400logements AADL** à **MEZGHITANE** dans la Wilaya de **JIJEL** qui selon le **RPA99/2003**, est classé comme une zone de sismicité moyenne (**ZONE II<sub>a</sub>**).

#### 2-2-Description architecturale :

##### ➤ Programme par niveaux :

Tous les niveaux contiennent 4 appartements (Deux du type F3 et deux du type F4).

##### ➤ Grandeurs de l'ouvrage :

##### • En plan :

-La longueur totale=**28,56m**

-La largeur totale =**19,90m**

##### • En élévation :

-La hauteur totale du bâtiment **h=30.60m**

-La hauteur du sous-sol **h=3,06m**

-La hauteur de tous les étages et le RDC **h=3,06m**

-La hauteur de l'acrotère **h=0,6m**

#### 2-3-Les données du site :

Selon le rapport de sol (**Annexe I**) le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme :

-Une zone de sismicité moyenne (**zone II<sub>a</sub>**).

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

---

-L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2B**.

-Le site est considéré comme meuble (**S3**).

-Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1.40$  bars.

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

- **0,00-0,4m** : T.N
- **0,4-2,0m** : Argile Marneuse.
- **2,0-14,0m** : Argile Marneuse avec intercalation des grés.
- **14,0-18,5m** : Marne Schisteuse.
- **18,5-19,5m** : Grés.
- **19,5-20,0m** : Marne.

## 2-4-Description structurelle :

La structure du bâtiment étudié est un peu différente, comparé à celles qu'on retrouve habituellement dans les marchés d'habitations collectifs, car elle adopte un système composé exclusivement de voiles porteurs dans les deux sens au plan et assurent par la même occasion son contreventement. Réalisée avec un système de coffrage tunnel.

L'ouvrage comporte :

### a) Ossature :

Le système de contreventement choisis est un système coffrage tunnel assuré par des voiles.

### b) Les planchers :

Les planchers sont constitués par des dalles pleines en béton armé coulé sur place assurant une grande rigidité (indéformable dans leur plan) et une sécurité contre l'incendie.

### c) Les escaliers :

Ce sont des éléments permettent le passage d'un niveau à l'autre, dans notre structure on a un seul type (4 volées) qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

### d) Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

### e) Acrotère :

Au niveau de terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

### f) Maçonnerie :

Elles sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits, et pour mur intérieur une cloison.

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

---

## g) Infrastructure :

Elle assure la transmission des charges verticales et horizontales au sol et imitation des tassements différentiels.

### 3- Caractéristiques des matériaux :

#### • Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE**.

- ❖ Résistance caractéristique  $f_{c28}=25\text{MPa}$
- ❖ Contrainte limite à L'ELU :
  - ✓ Situation durable **14,2MPa**
  - ✓ Situation accidentelle **18,45MPa**
- ❖ Contrainte limite à L'ELS :  $\sigma_{bc}=0.6 * f_{c28}=15\text{MPa}$

#### • Acier :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

-Les ronds lisses **FeE215** et **FeE235** correspondent à des limites d'élasticité garanties de **215MPa** et **235MPa** respectivement.

-Les aciers à haute adhérence **FeE400** et **FeE500** correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de **400MPa** et **500MPa**.

-Treillis soudé de type **TS520**.

-Limite d'élasticité  $F_e= 400\text{MPa}$

-Module d'élasticité  $2*10^5\text{MPa}$

Contrainte limite à L'ELU :

- ✓ Situation durable : **400MPa**
- ✓ Situation accidentelle : **348MPa**

### 4-La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Du **BAEL 91** (Béton Armé aux états limites).
- Du **RPA 99** modifié 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- Du **DTR-BC2.2** (Document technique Réglementaires des charges et surcharges d'exploitations).
- Du **DTR-BC2.331** (Règles de calculs des fondations superficielles).
- Du **CBA93** (Code de Béton Armé).

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

## 5-Présentation du système coffrage tunnel

### 5-1-Définition :

Le système de coffrage tunnel est un système de coffrage en acier assurant le coulage quotidien des voiles et les dalles ensemble. Grâce à ceci, les mains d'œuvre se réduisent et la durée de construction est beaucoup plus courte et économique par rapport aux méthodes conventionnelles. Le système de coffrage tunnel assure une grande économie dans les travaux fins et les travaux d'installation des bâtiments grâce à la qualité, la facilité et la sensibilité dimensionnelle nécessités en construction béton armé. Il assure l'obtention de surfaces de béton de très bonne qualité grâce à sa technologie de surface en acier. Les bâtiments réalisés avec le système de coffrage tunnel sont les structures en béton armé les plus résistantes face aux tremblements de terre.

La plus grande caractéristique du système de coffrage tunnel est qu'elle assure le déversement quotidien de béton et un rendement élevé dans le terrain suite à la répétition comme un ordre d'usine des mêmes travaux chaque jour en transformant la construction de bâtiment en une structure semblable.

[Site : mesa imalat ]

### 5-2-Description :

Les coffrages tunnels sont des moules métalliques susceptibles de nombreux réemplois et permettant par juxtapositions les uns à côté des autres de couler en une seule fois une dalle de béton de grande surface, ainsi que ses murs porteurs. Ils sont constitués essentiellement de deux panneaux verticaux (Panneau de pignon) reliés à leur partie supérieure par un panneau horizontal.

Ils peuvent être monoblocs ou composés de deux demi-coquilles que l'on assemble rigidement entre elles par verrouillage au moment du réglage et du bétonnage ; La stabilité de chaque demi-coquille prise séparément est assurée par une béquille articulée.

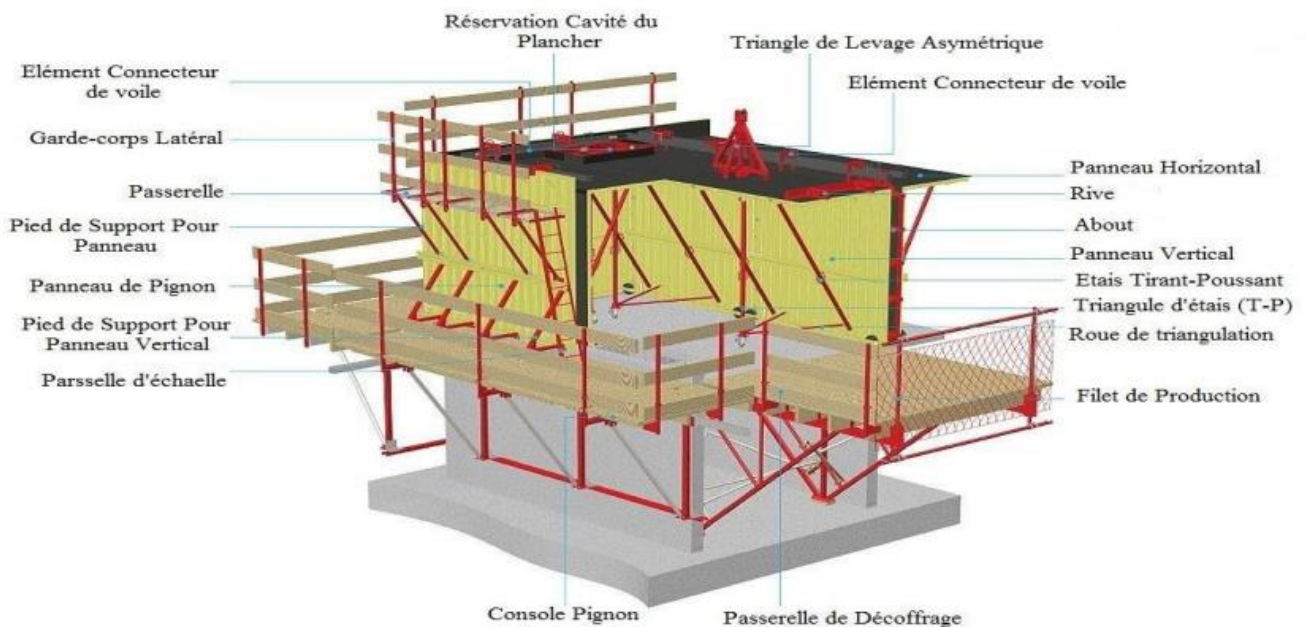


Figure I-1 : Schéma du système coffrage tunnel.



# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

---

## 5-3-Les étapes d'exécution :

La mise en œuvre du coffrage tunnel suit les étapes suivantes :

- La mise en place des fondations ;
- L'installation des talonnettes (coffrage spécial pour calculer les amorces de voile) qui servent de repère pour couler les demi coquilles sur le même niveau ;
- La disposition des treillis soudés et les armatures de ferrailage des voiles ;
- La mise en place de la première demi-coquille à l'aide d'une grue ;
- Mise en place des divers réserves (porte, fenêtre, équipement électriques) sur les parois verticales qui seront soit découper dans les murs, soit noyer sur son épaisseur ;
- Disposition des connes d'entretoise sur les parois verticales (qui sont en plastique et permettent de protéger les tiges des solidarisation de deux demi coquilles opposés (dos-à-dos) lors du coulage du béton) ;
- Positionnement de la deuxième demi-coquille face à la première pour former « une chambre de coffrage » ;
- Réglage de l'horizontalité et la verticalité des demis coquilles pour pouvoir les bien solidariser ;
- Après la construction de toutes les chambres de coffrage, on passe à monter le ferrailage des dalles au-dessus des chambres de coffrage et prévoir d'éventuelles réservations (tuyaux d'évacuation, cage d'ascenseur, équipement électriques) ;
- Coulage du béton de plancher et des voiles en même temps ;
- Après la prise et le durcissement du béton, le décoffrage peut commencer en utilisant le triangle de levage lié par des câbles à une grue ;
- On poursuivra les mêmes étapes pour tous les niveaux du bâtiment.

## 5-4-Les Avantages :

- Rapidité de mise en œuvre (décoffrage rapide) ;
- Réutilisation des coffrages ;
- Moins de mains d'œuvres ;
- Structure plus adaptée aux séismes ;
- Facilité de reproduction et d'exécution des structures répétitives d'un même projet ;
- Sécurité d'emploi ;
- Parfait rythme de construction quotidien, pas de décrochement.

## 5-5-Les Inconvénients :

- Grosse quantité de béton ;
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée et spécialisée ;
- Impossible d'effectuer des modifications ou transformations par le propriétaire du logement après la fin des travaux.

## 5-6-Le choix de ce système :

Le choix de ce type de contreventement est justifié par deux critères qui sont :

**Critère socio-économique :** l'utilisation de la technologie des systèmes de coffrage tunnel permet la rapidité de l'exécution et par suite la diminution de la durée de réalisation du projet.

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

---

**Critère de résistance :** les voiles dans les bâtiments augmentent la rigidité de l'ouvrage, diminuent l'influence des phénomènes du second ordre (flambement), diminuent les dégâts des éléments non porteurs et apaisent la conséquence psychologique sur les habitants de hauts bâtiments dont les déplacements horizontaux sont importants lors d'un séisme. De plus les voiles en béton armé ont une triple fonction de supporter, de contreventer et de cloisonner l'espace.

Un aperçu du système coffrage tunnel sur chantier :



**Figure I-2 : Aperçu du système coffrage tunnel sur chantier.**

# CHAPITRE II :

## Prédimensionnement des éléments

# CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

## 1-Introduction :

Le Pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistants utilisant les règlements du **BAEL91** et le **RPA99/ version2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

La structure du bâtiment que nous sommes en train d'étudier est différente comme nous l'avons pu le souligner précédemment, elle est composée uniquement de voiles en béton armé porteurs ainsi que des planchers a dalle pleine.

## 2-Pré dimensionnement du plancher :

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

### Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe de feu.
- $e = 14 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe de feu.

### Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis.....  $l_x/35 \leq e \leq l_x/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : .....  $l_x/50 \leq e \leq l_x/40$

$l_x$  : est la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

La Figure suivante représente les panneaux de dalles

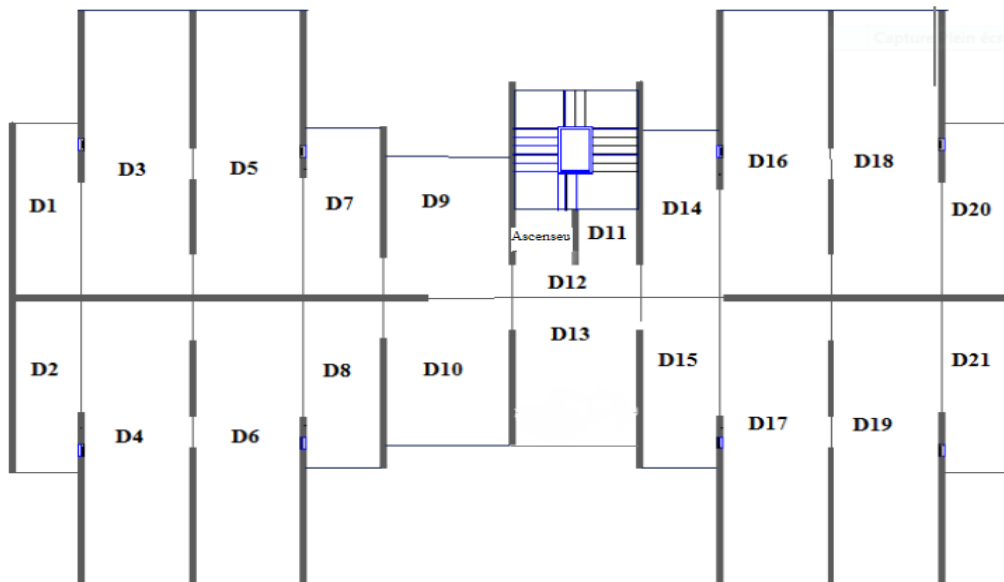


Figure II-1 : Panneaux de dalles

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

---

On a choisi la dalle la plus sollicitée qui repose sur trois appuis et qui a une portée égale à :

$$L_x = 3.5\text{m} = 350\text{cm}$$

$$350/50 \leq e \leq 350/40 \rightarrow 7 \leq e \leq 8,75$$

Donc on adopte **e=14cm**

### 3-Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales à reprendre une partie des charges verticales.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le **RPA99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) » sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

**L** : portée du voile.

**e**: épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités.

Soit : Hauteur d'étage = 3,06m

Hauteur libre = 3,06 - 0,14 (épaisseur de la dalle pleine)

$$e > (306 - 14) / 20$$

$$e > 14,6\text{cm}$$

✓ **Sens x:**

On adopte l'épaisseur du voile : **e<sub>x</sub> = 0,2m**

✓ **Sens y:**

On adopte l'épaisseur du voile : **e<sub>y</sub> = 0,2m**

**Vérification de la condition  $L > 4e$  :**

**a)** Sens longitudinale  $L_{\min} = 120\text{cm} \geq 4 (20) = 80\text{cm}$ .....Condition vérifiée

**b)** Sens transversale  $L_{\min} = 90\text{cm} \geq 4 (20) = 80\text{cm}$ .....Condition vérifiée

Les voiles périphériques relient deux niveaux (sous-sols) **e=15cm**

### 4-Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers), ces derniers sont coulés sur place.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type : coulée sur place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

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

**Condition d'accès facile :**

-A usage d'habitation : l'emmarchement de 1m à 1,5m

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Pour passer d'un étage à l'autre facilement on prend les dimensions des marches "g" et des contre marches "h", en utilisant généralement la formule de "BLONDEL"

### Formule de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq m \leq 65\text{cm} \quad \text{avec } m=g+2h$$

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

On prend: **h=17cm**

$$\mathbf{g=30cm}$$

Vérification de BLONDEL:

$$60\text{cm} \leq m \leq 65\text{cm}$$

$$m=g+2h = 30+2*17=64\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_{\text{etage}} = 3,06\text{m}$$

La hauteur de la volée 1 :  $H_v=1,02\text{m}$

La hauteur de la volée 2 :  $H_v=0,51\text{m}$

La hauteur de la volée 3 :  $H_v=1,02\text{m}$

La hauteur de la volée 4 :  $H_v=0,51\text{m}$

### ❖ La volée 1 :

-Nombre de contre marches :  $N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{1,02}{17} = 6$  contre marches

-Nombre de marches :  $N_m = N_c - 1 = 6 - 1 = 5$  marches

-La ligne de foulée :  $l_f = g * N_m = 0,3 * 5 = 1,5\text{m}$

-Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg} \alpha = \frac{H_v}{l_f} = \frac{1,02}{1,5} = 0,68 \rightarrow \alpha = 34,22^\circ$

-Epaisseur de la paillasse :

Selon la condition suivante :  $\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$

Avec :

**l** : longueur de la paillasse

$$l = \sqrt{H_v^2 + l_f^2} = \sqrt{1,02^2 + 1,5^2} = 1,81\text{m}$$

$$\frac{181}{30} \leq e \leq \frac{181}{20} \rightarrow 6,03\text{cm} \leq e \leq 9,05\text{cm}$$

Pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e=15cm**

### ❖ La volée 2 :

-Nombre de contre marches  $N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{0,51}{17} = 3$  contre marches

-Nombre de marches  $N_m = N_c - 1 = 3 - 1 = 2$  marche

-La ligne de foulée :  $l_f = g * N_m = 0,3 * 2 = 0,6\text{m}$

-Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg} \alpha = \frac{H_v}{l_f} = \frac{0,51}{0,6} = 0,85 \rightarrow \alpha = 40,36^\circ$

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

-Epaisseur de la paillasse :

Selon la condition suivante :  $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$  avec  $l$  : longueur de la paillasse

$$l = \sqrt{Hv^2 + l_f^2} = \sqrt{0,51^2 + 0,6^2} = 0,79\text{m}$$

$$\frac{79}{30} \leq e \leq \frac{79}{20} \rightarrow 2,63\text{cm} \leq e \leq 3,95\text{cm}$$

Pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe  $e=15\text{cm}$

La volée 1 = la volée 3  $\rightarrow e=15\text{cm}$

La volée 2 = la volée 4  $\rightarrow e=15\text{cm}$

### 5-Evaluation des charges et surcharges :

#### 1. -Les planchers :

##### ❖ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II-1 : Evaluation des Charges dans la terrasse inaccessible

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Gravillon roulé	0,05	20	1,00
Etanchéité	0,025	4,8	0,12
Isolation	0,04	4	0,16
Forme en pente	0,1	20	2,00
Dalle pleine	0,14	25	3,50
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente (kN/m <sup>2</sup> )			7,14
Charge d'exploitation (kN/m <sup>2</sup> )			1,00

##### ❖ Plancher étage courant :

Tableau II-2 : Evaluation des Charges dans l'étage courant

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Cloison	0,1	10	1,00
Lit de sable	0,02	20	0,4
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente (kN/m <sup>2</sup> )			5,9
Charge d'exploitation (kN/m <sup>2</sup> )			1,5

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

### 2. Les escaliers :

#### ❖ La paillasse :

- La paillasse avec inclinaison de  $34,22^\circ$

**Tableau II-3 : Evaluation des Charges dans la paillasse  $34,22^\circ$**

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
Poids propre de paillasse	0,15	$25/\cos 34,22^\circ$	4,54
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanente (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>8,215</b>
<b>Charge d'exploitation (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>2,5</b>

- La paillasse avec inclinaison de  $40,36^\circ$

**Tableau II-4 : Evaluation des Charges dans la paillasse  $40,36^\circ$**

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
Poids propre de paillasse	0,15	$25/\cos 40,36^\circ$	4,92
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanente (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>8,695</b>
<b>Charge d'exploitation (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>2,5</b>

#### ❖ Le palier :

**Tableau II-5 : Evaluation des Charges dans le palier**

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanente (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>5,31</b>
<b>Charge d'exploitation (kN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>2,5</b>



## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

---

### 3. Les murs :

**Tableau II-6 : Evaluation des Charges dans les murs**

Couche	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Brique creux	10	11	1,1
Lame d'air	5	/	/
Brique creuse	15	11	1,65
Enduit de ciment	2	18	0,36
Charge permanente (kN/m <sup>2</sup> )			3,31

### 6-Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en satisfaisant les règles de **RPA99/version2003** et les différents critères. Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des dalles pleines.

**CHAPITRE III :**  
**Etudes des éléments**  
**secondaires**

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

### 1- Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Dans ce présent chapitre on va s'intéresser uniquement à l'étude des éléments secondaires (Dalle pleine, escalier, acrotère).

### 2- Acrotère :

#### 2-1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse).il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente.

Il a pour but d'empêcher l'eau de pluie de s'infiltrer derrière la relève d'étanchéité et ceci est possible grâce à sa partie saillante (becquet ou bandeau saillant),il peut également assurer la sécurité des usagers dans le cas d'une toiture terrasse accessible en jouent un rôle de garde-corps. Comme il sert de support d'accrochage du matériel lors de l'entretien extérieur du bâtiment.

#### 2-2 Dimensions et ferrailage de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

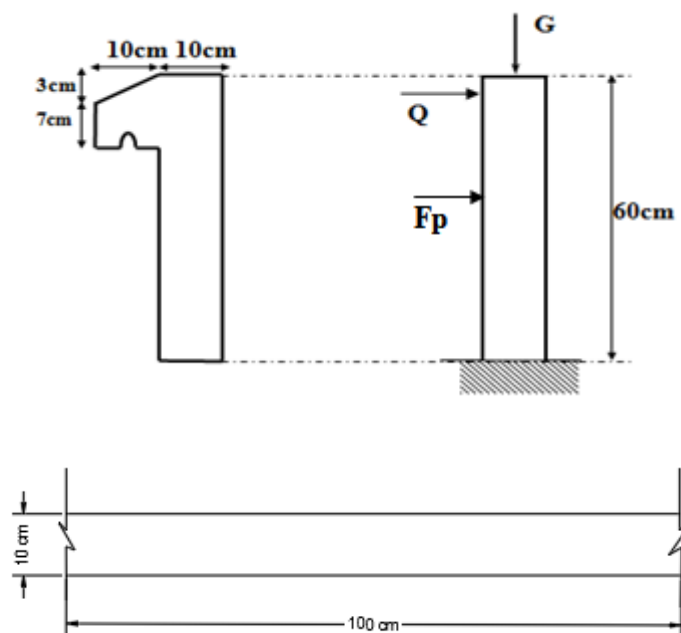


Figure III-1 : Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

**Principe de calcul :** Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

**- Evaluation des charges :**

a) Les charges permanentes :

(Terrasse inaccessible) :

- $S = [0,6 \times 0,1 + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times \frac{0,03}{2}] \rightarrow S = 0,0685 \text{ m}^2.$

- $G = \rho_b \times S = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ kN/ml}.$

b) Les charges d'exploitation :

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

**-Détermination de l'effort due au séisme :**

D'après le **RPA99/2003 (Article 6.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés

sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec :

- **A :** Coefficient d'accélération obtenu dans le tableau (4.1) : pour la **zone IIa** et le groupe **d'usage 2**. Donc : **A= 0,15**.

- **C<sub>p</sub> :** facteur de force horizontale pour les éléments secondaires. Dans notre cas :

$$C_p = 0,8.$$

- **W<sub>P</sub> :** le poids propre de l'acrotère : **W<sub>P</sub> = 1,712 kN/ml**

- **F<sub>P</sub> = 4 × 0,15 × 0,8 × 1,712 = 0.821 kN/ml**

- **Pour G :**  $N_G = 1.712 \text{ kN/ml}, M_G = 0, V_G = 0$

- **Pour Q :**  $N_Q = 0 ; M_Q = Q \times H = 0.6 \text{ kN/ml} ; V_Q = Q = 1 \text{ kN/ml}$

- **Pour F<sub>p</sub> :**  $N_{FP} = 0 ; M_{FP} = M_{FP} \times H = 0.821 \times 0.6 = 0.493 \text{ kN/ml}$

$$V_{FP} = F_P = 0.821 \text{ kN/ml}$$

$$Q_1 = \max (F_p, Q) = \max (0.821 ; 1) \Rightarrow Q_1 = 1 \text{ kN/ml}.$$

On  $F_p < Q$  ; alors le ferrailage sera donc donné par les sollicitations suivantes :

- **Poids propre :**  $N_G = 1.712 \text{ kN/ml}$

- **Surcharge :**  $Q = 1 \text{ kN/ml}$

- **Moment :**  $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.60 = 0.6 \text{ kN/m}$

- **Effort tranchant :**  $T_Q = 1 \text{ kN}$

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

### - Moment et les efforts normaux :

#### Calcul à ELU :

- $N_u = 1,35 \times W_P = 1,35 \times 1,712 = 2,31 \text{ kN}$
- $M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$
- $T_u = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$

#### Calcul à ELS :

- $N_s = W_P = 1,712 \text{ kN}$
- $M_s = M_{Q1} = 0,6 \text{ kN.m}$
- $T_s = T_Q = 1 \text{ kN}$

**Tableau III-1 : Evaluation des sollicitations**

	Moments (kN.m)	Effort normal (kN)	Effort tranchant (kN)
<b>ELU</b>	$M_u=0,90$	$N_u=2,31$	$T_u=1,5$
<b>ELS</b>	$M_{ser}=0,60$	$N_{ser}=1,712$	$T_{ser}=1$

### - Ferrailage :

#### - Calcul de l'excentricité :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,38 \text{ m.}$
- $e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 0,0167 \text{ m.}$

$e_u > e_0$ , le centre de pression se trouve dans la zone d'excentricité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (**S.P.C**)

#### - Calcul de l'élancement :

D'après **CBA93**, l'article **B.8.3.2** :

- $L_f = 2 \times L_0 = 2 \times 0,60 = 1,2 \text{ m} \dots\dots$  (cas d'une console).
- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  avec:  $I = \frac{b \times h^3}{12}$ ,  $B = b \times h$
- $i = 0,03$ .
- $\lambda_x = \frac{L_f}{i} = \frac{1,2}{0,03} = 40$

$L_f$  : la longueur de flambement.

$h$  : l'épaisseur de l'acrotère.

$\lambda$  : L'élancement.

$$\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (67 \times \frac{e_u}{h}, 100)]. = 10$$

$\lambda_x < \lambda = 100 \Rightarrow$  Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

#### - L'excentricité additionnelle :

$$e_a \geq \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{L}{250}) = \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{60}{250}) \Rightarrow e = \mathbf{0,02 \text{ m}}$$

#### - Calcul du coefficient de Majoration :

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

- $\gamma_f = \min[1 + 0,15 \left( \left( \frac{\lambda}{352} \right)^2 \times \frac{h}{e_u} \right); 1,4]$

- $\gamma_f = \min(1,019; 1,4) = 1,019$

On trouve que  $\gamma_f = 1,02$

- **Sollicitations majorées :**

**ELU :**

- $N'_u = (\gamma_f \times N_u) \times 1 = 2,35 \text{ kN}$

- $M'_u = (\gamma_f \times M_u) \times 1 = 0,92 \text{ kN.m}$

**ELS :**

- $N'_s = (N_s) \times 1 = 1,712 \text{ kN}$

- $M'_s = (M_s) \times 1 = 0,60 \text{ kN.m}$

On résume les résultats précédents dans le tableau suivant :

**Tableau III-2 : Evaluation des sollicitations après majoration**

ELU		ELS	
$N'_u = (\gamma_f \times N_u) \times 1$	$M'_u = (\gamma_f \times M_u) \times 1$	$N'_s = (N_s) \times 1$	$M'_s = (M_s) \times 1$
2,35	0,92	1,712	0,60

- **Ferrailage :**

En flexion composée, le calcul des sections partiellement comprimées, sera assimilé au calcul à la flexion simple avec un moment fictif :

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 0,92 + 2,35 \times \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1 \text{ kN.m}$$

**E.L.U:**

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0110 < 0,186 \text{ (pivot A)}$

$\mu_1 = 0,392 \text{ (FeE400)} > 0,0110 \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ (Pas d'acier comprimé)}$ .

$$\mu_{bu} = 0,0110 \Rightarrow \alpha = 0,014$$

- $\epsilon_s = 1\%$

- $F_{su} = \frac{f_e}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

- $Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 7,955 \text{ cm}$

- $A_{sf} = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{su}} = \frac{1 \times 10^6}{79,55 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2$

- $A_{su} = A_{sf} - \frac{N_u'}{f_{su}} = 0,35 \text{ cm}^2$

**E.L.S:**

- $N'_s = 1,712 \text{ kN}$

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

- $M'_s = 0.60 \text{ kN.m}$

### a. La contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

### b. La contrainte de l'acier : La Fissuration est considérée préjudiciable.

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) : \eta = 1.$$

$$\sigma_{st} = \min (266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

#### ➤ Calcul de l'excentricité :

- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.712} = 0.35 \text{ m}$

- $e_0 = \frac{10}{6} = 0.0167 \text{ cm}$

$e_s > e_0$ , Le centre de pression se trouve dans la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

#### ➤ Évaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :

- $M_{sa} = M'_s + N'_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$

- $M_{sa} = 0.60 + 1.712 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.65 \text{ kN.m}$

#### ➤ Calcul du moment limite du service M :

- $x = 15 \times \sigma_{bc} \times \frac{d}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}} = 0.042 \text{ m}$

- $z = d - \frac{x}{3} = 0.066 \text{ m}$

- $M_l = 0.5 \times b \times x \times z \times \sigma_{bc} = 20.79 \text{ kN.m}$

- $M_{sa} < M_l$ , donc  $A' = 0 \text{ cm}^2$

- $A_s = \left(\frac{1}{\sigma_{sc}}\right) \times \left[\left(\frac{M_{sa}}{z}\right) - N_s'\right]$

- $A_s = \left(\frac{1}{201.63}\right) \times \left[\left(\frac{0.65 \times 10^6}{0.066}\right) - 1.712 \times 10^3\right] = 0.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$

#### ➤ Vérification de condition de non fragilité :

$$\text{On a } A_{s\min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s > \max[A_s, A_u, A_{s\min}] \Rightarrow A_s > \max[0.4; 0.35; 0.966]$$

$$A_s = 0.966 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons un ferrailage symétrique :

$$A_{s \text{ adop}} : 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ➤ L'armature de répartition:

$$A_r = A_{s4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_r : 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

#### ➤ L'espacement maximal :

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

Dans le sens le moins sollicité

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

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

### ➤ Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ .

- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = K \times Y_{ser}$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$

### - Position de centre de pression c :

**C** : La distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

**Y<sub>c</sub>** : La distance de l'axe neutre au centre de pression.

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = 5 - 35 = -30 \text{ cm}$$

**Y<sub>1</sub>** : La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.

**C < 0** : Il est situé à l'extérieur de la section au-dessus de la fibre supérieure.

Avec :

$$\bullet \frac{b \times y^2}{2} + n \times (A_s + A_s') \times y - n \times (d \times A_s - d' \times A_s') = 0, \text{ avec: } A_s' = 0 \text{ cm}^2.$$

Après la solution de l'équation on trouve :  $Y = 1.915 \text{ cm}$

- $I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s \times (d - y)^2.$
- $I = \frac{1 \times 1,915^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (8 - 1,915)^2 = 1337.65 \text{ cm}^4$
- $K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,65 \times 10^6}{1337,650 \times 10^4} = 0.048 \text{ N/mm}^3$

### - La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times Y_{ser} = 0.919 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

### - La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = K \times n \times (d - y) = 43.81 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

### - Vérification au cisaillement :

$$\tau_u' = \min \left[ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = Q \times 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 0,08 \times 1000} = 0.0187 \text{ MPa} < \tau_u' = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

### - Schéma de ferrailage :

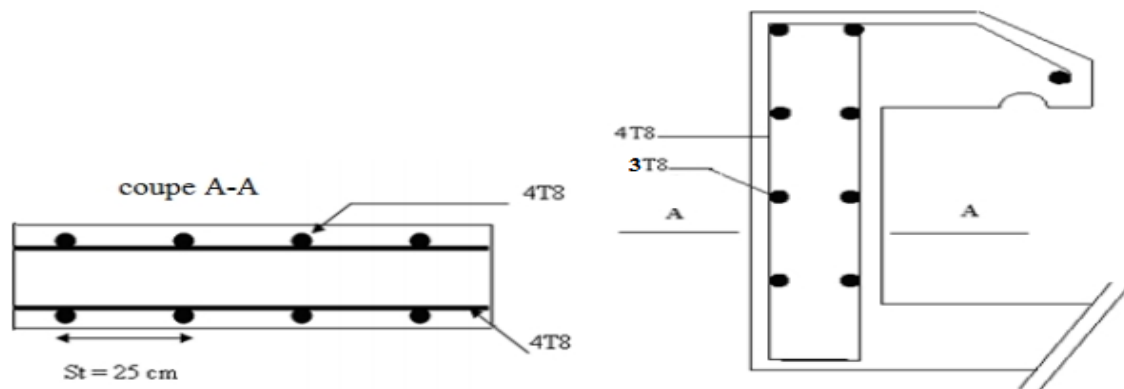


Figure III-2: Schéma de ferrailage de l'acrotère

Coupe B-B



### 3- Les Planchers :

#### 3 -1 Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs, isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique et redistribue les efforts horizontaux aux éléments de contreventement en fonction de leurs rigidités.

Dans la structure étudiée on trouve des planchers à dalle pleine qui conviennent avec le système de contreventement choisie.

#### 3-2 Etapes de calcul de la dalle pleine :

##### - Type des panneaux :

Dans notre structure on a des différents panneaux de dalle qui sont encastrés soit sur deux cotés ou bien sur trois côtés, pour cela on fait le calcul de ferrailage pour chaque type de panneau.

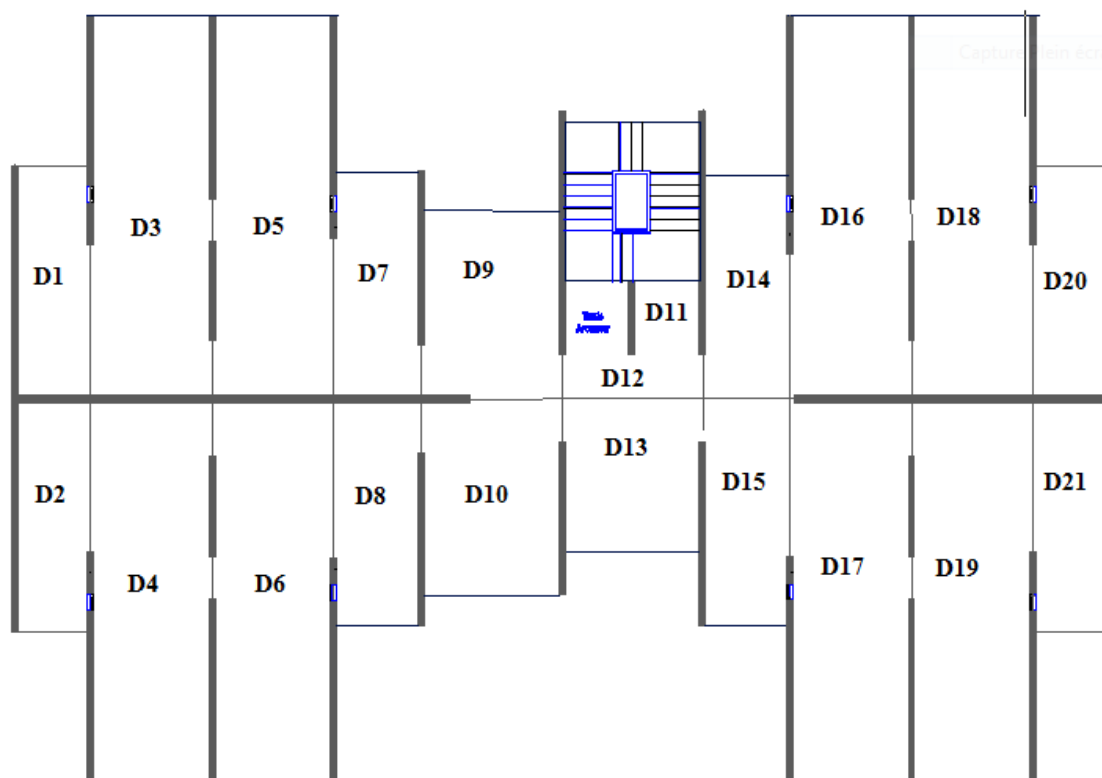


Figure III-3 : Les panneaux de dalles

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

**Tableau III-3 : Dimensions des dalles pleines en plan**

Dalle	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	Nature d'appuis
D1, D2, D20, D21	1.80	5.95	Encastré sur trois cotés
D3, D4, D5, D6, D16, D17, D18, D19	3.00	9.55	Encastré sur trois cotés
D7, D8, D14, D15	2.10	5.65	Encastré sur trois cotés
D9, D10	3.5	4.5	Encastré sur trois cotés
D11	1.7	1.9	Encastré sur deux cotés
D12	3.5	1.00	Encastré sur trois cotés
D13	3.5	1.00	Encastré sur deux cotés

### 3-2-1 Plancher terrasse inaccessible :

- **Calcul des sollicitations :**

✚ **Panneau D11** : dalle sur deux appuis parallèles :

On Calcule :  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.7}{1.9} = 0.89 > 0.4 \implies$  la dalle **D11** travaille dans les deux sens.

**E.L.U :**

Le calcul des sollicitations a été réalisé en utilisant le logiciel **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-4 : Les sollicitations dans la dalle D11 à l'E.L.U**

M <sub>xx</sub> (kN.m)		M <sub>yy</sub> (kN.m)		T <sub>x</sub> (kN)		T <sub>y</sub> (kN)	
Appui	Travée	Appui	Travée	Max	Min	Max	Min
-2.47	1.32	-1.38	0.28	9.91	-9.91	1.77	-8.13

**E.L.S :**

Les résultats de calcul des sollicitations à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-5 : Les Sollicitation dans la dalle D11 à l'E.L.S**

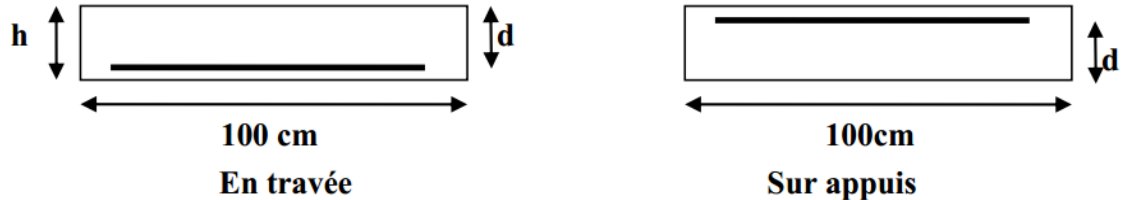
M <sub>xx</sub> (kN.m)		M <sub>yy</sub> (kN.m)		T <sub>x</sub> (kN)		T <sub>y</sub> (kN)	
Appui	Travée	Appui	Travée	Max	Min	Max	Min
-1.84	0.98	-1.01	0.21	7.63	-7.63	1.17	-5.4

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

### - Calcul des armatures :

D'après les résultats obtenus par le **SOCOTEC** (le moment suivant y est presque nul), donc le calcul se fera seulement suivant le sens xx

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de largeur  $b = 1,00\text{m}$  et une hauteur  $h = 0,14\text{m}$  soumise à la flexion simple.



### - Condition de non fragilité :

$$A_s = 0.8\% \times b \times h = 0.8\% \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^x = \rho_0 \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \cdot b \cdot e = 0.0008 \cdot \left(\frac{3-0.89}{2}\right) \cdot 100 \cdot 14 = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0.0008 \cdot 100 \cdot 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul on utilise les formules suivantes : 000000

$$\text{La hauteur utile } C = 2 \text{ cm} ; F_x \leq \frac{h}{10} = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow F = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Suivant l'axe (xx)} : dx = h - C - \frac{F_x}{2} = 14 - 2 - \frac{1}{2} = 11.5 \text{ cm}$$

$$- \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$- Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha)$$

$$- A_s = \frac{M}{z \times f_{su}}$$

$$- St_x \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$- St_y \leq \min(2,5e ; 33 \text{ cm})$$

$$- St = \frac{b}{4} = 25 \text{ cm}$$

**Tableau III-6 : Ferrailage du panneau de dalle D11 dans le sens principale (sens x) à l'ELU**

Section	Mu (kN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	$\mu_{bu}$	A	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As min	As adop	St (cm)	St max
Sur appui	2.47	100	14	11.5	0.013	0.016	11.42	0.62	1.18	4HA8 =2.01cm <sup>2</sup>	25	25
En travée	1.32	100	14	11.5	0.007	0.008	11.46	0.33	1.18	4HA8 =2.01cm <sup>2</sup>	25	25

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

**Tableau III-7 : Les armatures de répartitions**

Section	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adpt	St (cm)
<b>Sur appui</b>	1.18	4HA8=2.01 cm <sup>2</sup>	25
<b>En travée</b>	1.18	4HA8=2.01 cm <sup>2</sup>	25

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :  
Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = T_x = 9.91 \text{ kN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{9.91 \times 10^3}{1000 \times 115} = 0.086 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendu ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent pas la contrainte limite.

$$\diamond \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\diamond \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Les formules utilisées sont les suivants :

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

$$- Y = -D + \sqrt{E + D^2}$$

$$- D = \frac{15 \times A_{st}}{b}$$

$$- E = 2 \times d \times D$$

$$- K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$- \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = K \times y$$

$$- \sigma_{st} = 15 \times K \times (d-y)$$

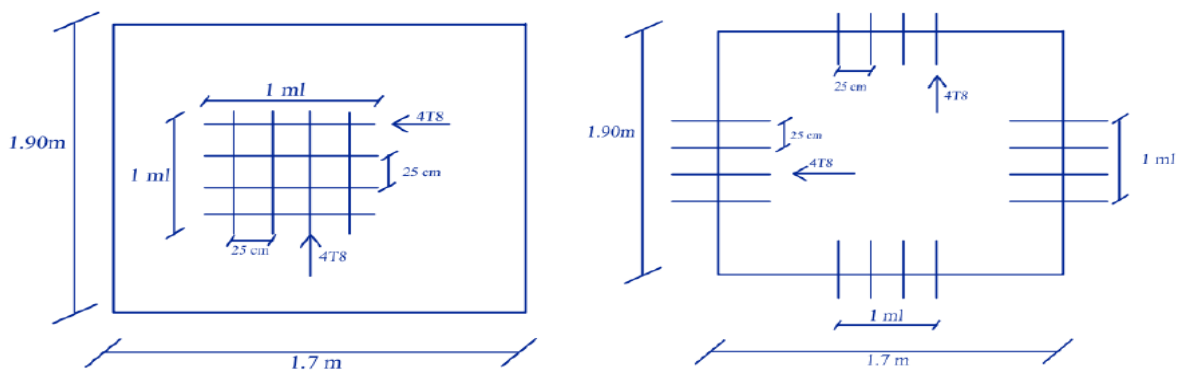
Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

**Tableau III-8 : Vérifications des contraintes dans la dalle D11 à l'ELS (sens x)**

Section	Sur appui	En travée
$M_{ser}$ (kN.m)	1.84	0.98
$b$ (cm)	100	100
$h$ (cm)	14	14
$d$ (cm)	11.5	11.5
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
$D$ (cm)	0.30	0.30
$E$ (cm <sup>2</sup> )	6.93	6.93
$Y_{ser}$ (cm)	2.35	2.35
$I$ (cm <sup>4</sup> )	2956.83	2956.83
$K$ (N/mm <sup>3</sup> )	0.06	0.03
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
$\sigma_{bc}$ (MPa)	1.41	0.71
$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	201.63	201.63
$\sigma_{st}$ (MPa)	82.35	41.175
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$	CV	CV

**-Schéma de ferrailage de la dalle D11 en travée et en appuis :**



**Figure III-4 : Schéma de ferrailage du panneau D11 à plancher terrasse inaccessible**

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

✚ **Panneau D9** : encastré sur trois appuis :

On Calcule :  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{3.5} = 1 > 0.4 \implies$  la dalle **D9** travaille dans les deux sens.

**E.L.U :**

Le calcul des sollicitations a été réalisé en utilisant le logiciel **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-9 : Les sollicitations dans la dalle D9 à l'E.L.U**

<b>M<sub>xx</sub> (kN.m)</b>		<b>M<sub>yy</sub> (kN.m)</b>		<b>T<sub>x</sub>(kN)</b>		<b>T<sub>y</sub> (kN)</b>	
<b>Appui</b>	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>	<b>Travée</b>	<b>Max</b>	<b>Min</b>	<b>Max</b>	<b>Min</b>
-12.21	6.22	-7.83	1.37	21.9	-21.9	5.47	-19.69

**E.L.S :**

Les résultats de calcul des sollicitations à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-10 : Les Sollicitation dans la dalle D9 à l'E.L.S**

<b>M<sub>xx</sub> (kN.m)</b>		<b>M<sub>yy</sub> (kN.m)</b>		<b>T<sub>x</sub> (kN)</b>		<b>T<sub>y</sub> (kN)</b>	
<b>Appui</b>	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>	<b>Travée</b>	<b>Max</b>	<b>Min</b>	<b>Max</b>	<b>Min</b>
-8.16	4.15	-5.22	0.91	14.71	-14.71	3.65	-13.13

- **Calcul des armatures :**

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de largeur  $b = 1,00\text{m}$  et une hauteur  $h = 0,14\text{m}$  soumise à la flexion simple

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s = 0.8\% \times b \times h = 0.8\% \times 100 \times 14 = \mathbf{1.12 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min}^x = \rho_0 \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \cdot b \cdot e = 0.0008 \cdot \left(\frac{3-0.89}{2}\right) \cdot 100 \cdot 14 = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0.0008 \cdot 100 \cdot 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\text{La hauteur utile } C = 2 \text{ cm ; } F_x \leq \frac{h}{10} = 1.4 \text{ cm} \implies F = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Suivant l'axe (xx) : } d_x = h - C - \frac{F_x}{2} = 14 - 2 - \frac{1}{2} = 11.5 \text{ cm}$$

$$\text{Suivant l'axe (yy) : } d_y = d_x - 1 - \frac{F_y}{2} = 11.5 - 1 - \frac{1}{2} = 10 \text{ cm}$$

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

ELU :

**Tableau III-11 : Ferrailage du panneau de dalle D9 dans à l'ELU**

Section	Sens x-x		Sens y-y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>M<sub>u</sub> (kN.m)</b>	12.2	6.22	7.83	1.37
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	14	14	14	14
<b>d (cm)</b>	11.5	11.5	10	10
<b>μ<sub>bu</sub></b>	0.06	0.033	0.055	0.0096
<b>α</b>	0.077	0.042	0.07	0.012
<b>Z (cm)</b>	11.15	11.3	9.72	9.95
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.14	1.58	2.31	0.4
<b>A<sub>s</sub> (min)</b>	1.18	1.18	1.12	1.12
<b>A<sub>s</sub> adop(cm<sup>2</sup>)</b>	4HA10=3.14	4HA8=2.01	4HA10=3.14	4HA8=2.01
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	25	25	25	25
<b>S<sub>t</sub> max</b>	33	33	33	33
<b>S<sub>t</sub> ≤ S<sub>t</sub>max</b>	C.V	C.V	C.V	C.V

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

**Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_x = T_x = 21.9 \text{ kN}$$

$$V_y = T_y = 19.69 \text{ kN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{21.9 \times 10^3}{1000 \times 115} = 0.190 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{19.69 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0.197 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

### - Vérification à l'ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendu ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent pas la contrainte limite.

- ❖  $\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266.66 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa}) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$
- ❖  $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III-12 : Vérifications des contraintes dans la dalle D9 à l'ELS**

Section	Sens x-x		Sens y-y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>M<sub>ser</sub> (kN.m)</b>	8.16	4.15	5.22	0.91
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	14	14	14	14
<b>d (cm)</b>	11.5	11.5	10	10
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	4HA10 = 3.14	4HA8 = 2.01	4HA10 = 3.14	4HA8 = 2.01
<b>D (cm)</b>	0.47	0.30	0.47	0.30
<b>E (cm<sup>2</sup>)</b>	10.81	6.9	9.4	6
<b>Y<sub>ser</sub> (cm)</b>	2.85	2.34	2.63	2.17
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	4295.78	2956.85	3164.70	2189.07
<b>K (N/mm<sup>3</sup>)</b>	0.19	0.14	0.16	0.04
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math> (MPa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>	5.42	3.28	4.21	0.87
<b><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (MPa)</b>	201.63	201.63	201.63	201.63
<b><math>\sigma_{st}</math> (MPa)</b>	246.53	192.36	176.88	46.98
<b><math>\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}</math></b>	C.V	C.V	C.V	C.V
<b><math>\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}</math></b>	C.N.V	C.V	C.V	C.V

### Remarque :

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée en travée (sens x) on doit recalculer les armatures à l'ELS, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :



## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

- Calcul les armatures à l'ELS :

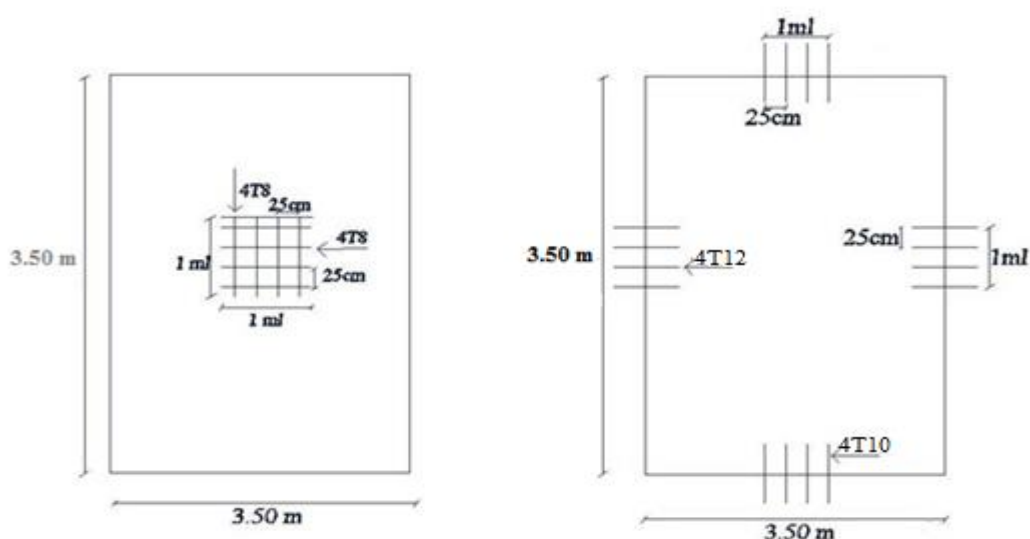
$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} \quad , \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

Vérification de la contrainte de béton :  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

**Tableau III- 13 : Section d'armatures calculées à l'ELS**

M <sub>ser</sub> (kN.m)	μ <sub>s</sub>	B	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> )	K	σ <sub>bc</sub> = $\frac{\bar{\sigma}_{st}}{k}$	σ <sub>bc</sub> <σ̄ <sub>bc</sub>	AS adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Max=8.16	0.0025	0.9166	3.89	45.49	5.42	Vérifier	4HA12=4.52	25

- Schéma de ferrailage de la dalle D9 en travée et en appui :



**Figure III-5 : Schéma de ferrailage du panneau D9 à plancher terrasse inaccessible**

### 3-2-2 Plancher étage courant :

✚ Panneau D11 :

**E.L.U :**

Le calcul des sollicitations a été réalisé en utilisant le logiciel **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-14 : Les sollicitations dans la dalle D11 à l'E.L.U**

M <sub>xx</sub> (kN.m)		M <sub>yy</sub> (kN.m)		T <sub>x</sub> (kN)		T <sub>y</sub> (kN)	
Appui	Travée	Appui	Travée	Max	Min	Max	Min
-2.28	1.21	-1.27	0.26	9.31	-9.31	1.62	-7.45

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

### E.L.S :

Les résultats de calcul des sollicitations à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-15 : Sollicitation dans la dalle D11 à l'E.L.S**

M <sub>xx</sub> (kN.m)		M <sub>yy</sub> (kN.m)		T <sub>x</sub> (kN)		T <sub>y</sub> (kN)	
Appui	Travée	Appui	Travée	Max	Min	Max	Min
-1.65	0.88	-0.92	0.19	6.74	-6.74	1.17	-5.4

- **Calcul des armatures :**

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de largeur  $b = 1,00\text{m}$  et une hauteur  $h = 0,14\text{m}$  soumise à la flexion simple

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s = 0.8\% \times b \times h = 0.8\% \times 100 \times 14 = \mathbf{1.12 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min}^x = \rho_0 \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \cdot b \cdot e = 0.0008 \cdot \left(\frac{3-0.89}{2}\right) \cdot 100 \cdot 14 = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0.0008 \cdot 100 \cdot 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

La hauteur utile  $C = 2 \text{ cm}$  ;  $F_x \leq \frac{h}{10} = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow F = 1 \text{ cm}$

**Suivant l'axe (xx) :**  $d_x = h - C - \frac{F_x}{2} = 14 - 2 - \frac{1}{2} = 11.5 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{z \times f_{su}}$$

$$A_s (\text{min}) = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St = \frac{b}{4} = 25 \text{ cm}$$

**Tableau III-16 : Ferrailage du panneau de dalle D11 dans le sens principale (sens x) à l'ELU**

Section	M <sub>u</sub> (kN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Smn</sub>	A <sub>s</sub> adopté	St (cm)	St max
<b>Sur appui</b>	2.28	100	14	11.5	0.012	0.01	11.43	0.57	1.18	4HA8= 2.01	25	33
<b>En travée</b>	1.21	100	14	11.5	0.006	0.00	11.46	0.3	1.18	4HA8= 2.01	25	33

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

**Tableau III-17 : Les armatures de répartitions**

Section	As (cm <sup>2</sup> )	As adopté	St (cm)
<b>Sur appui</b>	1.18	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>	25
<b>En travée</b>	1.18	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>	25

• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

**Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = T_x = 9.31 \text{ kN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{9.31 \times 10^3}{1000 \times 115} = 0.08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que Les Contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendu ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent Pas la contrainte limite.

$$\diamond \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\diamond \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Les formules utilisées sont les suivants :

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

$$- \mathbf{Y} = -D + \sqrt{E + D^2}$$

$$- \mathbf{D} = \frac{15 \times A_s t}{b}$$

$$- \mathbf{E} = 2 \times d \times D$$

$$- \mathbf{K} = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$- \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \mathbf{K} \times y$$

$$- \sigma_{st} = \mathbf{15} \times \mathbf{K} \times (d-y)$$

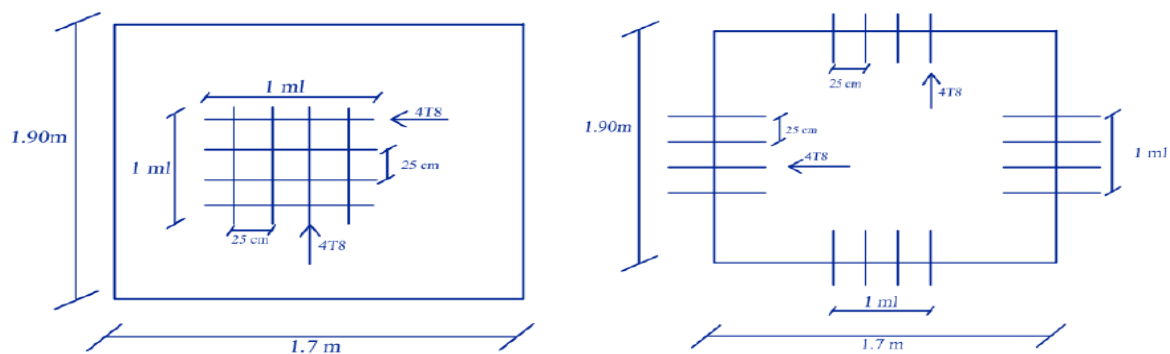
Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

**Tableau III-18 : Vérifications des contraintes dans la dalle D11 à l'ELU (sens x)**

Section	Sur appui	En travée
$M_{ser}$ (kN.m)	1.65	0.88
$b$ (cm)	100	100
$h$ (cm)	14	14
$d$ (cm)	11.5	11.5
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
$D$ (cm)	0.30	0.30
$E$ (cm <sup>2</sup> )	6.93	6.93
$Y_{ser}$ (cm)	2.35	2.35
$I$ (cm <sup>4</sup> )	2956.83	2956.83
$K$ (N/mm <sup>3</sup> )	0.05	0.029
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
$\sigma_{bc}$ (MPa)	1.18	0.68
$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	201.63	201.63
$\sigma_{st}$ (MPa)	68.63	39.8
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$	CV	CV

- Schéma de ferrailage de la dalle D11 en travée et en appuis :



**Figure III-6 : Schéma de ferrailage du panneau D11 à un étage courant**

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

### ✚ Panneau D9 :

**E.L.U :**

Le calcul des sollicitations a été réalisé en utilisant le logiciel **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-19 : Les sollicitations dans la dalle D11 à l'E.L.U**

<b>M<sub>xx</sub> (kN.m)</b>		<b>M<sub>yy</sub> (kN.m)</b>		<b>T<sub>x</sub> (kN)</b>		<b>T<sub>y</sub> (kN)</b>	
<b>Appui</b>	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>	<b>Travée</b>	<b>Max</b>	<b>Min</b>	<b>Max</b>	<b>Min</b>
-9.56	4.86	-6.12	1.07	17.14	-17.14	4.28	-15.39

**E.L.S :**

Les résultats de calcul des sollicitations à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-20 : Les Sollicitation dans la dalle D11 à l'E.L.S**

<b>M<sub>xx</sub> (kN.m)</b>		<b>M<sub>yy</sub> (kN.m)</b>		<b>T<sub>x</sub> (kN)</b>		<b>T<sub>y</sub> (kN)</b>	
<b>Appui</b>	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>	<b>Travée</b>	<b>Max</b>	<b>Min</b>	<b>Max</b>	<b>Min</b>
-6.92	3.52	-4.43	0.77	12.39	-12.39	3.09	-11.13

#### - Calcul des armatures :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire de largeur  $b = 1,00\text{m}$  et une hauteur  $h = 0,14\text{m}$  soumise à la flexion simple

#### - Condition de non fragilité :

$$A_s = 0.8\% \times b \times h = 0.8\% \times 100 \times 14 = \mathbf{1.12 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min}^x = \rho_0 \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \cdot b \cdot e = 0.0008 \cdot \left(\frac{3-0.89}{2}\right) \cdot 100 \cdot 14 = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0.0008 \cdot 100 \cdot 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

La hauteur utile  $C = 2 \text{ cm}$  ;  $F_x \leq \frac{h}{10} = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow F = 1 \text{ cm}$

**Suivant l'axe (xx):**  $dx = h - C - \frac{F_x}{2} = 14 - 2 - \frac{1}{2} = 11.5 \text{ cm}$

**Suivant l'axe (yy):**  $dy = dx - 1 - \frac{F_y}{2} = 11.5 - 1 - \frac{1}{2} = 10 \text{ cm}$

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

**E.L.U :**

**Tableau III-21 : Ferrailage du panneau de dalle D9 dans à l'ELU**

Section	Sens x-x		Sens y-y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>M<sub>ser</sub>(kN.m)</b>	9.56	4.84	6.12	1.07
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	14	14	14	14
<b>d (cm)</b>	11.5	11.5	10	10
<b>μ<sub>bu</sub></b>	0.05	0.025	0.043	0.007
<b>α</b>	0.064	0.032	0.055	0.009
<b>Z (cm)</b>	11.20	11.35	9.78	9.96
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	2.45	1.23	1.79	0.31
<b>As (min)</b>	1.18	1.18	1.12	1.12
<b>As adop</b>	4HA10=3.14cm <sup>2</sup>	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>	4HA10=3.14cm <sup>2</sup>	4HA8 =2.01cm <sup>2</sup>
<b>St (cm)</b>	25	25	25	25
<b>St max</b>	33	33	33	33
<b>St ≤ Stmax</b>	C.V	C.V	C.V	C.V

**- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

**Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

-  $V_x = T_x = 17.14 \text{ kN}$

-  $V_y = T_y = 15.39 \text{ kN}$

•  $\tau_{ux} = \frac{17.14 \times 10^3}{1000 \times 115} = 0.149 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$

•  $\tau_{uy} = \frac{15.39 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0.154 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

### - Vérification à l'ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendu ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent pas la contrainte limite.

$$\diamond \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta \times ft28} \right) = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\diamond \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

**Tableau III-22 : Vérifications des contraintes dans la dalle D9 à l'ELS**

Section	Sens x-x		Sens y-y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>M<sub>ser</sub>(kN.m)</b>	6.92	3.52	4.43	0.77
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	14	14	14	14
<b>d (cm)</b>	11.5	11.5	10	10
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	4HA10=3.14cm <sup>2</sup>	4HA8=2.01 cm <sup>2</sup>	4HA10=3.14cm <sup>2</sup>	4HA8=2.01 cm <sup>2</sup>
<b>D (cm)</b>	0.47	0.30	0.47	0.30
<b>E (cm<sup>2</sup>)</b>	10.81	6.90	9.40	6.00
<b>Y<sub>ser</sub> (cm)</b>	2.85	2.34	2.63	2.17
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	4295.78	2956.85	3164.7	2189.07
<b>K (N/mm<sup>3</sup>)</b>	0.16	0.12	0.14	0.035
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math>(MPa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\sigma_{bc}</math>(MPa)</b>	4.56	2.8	3.68	0.76
<b><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (MPa)</b>	201.63	201.63	201.63	201.63
<b><math>\sigma_{st}</math>(MPa)</b>	207.6	164.88	154.77	41.10
<b><math>\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}</math></b>	C.V	C.V	C.V	C.V
<b><math>\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}</math></b>	C.N.V	C.V	C.V	C.V

### Remarque :

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée en appui (sens x) on doit recalculer les armatures à l'ELS, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

### - Calcul des armatures à l'ELS :

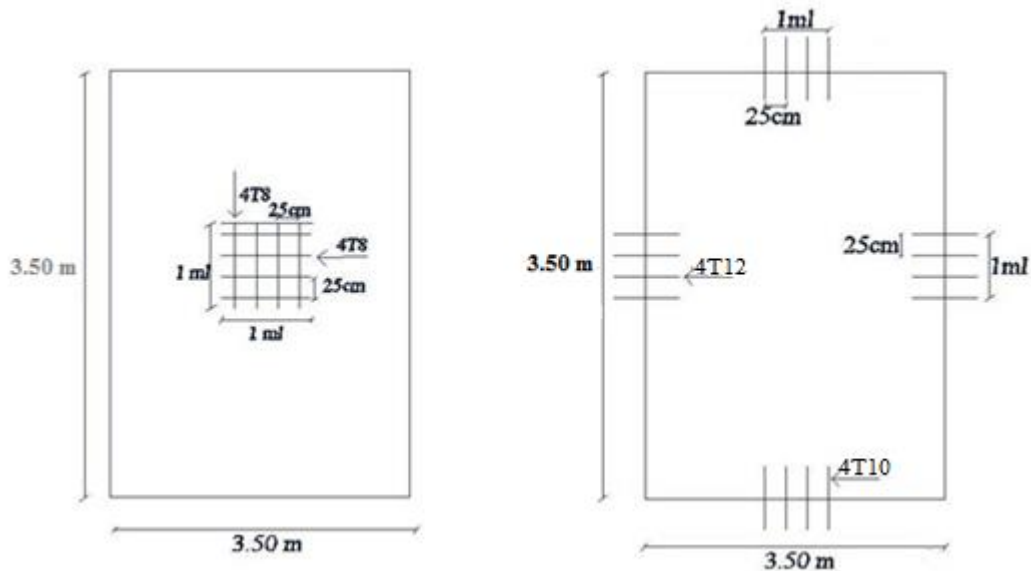
$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} \quad , \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

Vérification de la contrainte de béton :  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

**Tableau III-23 : Section d'armatures calculées à l'ELS**

M <sub>ser</sub> (kN.m)	Ms	B	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> )	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	AS adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
<b>Max=6.92</b>	0.0025	0.92	3.34	45.53	4.6	Vérifier	4HA12=4.12	25

### - Schéma de ferrailage de la dalle D9 en travée et en appuis:



**Figure III-7 : Schéma de ferrailage du panneau D9 à un étage courant**

### 4- Escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible.

#### 4-1 Escaliers à quatre volées :

Dans notre structure nous avons un escalier à quatre volées qui permet le mouvement entre étages.



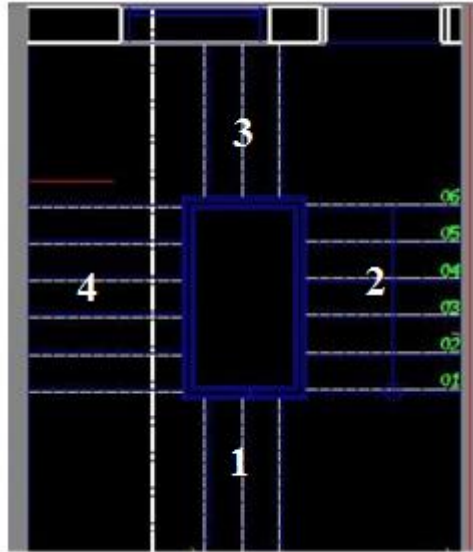


Figure III-8 : Escaliers à quatre volées

### 4-1-1 Volée 01 :

Le calcul de cette partie de l'escalier (palliasse) se fait à la flexion simple par assimilation à une console encastrée au niveau du voile sollicitée par des charges uniformément réparties. Avec une portée de 1,25m.

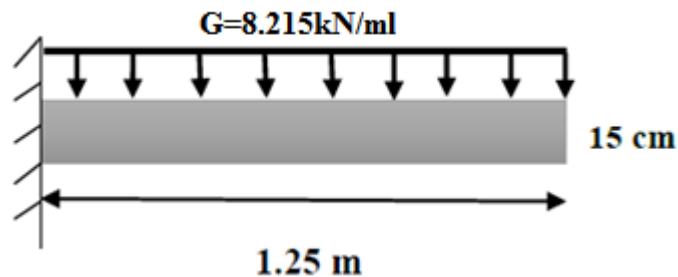


Figure III-9 : Schéma statique de la volée 1 (console)

#### - Evaluation des charges :

$G = 8.215 \text{ kN/ml}$  ;  $Q = 2,5 \text{ kN/ml}$ .

#### - Les Combinaison des charges :

##### ELU :

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8.695 + 1,5 \times 2,5 = 14.84 \text{ kN/ml}$ .

##### ELS :

$q_{ser} = G + Q = 8.695 + 2,5 = 10.72 \text{ kN/ml}$ .

#### - Calcul des sollicitations :

##### ELU :

$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{14.84 \times 1,25^2}{2} \Rightarrow M_u = 11.60 \text{ kN.m}$ .

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

**ELS:**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = \frac{10.72 \times 1.25^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 8.38 \text{ kN.m.}$$

**- Ferrailage de la pailasse console :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h) = (100×14) cm

**Tableau III-24 : Les coefficients pour le calcul de ferrailage de la volée 1**

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d (mm)	$f_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	135	14.2	348

**✚ Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha);$$

$$A_s = \frac{M}{z \times f_s}$$

$$A_s (\text{min}) = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-25 : Résultats de calcul de ferrailage de la volée 1**

Section	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	As adapté	St (cm)
<b>Appuis</b>	11.60	0,045	0.057	13.19	2.52	5T10=3.93cm <sup>2</sup>	20

**✚ Les armatures de répartition :  $A_s' = \frac{AS}{4}$**

**Tableau III-26 : Calcul des armatures de répartition**

Section	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	As adapté	St (cm)
<b>Appui</b>	0,98	5T8=2.51cm <sup>2</sup>	20

**✚ Vérification :**

**E.L.U :**

**Espacement maximal :**  $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm})$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

En travée :  $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  ..... **Condition vérifiée**

Sur appui :  $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  ..... **Condition vérifiée**

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

**La section maximale :**

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1.63 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**- Vérification de la contrainte tangentielle**

On vérifie la condition suivante :

$\tau \leq \tau_u$  Tel que :

$$\tau = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] . \rightarrow (\text{Fissuration non préjudiciable}).$$

$$\tau = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

**V<sub>u</sub>** : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$V_u = q_u \times L = 14.84 \times 1.25 = 18.55 \text{ kN}$$

$$\tau = 0.137 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**-Vérification à L'ELS :**

Vérification des contraintes de béton :

$$\text{Soit : } \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

**Sur appuis :**

$$-\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38$$

$$-\alpha = 0.057$$

$$-\left[ \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.44$$

$$\text{Donc : } \alpha = 0.057 < 0.44 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**- Contraintes dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

**- Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

$$-\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,12 > 0,0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$-\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20 \times \mu} \times \mu \Rightarrow 0,12 \geq \frac{11.60}{20 \times 11.60} = 0.05 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$-\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0029 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

### - Schéma de ferrailage :

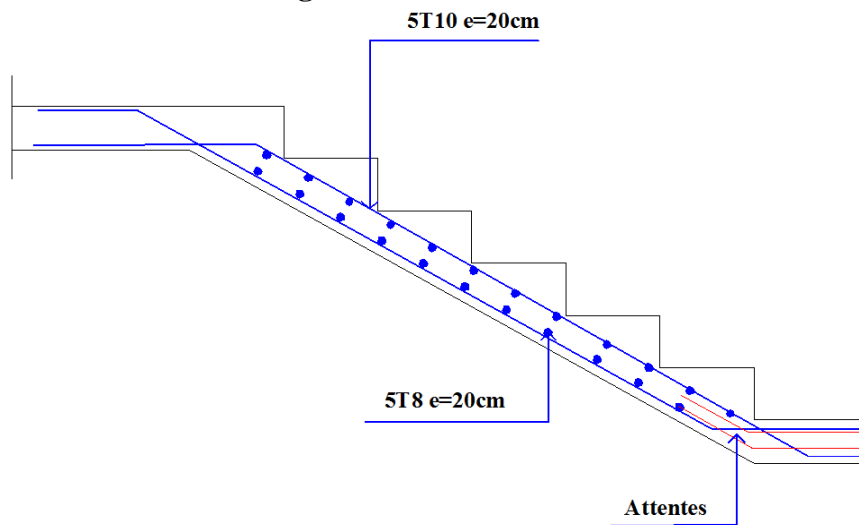


Figure III-10 : Ferrailage de l'escalier (volée 01)

### 4-1-2 Volée 02 :

#### - Les charges :

La paillasse :  
 $G = 8.695 \text{ kN/ml}$

le palier :  
 $G = 5.31 \text{ kN/ml}$

$Q = 2.5 \text{ kN/ml}$

$Q = 2.5 \text{ kN/ml}$

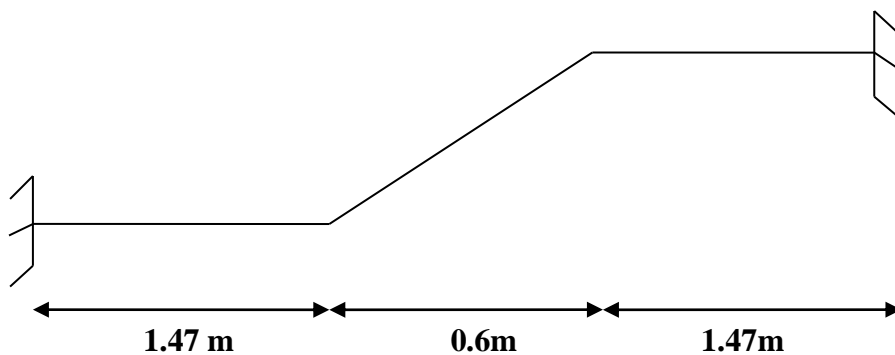


Figure III-11 : Représentation de la 2<sup>ème</sup> volée

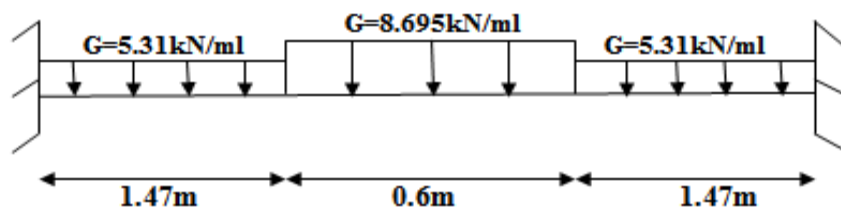


Figure III-12 : Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée

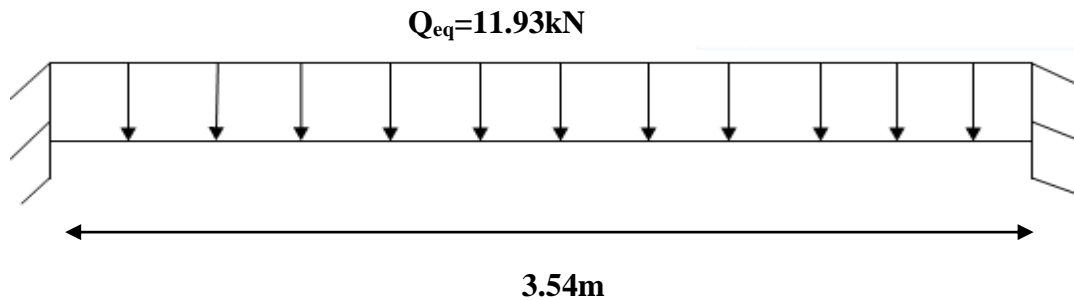
## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

- Calcul des sollicitations :

**Tableau III-27 : Les sollicitations de paillasse et palier**

	<b>G(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Q(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>Paillasse</b>	8.695	2.5	15.49	11.20
<b>Palier</b>	5.31	2.5	10.92	7.81

- Charge équivalente :



**Figure III-13 : La Charge équivalente**

**A l'ELU :**

$$Q_{eq} = \frac{\Sigma G \times L}{\Sigma L_i} = \frac{15.49 \times 0.6 + 11.20 \times (1.47 + 1.47)}{3.54} = \mathbf{11.93 \text{ kN/m}}$$

$$M_a = \frac{Q_{eq} \times l^2}{12} = \mathbf{12.46 \text{ kN.m}}$$

$$M_t = \frac{Q_{eq} \times l^2}{24} = \mathbf{6.23 \text{ kN.m}}$$

**À l'ELS :**

$$Q_{eq} = \frac{\Sigma G \times L_i}{\Sigma L_i} = \frac{10.92 \times 0.6 + 7.81 \times (1.47 + 1.47)}{3.54} = \mathbf{8.33 \text{ kN/m}}$$

$$M_a = \frac{Q_e \times L^2}{12} = \mathbf{8.7 \text{ kN.m}}$$

$$M_t = \frac{Q_{eq} \times l^2}{24} = \mathbf{4.35 \text{ kN.m}}$$

**Tableau III-28 : Résultats de calcul des moments de la volée 2 en travée et aux appuis**

	<b>Q<sub>eq</sub> (kN/m)</b>	<b>M<sub>a</sub> (kN.m)</b>	<b>M<sub>t</sub> (kN.m)</b>
<b>ELU</b>	11.93	12.46	6.23
<b>ELS</b>	8.33	8.7	4.35

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

### - Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1 ml, avec une section ( $b \times h$ ) = (100×15) cm<sup>2</sup>.

On a :  $d = e - c - \Phi/2$

- $e$  : l'épaisseur de la paillasse.
- $c$  : l'enrobage des armatures (1cm)
- $\Phi$  : le diamètre des armatures (en générale  $\Phi=1$ cm pour les dalles pleines)

**Tableau III-29 : Données pour le calcul des armatures**

$F_{c28}$ (MPa)	$\Theta$	$F_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d$ (mm)	$F_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_e$ (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	135	14,2	348	400

Pour le calcul, on utilise les formules suivantes

- $\mu_{bu} = \frac{Mu}{M_{ub} \times d^2 \times f_{bu}}$
- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times ubu})$
- $z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$ .
- $A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

**Tableau III-30 : Résultats de ferrailage de la volée 2**

Section	$M_u$ (kN.m)	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min}}$	$A_s$ adopté	$S_t$ (cm)
Travée	6.23	100	13,5	0,024	0,03	13,34	1,34	1,63	5HA10=3.93	20
Appuis	12.46	100	13,5	0,048	0,061	13,17	2,72	1,63	5HA10=3.93	20

- Les armatures de répartitions :  $' = \frac{A_s}{4}$

**Tableau III-31 : Résultats de calcul des armatures de répartition**

Section	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ (cm)
En travée	0,98	2,51	5HA8	20
Sur appui	0,98	2,51	5HA8	20

- Vérification
- Vérification à L'ELU :
  - ✓ Espacement maximal :
    - $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
    - ✓ En travée : 20 cm ≤ 33 cm ..... Condition vérifiée
    - ✓ Sur appui : 20 cm ≤ 33 cm ..... Condition vérifiée

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

### ✓ Section minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

- ✓ En travée :  $3.93 \text{ cm}^2 \geq 1.63 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**
- ✓ Sur appui :  $3.93 \text{ cm}^2 \geq 1.63 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

### ✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie la condition suivante  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \text{(fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

**V<sub>u</sub>** : l'effort tranchant maximal sur appui

$$V_u = \frac{ql}{2} = \frac{11.93 \times 3.54}{2} = 21.12 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{21.12 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.156 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \text{ ..... Condition vérifiée}$$

### - Vérification à L'ELS :

#### ➤ Contrainte de béton :

La vérification des contraintes dans le béton est nécessaire, si la condition suivante n'est pas vérifiée.

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.35}{6.55} = 1.43$$

$$0.061 < 0.5 \text{ ..... Condition vérifiée}$$

✓ Sur appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.23}{4.35} = 1.43$$

$$0.03 < 0.5 \text{ ..... Condition vérifiée}$$

#### ✓ Contrainte dans les aciers tendus :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

#### ✓ Vérification de la flèche :

Il faut vérifier :

$$- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,043 < 0,0625 \text{ ..... Condition non vérifiée}$$

$$- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10 \times M_0} \times M_t \rightarrow 0,043 < \frac{9.35}{10 \times 12.19} = 0,077 \text{ ..... Condition non vérifiée}$$

$$- \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0029 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ ..... Condition vérifiée}$$

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'impose.

✓ **Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le BAEL 91, comme suit :

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

Avec :

- ✓  $f_{gv}$ : Flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- ✓  $f_{ji}$  : flèche due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- ✓  $f_{pi}$ : flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportés par l'élément considéré.

$$\text{Et on a : } \begin{cases} f \leq \frac{L}{500} \Rightarrow L \leq 5 \text{ m} \\ f \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \Rightarrow L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

Dans notre cas, cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{L}{500}$

D'après le **BAEL91** on a :

$$f_i = \frac{M_{ser}.l^2}{10.E_i.I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser}.l^2}{10.E_v.I_{vf}}$$

**-Moment d'inertie de la section réduite :**

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

**Y** : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A_s') \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0.$$

Avec :  $A_s' = 0,00 A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ .

**-Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - v\right)^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

Avec :

- ✓  $V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times d + 15 \times A_s}$
- ✓  $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$
- ✓  $\lambda_i = 0.05 \times \frac{f_{t28}}{5 \times \rho}$ ,  $\lambda_v = \frac{2\lambda_i}{5}$
- ✓  $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- ✓  $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III-32 : Paramètres pour le calcul de la flèche**

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub> (MPa)	λ <sub>v</sub> (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
3.44	7322.87	8.55	31223.17	0.0029	7.24	2.89	32164.19	10819



## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

**-Flèche instantanée due à G ; « f<sub>gi</sub> » et « f<sub>gv</sub> » :**

La combinaison : q= G..... (Pour 1 ml)

$$Q_{eq} = \frac{8.695 \times 0.6 + 5.31 \times (1.47 + 1.47)}{3.54} = 5.89 \text{ kN/ml}$$

-Calcul des moments et contrainte :

$$M_a = \frac{5.89 \times 3.54^2}{12} = 6.15 \text{ kN.m}$$

$$M_t = \frac{5.89 \times 3.54^2}{24} = 3.08 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s = \left(15 \times \frac{M_s}{I}\right) \times (d - y) = \frac{15 \times 3.08 \times 10^6 \times (135 - 34.4)}{7322.87 \times 10^4} = 63.47 \text{ MPa}$$

$$\bullet \mu = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s + ft28}$$

$$\bullet I_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$\bullet f_{gi} = M \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{gi}}$$

$$\bullet I_{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

$$\bullet f_{gv} = M \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{gv}}$$

**Tableau III-33 : Résultats de calcul de f<sub>gi</sub> et f<sub>gv</sub>**

Ms (kN.m)	σ <sub>s</sub> (MPa)	μ	I <sub>gi</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>gi</sub> (mm)	I <sub>gv</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>gv</sub> (mm)
3.08	63.47	0	34345.48	0.35	34345.48	1

**-Flèche instantanée due à j « f<sub>ji</sub> » :**

**j** : Charge permanente avant la mise en place de revêtement

- Palliase : 7.04 kN/ml

- Palier : 3.75 kN/ml

$$\text{Charge équivalente : } Q_{eq} = \frac{7.04 \times 0.6 + 3.75 \times (1.47 + 1.47)}{3.54} = 4.31 \text{ kN/ml}$$

**-Calcul du moment et contrainte :**

$$M_a = 4.5 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 2.25 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s = \left(15 \times \frac{M}{I}\right) \times (d - y) = 46.37 \text{ MPa}$$

$$\checkmark I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{10 \times E_i \times f_i}$$

$$\checkmark F_{fi} = M \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times f_i}$$

**Tableau III-34 : Résultats de calcul de f<sub>ji</sub>**

Ms (kN.m)	σ <sub>s</sub> (MPa)	μ	I <sub>ji</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>ji</sub> (mm)
2,25	46,37	0	34345,48	0,25

## CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

**-Flèche due à G+Q : « $f_{pi}$ » :**

$$q_{eq} = 5.89 + 2.5 = 8.39 \text{ kN/ml.}$$

**Calcul du moment et contrainte :**

$$M_a = \frac{q \times l^2}{12} = 8.76 \text{ kN.m}$$

$$M_t = \frac{q \times l^2}{24} = 4.38 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s = \left(15 \times \frac{M}{I}\right) \times (d - y) = 90.25 \text{ MPa}$$

$$\checkmark I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$\checkmark f_{pi} = M \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}}$$

**Tableau III-35 : Résultats de calcul de  $f_{pi}$**

Ms (kN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$I_{fpi}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{pi}$ (mm)
4,38	90,25	0	34345,48	0,49

Donc :

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

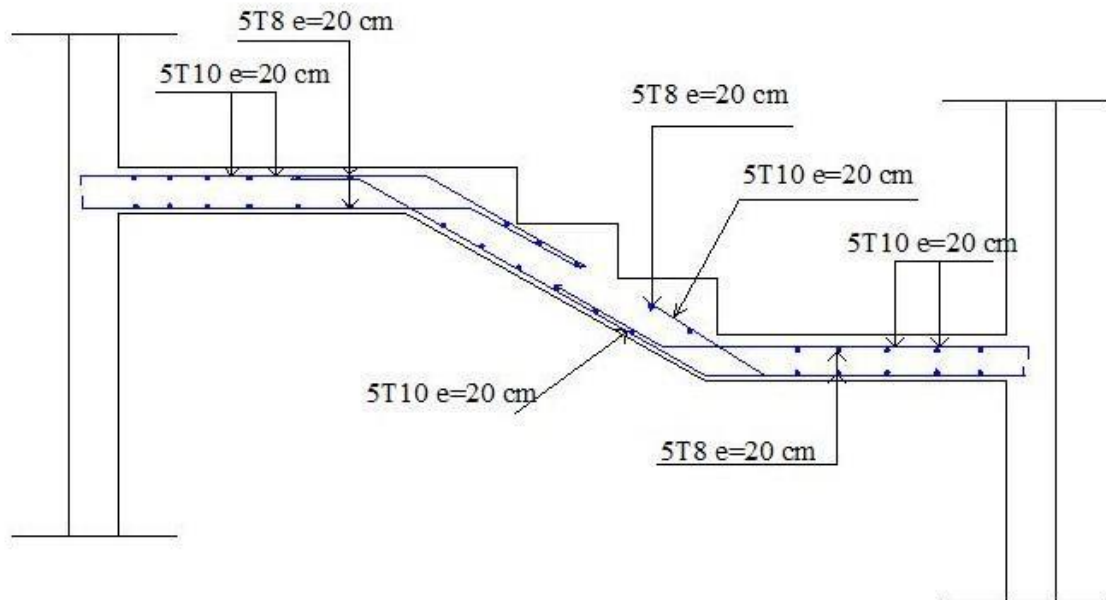
$$\Delta_f = 1 - 0.25 + 0.49 - 0.35 = 0.89 \text{ mm}$$

**Avec :**

$$f = \frac{L}{500} = f = \frac{3540}{500} = 7.08 \text{ mm}$$

Alors : 0.89 mm < 7.08 mm.....**Condition vérifiée**

**- Schéma de ferrailage :**



**Figure III-14 : Ferrailage de l'escalier (volée 02)**

### 5- Conclusion :

L'étude des éléments secondaires (non structuraux) ont été calculé conformément à la réglementation en vigueur :

Les escaliers

Acrotère

Plancher en dalle pleine

La structure présente un seul type d'escalier, dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrailage, l'acrotère est calculé et ferrailé en respectant les règles données par **le BAEL** et le **RPA99/2003**.

# CHAPITRE IV :

## Etude dynamique

# CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

## 1- Introduction :

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

## 2- Méthode de calcul :

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

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

### 2-1-Méthode statique équivalente :

#### a) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action dynamique.

#### b) Calcul de la force sismique totale : (Article 4.2.3) RPA 99V2003 :

L'effort sismique total  $V$ , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions, horizontale et orthogonale,

Selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

➤ **A** : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.....**RPA99/2003 (Tableau 4.1)**

Dans notre cas :

- Groupe d'usage : 2
  - Zone sismique IIa
- } → **A=0,15**

➤ **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.....**RPA99/2003 (Tableau 4.3).**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de voiles porteurs « **R =3,5** »

➤ **Q** : Facteur de qualité

La valeur du facteur de qualité est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Formule 4.4).}$$

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

### -Condition minimale sur les files de contreventement :

Chaque portique doit comporter à tous les niveaux au moins 3 travées Et dans notre plan c'est vérifié pour les deux directions.

### -Redondance en Plan :

Chaque étage doit comporter au moins 4 files de portiques dans le sens de calcul (ça c'est vérifié)  
En plus le rapport entre l'espacement max (entre les portiques dans ce sens) et l'espacement min doit être inférieur ou égal à 1,5 ce qui n'est pas vérifié aussi : espacement max = 3,74 m et espacement min = 1,96 m  $\Rightarrow$  le rapport est égal à 1,9 > 1,5.

### -Régularité en plan :

$$\frac{l_x}{L_x} = 7,84/28,56 = 0,274 < 0,25 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = 15,60/19,90 = 0,784 < 0,25 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \rightarrow 0,25 \leq 1,435 \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la structure est classée comme une structure non régulière en plan.

### -Régularité en élévation :

Le bâtiment ne présente aucun élément porteur vertical discontinu et aucun décrochement en hauteur. Aussi bien la raideur que la masse des différents étages restent constants ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

Alors la structure est régulière en élévation.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV-1 : Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>**

Critère 'q'	Sens X-X	Pénalité	Sens Y-Y	Pénalité
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2-Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3-Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4-Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5-Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6-Contrôle d'exécution	Non	0,1	Non	0,1

Donc :  $Q_x = Q_y = 1 + 0,25 = 1,25$

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

➤ **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 < T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Donnée par le **tableau 4.7 de l'RPA99/2003** pour un Site meuble :

**$T_1 = 0,15$  sec**

**$T_2 = 0,50$  sec**

➤ **Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :**

Donnée par **RPA99/2003 (formule 4.3)**  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

➤ **Pourcentage d'amortissement critique :**

Pour des voiles en béton armé  $\xi = 10\%$

Donc :  $\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0,76 \geq 0,7$

- **Estimation empirique de la période fondamentale :**

$$T = \min \left( C_{ThN}^{3/4} ; \frac{0,09 hn}{\sqrt{d}} \right)$$

**Tableau IV-2 : Période fondamentale de la structure**

	$C_T$	$h_N$ (m)	$d$ (m)	$C_{ThN}^{3/4}$	$0,09h_n/\sqrt{d}$	$T$ (sec)
<b>Sens X</b>	0,05	30,60	28,56	0,65	0,51	0,51
<b>Sens Y</b>	0,05	30,60	19,90	0,65	0,62	0,62

$$\begin{cases} T_x = 0,51s > T_2 = 0,50 \\ T_y = 0,62s > T_2 = 0,50 \end{cases}$$

→  **$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$**       Car :  $T_2 < T < 3s$

$D_x = 2,5 * 0,76 (0,5/0,51)^{2/3} = \mathbf{1,87}$

$D_y = 2,5 * 0,76 (0,5/0,62)^{2/3} = \mathbf{1,64}$

➤ **Le poids total de la structure :**

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

**$W = \sum_{i=1}^n W_i$  avec  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$**

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

- $W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- $W_{Qi}$ : Poids dû aux charges d'exploitation.
- $\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5) de **RPA99/Version 2003**.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation :  $\beta = 0,20$

**Tableau IV-3 : Poids total de la structure**

Etage	Poids (kN)
RDC	4913,2327
Etage 1	4913,2327
Etage 2	4913,2327
Etage 3	4913,2327
Etage 4	4913,2327
Etage 5	4913,2327
Etage 6	4913,2327
Etage 7	4913,2327
Etage 8	4913,2327
Etage 9	5392,0615
<b>Total</b>	<b>49611,1558</b>

➤ **Calcul de la résultante de la force sismique à la base :**

$$V_s = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W \quad \rightarrow \quad \begin{cases} V_{xs} = \frac{0,15 * 1,87 * 1,25}{3,5} * 49611,1558 = 4969,9747 \text{ kN} \\ V_{ys} = \frac{0,15 * 1,64 * 1,25}{3,5} * 49611,1558 = 4358,6944 \text{ kN} \end{cases}$$

### 2-2-Méthode dynamique :

#### 2-2-1 Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

#### 2-2-2 Principe :



## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone.

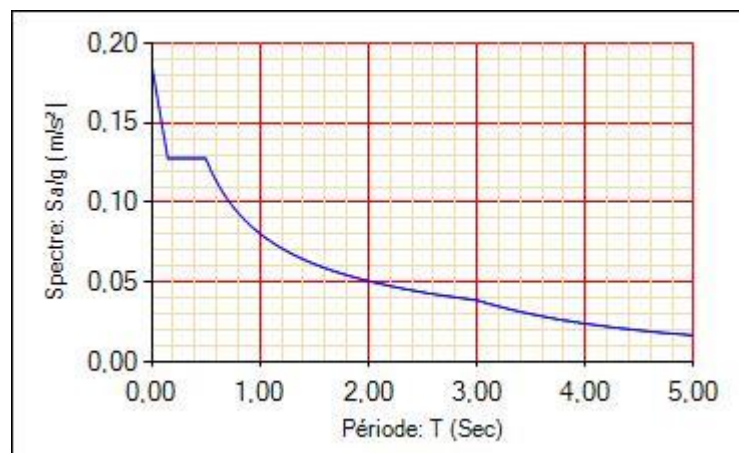
$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

**R** : coefficient de comportement de la structure.

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*), le graphe donne  $S_a/g$  en fonction du temps.



**Figure IV-1:** Spectre de réponse

Cette structure est modélisée avec le logiciel **ETABS2016**. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil.

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

### 2-2-3 Résultats obtenus après modélisation :

Après la modélisation de la structure avec le logiciel ETABS V16, nous avons obtenus les résultats suivants

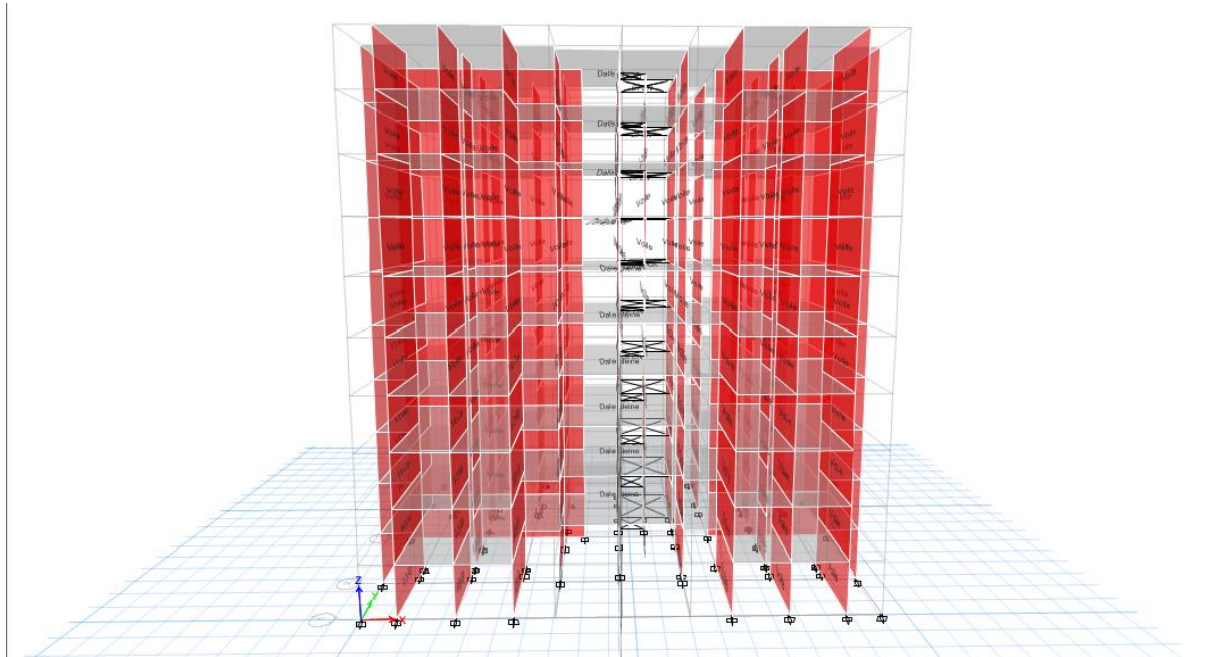


Figure IV-2 : Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16

### 2-2-4 Analyse modale :

Le modèle nous a donné différents mode de translation.

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de cette structure.

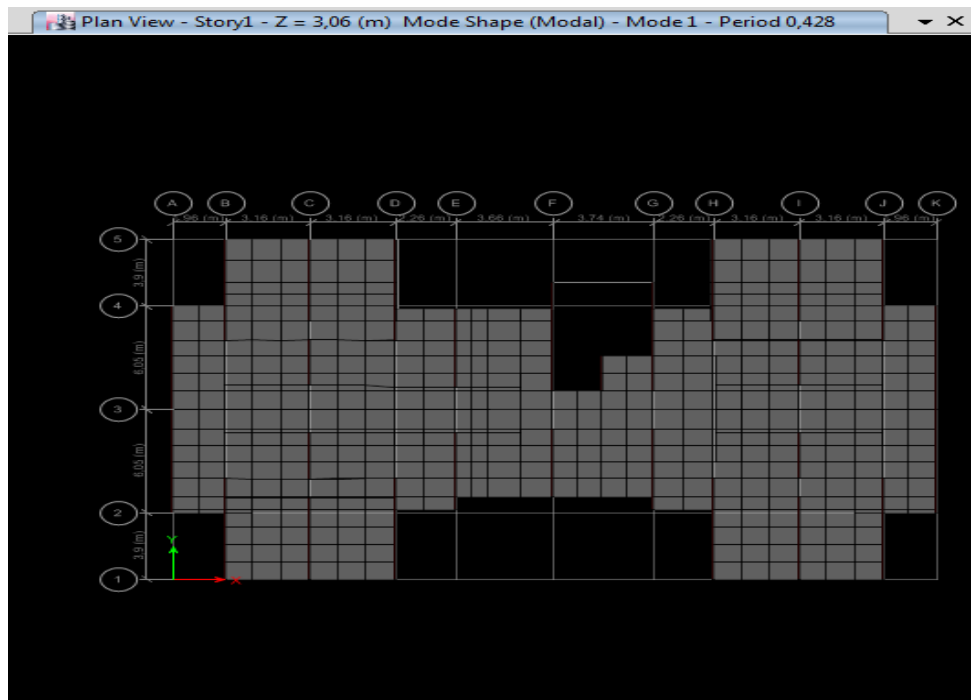


Figure IV-3 : Premier mode de déformation

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

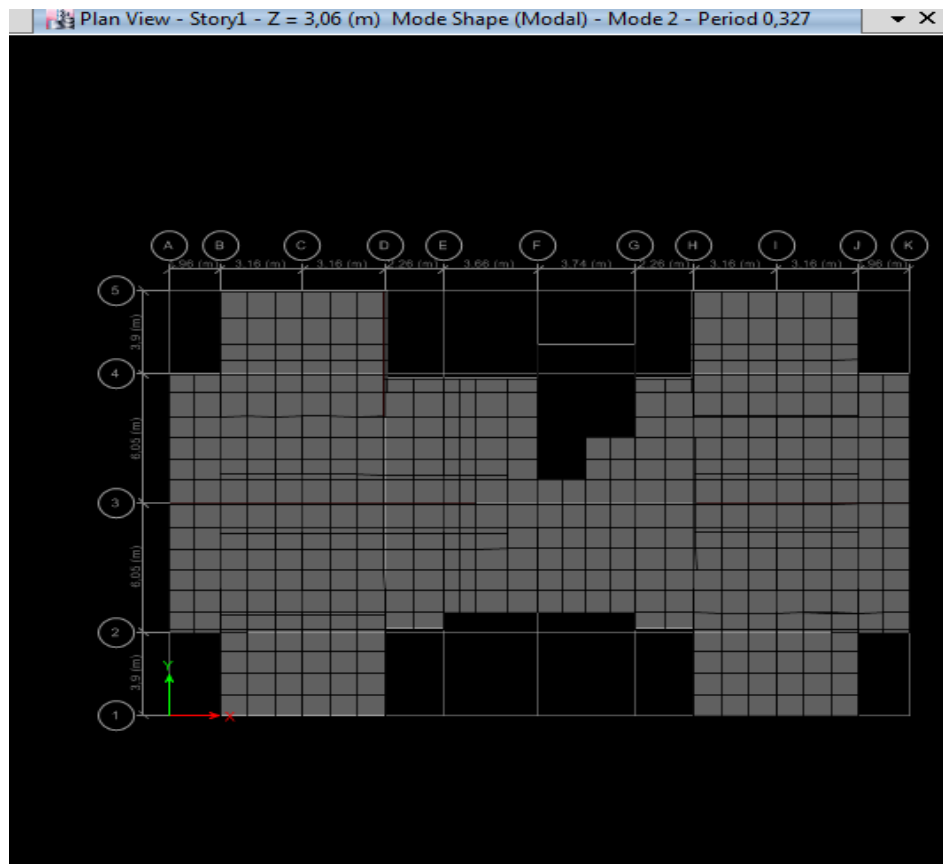


Figure IV-4 : Deuxieme mode de déformation

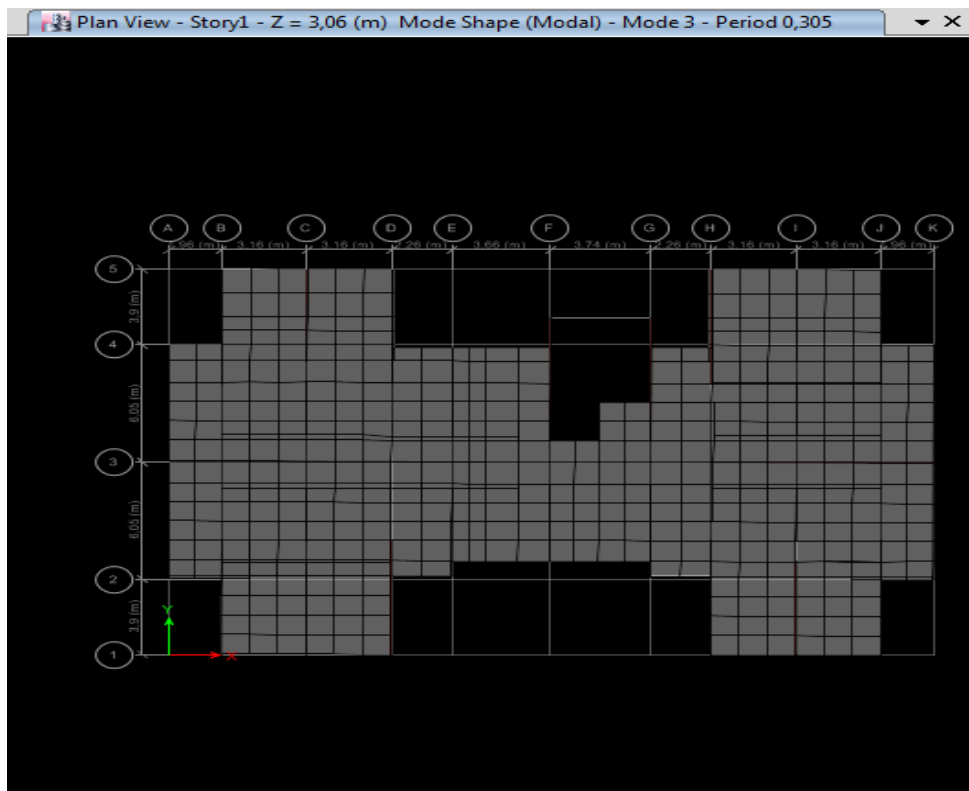


Figure IV-5 : Troisieme mode de déformation

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

D'après les figures ci-dessus on a une perspective du comportement global de la structure, on remarque que dans les deux premiers modes on a une translation selon le sens X et Y qui sont très satisfaisant et une torsion dans le 3<sup>ème</sup> mode. Néanmoins les résultats présenter dans le Tableau suivant nous donne une approche plus précise du comportement de la structure.

**Tableau IV-4 : Les valeurs des périodes et facteur de participation massique.**

Mode	Période (sec)	Ux	Uy	Uz	SumUx	SumUy	Sum Uz	Rz
1	0,428	71,42	0,01	0	71,42	0,01	0	0
2	0,329	0,01	66,23	0	71,42	66,23	0	0,16
3	0,306	0	0,15	0	71,42	66,39	0	66,47
4	0,117	18,3	0	0	89,72	66,39	0	0
5	0,076	0	18,83	0	89,72	85,22	0	0,34
6	0,073	0	0,33	0	89,72	85,55	0	19,62
7	0,059	0,04	0	31,99	89,76	85,55	32	0
8	0,058	2,66	0	1,28	92,43	85,55	33,28	0
9	0,058	0,68	0	24,03	93,11	85,55	57,3	0
10	0,057	1,81	0	13,22	94,92	85,55	70,52	0
11	0,056	0,01	0,01	0,01	94,93	85,55	70,53	0
12	0,056	0	0	0,02	94,93	85,56	70,55	0
...	...	...	...	...	...	...	...	...
168	0,033	0	0,19	0,01	97,46	90,12	83,58	0,27

Dans le **tableau (IV-4)** on à exposer les résultats du model en terme de période et de participation massique. On constate que la période obtenue numériquement est inférieur à celle calculer empiriquement majorée de 30%.

- Une période fondamentale :  $T_{dyn} = 0.428 \text{ sec}$
- Une période empirique :  $T_{emp} = 0.51 \text{ sec}$

$1.3 \times T_{emp} \geq T_{dyn} \Rightarrow 0.663 \text{ sec} \geq 0.428 \text{ sec} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

Et pour la participation massique on atteint les 90% de la masse total du bâtiment pour le mode 1 au 8<sup>ème</sup> mode et pour le mode 2 elle est atteinte au 168<sup>ème</sup> mode.

### 3- Vérification règlementaire :

➤ **Les caractéristiques géométriques et massiques de la structure :**

• **Centre de masse :**

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme...)

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

• **Centre de rigidité (centre de torsion) :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad ; \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

• **L'excentricité théorique :**

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = X_{CM} - X_{CT} \quad e_y^{the} = Y_{CM} - Y_{CT}$$

• **L'excentricité accidentelle :**

L'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$  ( $L$  : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x \text{ avec } L_x = 28.56 \text{ m} \Rightarrow e_x^{acc} = 1.428 \text{ m}$$

$$e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y \text{ avec } L_y = 19.90 \text{ m} \Rightarrow e_y^{acc} = 0.995 \text{ m}$$

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

**Tableau IV-5 : Les valeurs des centres de masse et de rigidité et l'excentricité théorique et accidentelle de chaque étage.**

Story	Centre des masses (ETABS)		Centre de rigidité (ETABS)		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	$e_x^{the}$	$e_y^{the}$	$e_x^{acc}$	$e_y^{acc}$
<b>1</b>	14,3177	9,8703	14,3551	9,9562	0.0374	0,0859	1,428	0,995
<b>2</b>	14,3177	9,8703	14,3608	9,9533	0.0431	0,083	1,428	0,995
<b>3</b>	14,3177	9,8703	14,3502	9,9536	0.0325	0,0833	1,428	0,995
<b>4</b>	14,3177	9,8703	14,3346	9,9545	0,0169	0,0842	1,428	0,995
<b>5</b>	14,3177	9,8703	14,3191	9,9554	0,0014	0,0851	1,428	0,995
<b>6</b>	14,3177	9,8703	14,3057	9,9563	0.012	0,086	1,428	0,995
<b>7</b>	14,3177	9,8703	14,2942	9,9571	0.0235	0,0868	1,428	0,995
<b>8</b>	14,3177	9,8703	14,2846	9,9578	0.0331	0,0875	1,428	0,995
<b>9</b>	14,3177	9,8703	14,2771	9,9584	0.0406	0.0881	1,428	0,995
<b>10</b>	14,2593	9,8858	14,2715	9,9586	0.0122	0.0728	1,428	0,995

➤ **Vérification de l'effort sismique à la base :**

**Tableau IV-6 : Les forces dynamiques à la base dans les deux sens.**

Story	load	Vx	Vy
<b>Story 1</b>	$E_{max}$	4610,9566	4352,4279

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

---

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 V_{xs} = 3975,97977 \text{ kN} \\ 0.8 V_{ys} = 3486,95552 \text{ kN} \end{array} \right.$$

**Effort calculé par la méthode dynamique :**

$$V_{tx} = 4969,9747 \text{ kN} > 0.8 V_{xs} = 3975,97977 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{ty} = 4358,6944 \text{ kN} > 0.8 V_{ys} = 3486,95552 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des déplacements latéraux inter-étages :**

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

$$\Delta K_x \leq \Delta_{adm} ; \Delta K_y \leq \Delta_{adm}$$

$\Delta_{adm} = h_e/100$  avec  $\Delta_{adm}$ : le déplacement relatif admissible.

• **Calcul des déplacements :**

Le déplacement relatif au niveau "**K**" par rapport au niveau "**K - 1**" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "**k**" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

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

**R** : Coefficient de comportement.

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **ETABS**, on peut avoir le déplacement dans chaque niveau :

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

**Tableau IV-7 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x et y-y**

Niveau	$\delta_{ex}(m)$	$\delta_x(m)$	$\delta_{ey}(m)$	$\delta_y(m)$	$\Delta^k_x(m)$	$\Delta^k_y(m)$	$\Delta_{adm}(m)$	OBS
<b>Etage 9</b>	0,008696	0,030436	0,006019	0,0210665	0,0029715	0,002541	0,0306	<b>C.V</b>
<b>Etage 8</b>	0,007847	0,0274645	0,005293	0,0185255	0,003346	0,002604	0,0306	<b>C.V</b>
<b>Etage 7</b>	0,006891	0,0241185	0,004549	0,0159215	0,003493	0,002639	0,0306	<b>C.V</b>
<b>Etage 6</b>	0,005893	0,0206255	0,003795	0,0132825	0,0036015	0,0026285	0,0306	<b>C.V</b>
<b>Etage 5</b>	0,004864	0,017024	0,003044	0,010654	0,003619	0,002548	0,0306	<b>C.V</b>
<b>Etage 4</b>	0,00383	0,013405	0,002316	0,008106	0,0035245	0,002387	0,0306	<b>C.V</b>
<b>Etage 3</b>	0,002823	0,0098805	0,001634	0,005719	0,0032865	0,0021315	0,0306	<b>C.V</b>
<b>Etage 2</b>	0,001884	0,006594	0,001025	0,0035875	0,002884	0,0017605	0,0306	<b>C.V</b>
<b>Etage 1</b>	0,00106	0,00371	0,000522	0,001827	0,002331	0,00126	0,0306	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	0,000394	0,001379	0,000162	0,000567	0,001379	0,000567	0,0306	<b>C.V</b>

**Remarque :** On voit bien à travers ce tableau, que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, donc la condition est vérifiée.

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K}$$

**P<sub>K</sub>**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

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

Avec :

**V<sub>K</sub>**: effort tranchant d'étage au niveau "k"

**$\Delta_K$**  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

**h<sub>K</sub>**: hauteur de l'étage "k".

- Si  $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1-\Theta_K)$ .
- Si  $\Theta_K > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.



## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Les résultats sont regroupés dans le tableau :

Sens X-X :

**Tableau IV-8 : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens X-X**

Niveau	$W_i$ (kN)	$P_K$ (kN)	$\Delta_K$ (kN)	$h_i$ (m)	$V_{ix}$ (kN)	$\theta$	$\Theta_K \leq 0,1$
<b>Etage 9</b>	5392,0615	5392,0615	0,0029715	3,06	867,9213805	0,00603294	<b>C.V</b>
<b>Etage 8</b>	4913,2327	10305,2943	0,003346	3,06	1706,424717	0,00660355	<b>C.V</b>
<b>Etage 7</b>	4913,2327	15218,527	0,003493	3,06	2390,196699	0,00726802	<b>C.V</b>
<b>Etage 6</b>	4913,2327	20131,7597	0,0036015	3,06	2950,341191	0,00803103	<b>C.V</b>
<b>Etage 5</b>	4913,2327	25044,9924	0,003619	3,06	3416,352495	0,00867013	<b>C.V</b>
<b>Etage 4</b>	4913,2327	29958,2252	0,0035245	3,06	3805,480503	0,0090674	<b>C.V</b>
<b>Etage 3</b>	4913,2327	34871,4576	0,0032865	3,06	4124,680797	0,00908013	<b>C.V</b>
<b>Etage 2</b>	4913,2327	39784,6904	0,002884	3,06	4372,111099	0,00857627	<b>C.V</b>
<b>Etage 1</b>	4913,2327	44697,9231	0,002331	3,06	4537,383174	0,00750417	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	4913,2327	49611,1558	0,001379	3,06	4610,956611	0,00484877	<b>C.V</b>

Sens Y-Y :

**Tableau IV-9 : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens Y-Y**

Niveau	$W_i$ (kN)	$P_K$ (kN)	$\Delta_K$ (kN)	$h_i$ (m)	$V_{iy}$ (kN)	$\theta$	$\Theta_K \leq 0,1$
<b>Etage 9</b>	5392,0615	5392,0615	0,002541	3,06	879,871272	0,00508884	<b>C.V</b>
<b>Etage 8</b>	4913,2327	10305,2943	0,002604	3,06	1697,819245	0,00516522	<b>C.V</b>
<b>Etage 7</b>	4913,2327	15218,527	0,002639	3,06	2340,241403	0,00560828	<b>C.V</b>
<b>Etage 6</b>	4913,2327	20131,7597	0,0026285	3,06	2849,996678	0,0060677	<b>C.V</b>
<b>Etage 5</b>	4913,2327	25044,9924	0,002548	3,06	3272,077645	0,00637346	<b>C.V</b>
<b>Etage 4</b>	4913,2327	29958,2252	0,002387	3,06	3634,532828	0,00642982	<b>C.V</b>
<b>Etage 3</b>	4913,2327	34871,4576	0,0021315	3,06	3938,750827	0,00616702	<b>C.V</b>
<b>Etage 2</b>	4913,2327	39784,6904	0,0017605	3,06	4167,260963	0,00549262	<b>C.V</b>
<b>Etage 1</b>	4913,2327	44697,9231	0,00126	3,06	4303,742297	0,00427652	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	4913,2327	49611,1558	0,000567	3,06	4352,427867	0,00211208	<b>C.V</b>

## CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

### ➤ Justification de la stabilité au renversement :

Pour que la structure soit stable vis-à-vis au renversement elle doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{Ms}{Mr} \geq 1,5$$

Avec :

**Ms** : Moment stabilisant,  $Ms = \frac{W*L}{2}$

**Mr** : Moment de renversement,  $Mr = \sum Fi \times hi$

**Tableau IV-10 : Vérification de la stabilité au renversement**

	<b>L (m)</b>	<b>Ms (kN.m)</b>	<b>Mr (kN.m)</b>	<b>Ms/Mr</b>	<b>OBS</b>
<b>Sens-X</b>	28,56	708447,3	107251,04	6,6	<b>C.V</b>
<b>Sens-Y</b>	19,90	493630,99	94059,33	5,27	<b>C.V</b>

Le bâtiment est stable suivant **X** et **Y** selon les exigences du **RPA/2003**, donc il y'a pas de risque de renversement.

### 4- Conclusion :

L'étude de ce chapitre nous a permis de faire un calcul dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure.

Ces résultats seront utilisés pour déterminer les efforts dans la structure dus à une charge dynamique.

Et on peut dire aussi que suivant les règles parasismiques algériennes **RPA99 / version2003** notre structure est stable dans le cas de présence d'action dynamique.

# CHAPITRE V :

## Etudes des voiles

# CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

## 1-Introduction :

Le voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

On calcule alors deux types d'armatures :

- ✚ Armatures verticales.
- ✚ Armatures horizontales.

## 2-Procédé de calcul :

### 2-1 Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical est déterminé suivant les étapes de calcul définies ci-dessous :

- ❖ On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I} \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

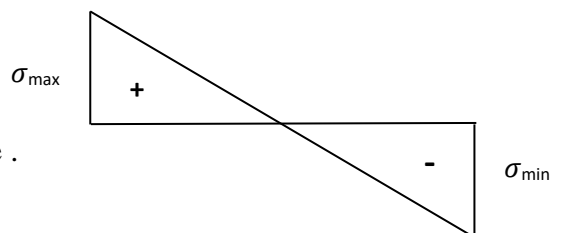
Avec :

- **S** : Section du béton (m<sup>2</sup>)
- **V** : Bras de levier (distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée), avec :  $V = \frac{L_v}{2}$
- **L<sub>v</sub>** : Longueur du voile y compris les deux poteaux voisins.
- ❖ On détermine les efforts agissant dans chaque bande.

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

- **Section partiellement comprimée SPC :**

$\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  sont de signe différent, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue .

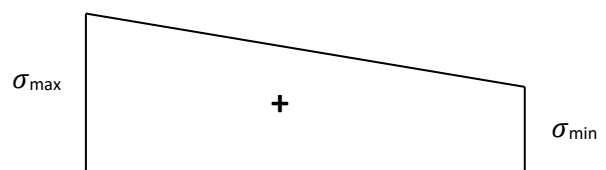


- **Section entièrement comprimée SEC :**

$\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  sont positifs, pas de zone tendue.

La zone courante est armée par le minimum exigé

Par le **RPA99 (Version 2003)** .



$$A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot L \quad (b : \text{épaisseur du voile})$$

## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **Section entièrement tendue SET :**

$\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  sont négatifs ,pas de zone comprimée .

Donc on calcule le volume des contraintes de traction

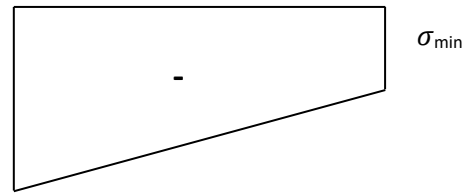
D'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  à la section minimale

Exigé par le **RPA99/2003**.

-Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot L$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si :  $A_v > A_{\min}$ , On ferraille avec  $A_v$  .



### 2-2 Aciers horizontaux :

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes :

Selon le **BAEL91** :  $A_H \geq \frac{A_v}{4}$

Selon le **RPA99/2003** :  $A_H \geq 0,15\% \cdot e \cdot S$  (**S : espacement**)

•  $A_v$  : Section d'armature verticale.

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

#### 1) Ferrailage minimale :

✓ **Compression simple** : La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

•  $A \geq 4\text{cm}^2 / \text{ml}$ . (Longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures). **BAEL91 [ A.8.1.2.1.]**

•  $0,2\% \leq \frac{A}{S} \leq 0,5\%$  (**S : section du béton comprimé**)

✓ **Traction simple** :

$$\bullet A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{BAEL91 [A.4.2.1.]}$$

Selon le **RPA99/V2003** :

• Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section du béton tendu (**Art 7.7.4.1 page 61**).

• Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

❖ Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**. (**Art7.7.4.3 page61**)

❖ En zone courante égale à **0.10%**

## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### 2) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Avec :

$e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

### 3) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

### 3-Calcul du ferrailage :

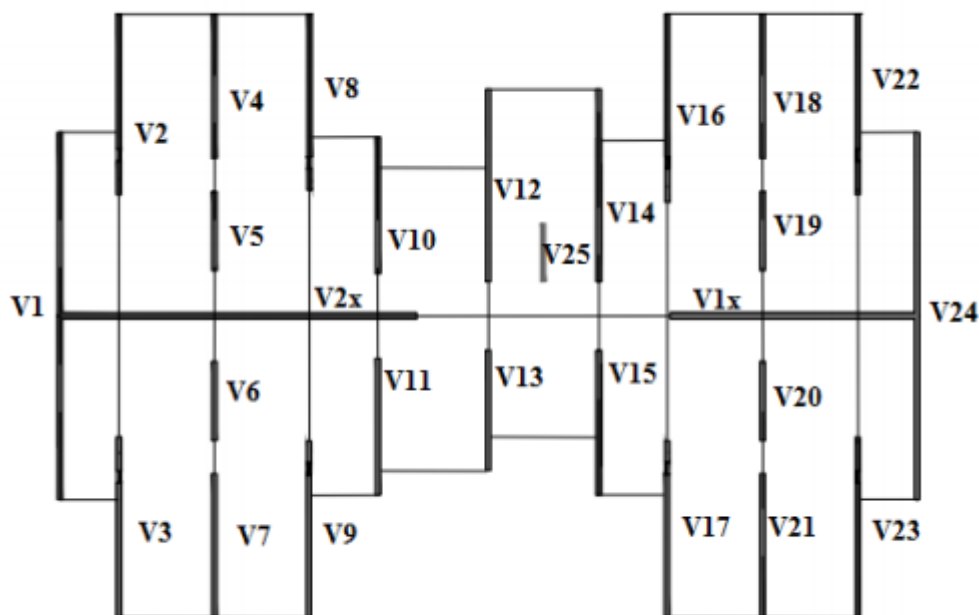


Figure V-1 : Vue En Plan des Voiles Existants

## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### 3-1 Les sollicitations de calcul dans les voiles :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **ETABS**, et ils seront résumés dans le tableau :

**Tableau V-1 : Les sollicitations de calcul dans les voiles**

Voile	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	$V^{\max}$
<b>V1x</b>	5084,48 → 13332,17	-269,5219 → -13071,49	13332,17 → 5084,48	-1739,16
<b>V2x</b>	6873,14 → 28933,39	-51,1525 → -29474	-29590,15 → 10802,55	2815,08
<b>V1</b>	8009,05 → 1923,05	-1261,45 → 2243,63	20024,95 → 3324,87	783,33
<b>V2</b>	2788,95 → 86,2431	1030,23 → 3006,40	3028,67 → 1615,1731	242,6551
<b>V3</b>	2801,79 → 20,1647	1033,61 → 2957,21	2980,66 → 2479,477	239,5957
<b>V4</b>	2733,97 → 2,84	987,60 → 1629,43	1634,57 → 1814,55	183,8052
<b>V5</b>	1729,09 → 4,1021	694,7692 → 370,71	371,7 → 1079,345	66,936
<b>V6</b>	1714,69 kN → 5,1111	697,8746 → 371,2149	372,4765 → 1078,7861	68,1893
<b>V7</b>	2756,9983 → 10,8957	997,7146 → 1634,5186	1637,141 → 1600,278	175,047
<b>V8</b>	2904,9431 → 65,6419	1321,3345 → 2732,8367	2732,8367 → 1321,3345	-225,546

## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

<b>V9</b>	2878,7435 → -21,7385	1314,5166 → 2694,1162	-2719,4888 → 2290,3606	219,079
<b>V10</b>	2528,3044 → -48,4571	561,1069 → 81,0435	1347,6237 → 1130,0842	-143,50
<b>V11</b>	2396,1878 → -48,1903	568,7251 → 55,3146	1300,3217 → 1099,1142	146,2124
<b>V12</b>	2487,4389 → 119,2163	1110,8935 → 118,2026	3116,9733 → 1656,2795	-227,4849
<b>V13</b>	2574,2397 → 9,8915	1150,3118 → 18,898	878,2269 → 1752,9093	108,3579
<b>V14</b>	2495,7344 → 150,4064	1165,3938 → 218,1224	3194,4336 → 1699,1485	-236,9406
<b>V15</b>	2672,586 → 0,5232	1193,6754 → 72,8201	-1441,6157 → 2007,6588	152,7035
<b>V16</b>	2876,4117 → 114,0735	1401,4204 → 234,3968	2664,0171 → 1959,6694	-212,7303
<b>V17</b>	2888,9634 → -22,1129	1335,363 → 2570,3964	-2596,2841 → 2281,6985	215,3147
<b>V18</b>	2728,4672 → 34,7116	1015,8484 → 1492,0341	1500,996 → 1611,1206	-150,3983
<b>V19</b>	1721,253 → 5,0027	645,837 → 37,5473	335,0175 → 1080,1021	58,3263
<b>V20</b>	1695,9666 → 4,6798	614,1851 → 33,188	334,9448 → 1073,3539	-58,5355



## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

<b>V21</b>	2773,2982 → 17,8702	1033,274 → 1525,4429	1529,9858 → 1638,935	154,1513
<b>V22</b>	2785,3124 → 103,483	1071,2641 → 2668,3879	2695,3004 → 1655,3041	-206,5869
<b>V23</b>	2807,6694 → -3,2729	1082,5206 → 2619,2647	-2622,3074 → 2437,58	207,3235
<b>V24</b>	6636,7651 → -2032,482	199,8539 → 2625,9871	17736,7625 → 3385,8636	644,7672
<b>V25</b>	683,8847 → -8,1503	377,6174 → -6,6956	-152,2156 → 678,9395	-35,1845

### 3-2 Calcul du ferrailage :

#### Exemple de calcul :

#### Sens x-x : voile 1 RDC:

Les données utilisées sont les suivantes :

#### ➤ Dimensions :

$$L=8,28\text{m}$$

$$b =0,20\text{m}$$

#### ➤ Caractéristique géométrique :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 8,28^3}{12} = 9,46\text{m}^4$$

$$S =1,656\text{m}^2$$

$$Y=4,14\text{m}$$

#### ➤ Les sollicitations :

On présente ici le cas de  $N_{\max}$  et  $M_{\text{corr}}$ , les autres cas sont calculés d'une manière similaire.

$$M = 13332,1769 \text{ kN.m}$$

$$N = 5084,4818 \text{ kN}$$

## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### ➤ Calcul des armatures verticales :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

$$\sigma^+ = 8904,928 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma^- = -2764,249 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_A > 0 \text{ et } \sigma_B < 0$$

⇒ Section partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la FS avec  $M_{ua}$ .

$$M_{ua} = M_{uG} + N u \left( d - \frac{h'}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 13,33 + 5,084 \left( 8,23 - \frac{8,28}{2} \right) = 34,123 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{34,123}{0,2 \cdot 8,23^2 \cdot 18,48} = 0,136 < 0,186 \rightarrow \text{Les aciers en zone comprimée } A' = 0 ;$$

$$\alpha = 0,668 ; z = 6,03 \text{ m}$$

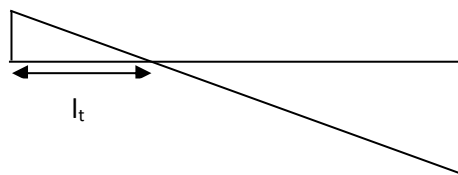
$$A = \frac{M_{ua}}{z \cdot f_{st}} - \frac{N u}{f_{st}} = \mathbf{14,38 \text{ cm}^2} \text{ avec } f_{st} = 400 \text{ MPa (car } \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle)}$$

A calculée est à mettre dans la zone tendue du voile (car c'est une SPC : en zone tendue on met A et en zone comprimée A')

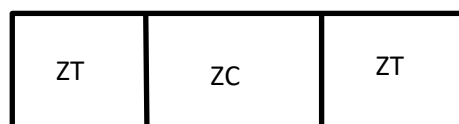
### ➤ Calcul de la longueur de la zone tendue :

$$l_t = l \cdot \frac{\sigma_{min}}{\sigma^+ + \sigma^-} = 8,28 \cdot \frac{2764,249}{2764,249 + 8904,928} = \mathbf{1,96 \text{ m}}$$

Comme le voile est un élément de contreventement (résiste à l'action sismique qui est réversible (change de signe)), il doit être ferrailé symétriquement (zone tendue sur les extrémités)



$$l_c = l - 2l_t = \mathbf{4,36 \text{ m}}$$



## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

➤ **Sections minimales exigées par le RPA :**

$$A_{min}^{ZT} = 0,2\% (e.l_t) = 7,84\text{cm}^2 < A_{calculé}$$

$$A_{min}^{ZC} = 0,1\% (e.l_c) = 8,72\text{cm}^2 > A' = 0$$

$$A_{min}^{voile} = 0,15\% (e.L) = 24,84\text{cm}^2$$

➤ **Espacement des barres verticales :**

$$St \leq (1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

Avec :  $St = 15\text{cm}$  sur une longueur de  $L/10$  du voile.

$St = 30\text{cm}$  en dehors de  $L/10$  du voile.

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V^{\max} = 1739,16 \text{ kN}$$

$$A_h \geq \frac{\tau_u * e * St}{0,9 * f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 V d}{e * d} = \frac{1,4 * 1739,16 * 10^{-3}}{0,2 * 8,23} = 1,48 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0,2 * f_{c28} = 5 \text{MPa} \text{ (Art 7.7.2RPA99/2003)}$$

➤ **Espacement des barres horizontales:**

$$St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

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

$$A_h \geq \frac{1,48 * 0,2 * 0,2}{0,9 * 400} = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{min} = 0,15\% (e * St) = 0,6 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures:**

- **Armatures verticales:**

En zone tendue :  $A_{ZT} = 32\text{HA}10 = 25,28 \text{ cm}^2$  ( $St=30\text{cm}$ ) a mettre sur tout le voile.

- **Armatures horizontales :**

$$A_h = 2\text{HA}12 = 2,26\text{cm}^2 \rightarrow 1\text{HA}12 \text{ par face } (St=20\text{cm})$$

On procède de la même façon pour les autres voiles ; Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Sens x-x :

**Tableau V-2 : Résultats de ferrailage des voiles de sens X-X**

Voile	V1	V2
<b>M (kN.m)</b>	13332,1769	28933,3931
<b>N (kN)</b>	5084,4818	6873,1452
<b>V (kN)</b>	1739,16	2815,08
<b>L (m)</b>	8,28	11,80
<b>e (m)</b>	0,20	0,20
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	9,46	27,38
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	1,656	2,36
<b>Y (m)</b>	4,14	5,9
<b>τ (MPa)</b>	1,48	1,67
<b><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</b>	5	5
<b><math>\sigma_A</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	8904,928	9147,08
<b><math>\sigma_B</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	-2764,249	-3322,38
<b>Nature de la section</b>	SPC	SPC
<b>L<sub>t</sub> (m)</b>	1,96	3,14
<b>L<sub>c</sub> (m)</b>	4,36	5,52
<b>A<sub>v cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	14,38	29,99
<b>A<sub>min RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	24,84	35,4
<b>A<sub>min</sub><sup>ZT</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	7,84	12,56
<b>A<sub>min</sub><sup>ZC</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	8,72	11,04
<b>St (cm)</b>	15	15
<b>A<sub>v</sub><sup>choisi</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	32HA10	40HA10+4HA12
<b>St (cm)</b>	20	20
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	1,64	1,85
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,6	0,6
<b>A<sub>h</sub><sup>choisi</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	2HA12	2HA12

## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Sens y-y :

**Tableau V-3 : Résultats de ferrailage des voiles de sens Y-Y**

Voile	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
<b>M (kN.m)</b>	2243,63	3006,40	2957,21	1629,43	370,71	371,2149	1634,518
<b>N (kN)</b>	1261,45	1030,23	1033,61	987,60	694,7692	697,8746	997,7146
<b>V (kN)</b>	783,33	242,6551	239,5957	183,8052	66,936	68,1893	175,047
<b>L (m)</b>	12,10	5,9	5,9	4,75	2,7	2,7	4,75
<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	29,52	3,42	3,42	1,78	0,32	0,32	1,78
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	2,42	1,18	1,18	0,95	0,54	0,54	0,95
<b>Y (m)</b>	6,05	2,95	2,95	2,375	1,35	1,35	2,375
<b>τ (MPa)</b>	5,04	3,2	3,16	3,01	1,93	1,96	2,87
<b><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5	5	5	5
<b><math>\sigma_A</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	980,98	3464,05	3424,52	3206,13	2812,16	2819,99	3223,54
<b><math>\sigma_B</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	61,53	-1717,90	-1672,64	-1126,97	-238,94	-235,27	-1123,09
<b>Nature de la section</b>	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>L<sub>t</sub> (m)</b>	0	1,96	1,93	1,24	0,21	0,21	1,23
<b>L<sub>c</sub> (m)</b>	12,10	1,99	2,04	2,28	2,28	2,28	2,3
<b>A<sub>v cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	10,19	10,61	17,4	11,7	4,346	4,65	12,4
<b>A<sub>min RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	36,3	17,7	17,7	14,25	8,1	8,1	14,25
<b>A<sub>min</sub><sup>ZT</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0	7,8	7,72	4,94	0,85	0,83	4,91
<b>A<sub>min</sub><sup>ZC</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	24,2	3,97	4,08	4,56	4,56	4,57	4,59
<b>St (cm)</b>	30	30	30	30	30	30	30
<b>A<sub>v choisi</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	50HA10	24HA10	24HA10	20HA10	16HA10	16HA10	20HA10
<b>St (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20
<b>A<sub>h cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	6,29	4	3,95	3,76	2,41	2,46	3,58
<b>A<sub>h min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
<b>A<sub>h choisi</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8	6HA10

## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Voile	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14
<b>M (kN.m)</b>	2732,836	2694,116	81,0435	1300,321	3116,973	878,2269	3194,433
<b>N (kN)</b>	1321,334	1314,516	561,1069	1099,114	2040,378	1752,909	1699,148
<b>V (kN)</b>	225,546	219,079	-143,5	146,2124	227,4849	108,3579	236,9406
<b>L (m)</b>	5,9	5,9	4,5	4,5	6,35	3,95	6,35
<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	3,42	3,42	1,52	1,52	4,26	1,02	4,26
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	1,18	1,18	0,9	0,9	1,27	0,79	1,27
<b>Y (m)</b>	2,95	2,95	2,25	2,25	3,175	1,975	3,175
<b>τ (MPa)</b>	2,97	2,89	2,48	2,53	2,79	2,13	2,9
<b>τ̄ (MPa)</b>	5	5	5	5	5	5	5
<b>σ<sub>A</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	3474,99	4284,69	3252,12	3147,64	3623,18	1492,42	3714,57
<b>σ<sub>B</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	-1235,44	-402,72	-740,83	-705,16	-1014,87	1419,75	-1038,75
<b>Nature de la section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC
<b>L<sub>t</sub> (m)</b>	1,55	0,51	0,83	0,82	1,39	0	1,39
<b>L<sub>c</sub> (m)</b>	2,81	4,89	2,83	2,85	3,57	3,95	3,57
<b>A<sub>v</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	15,78	26,1	10,91	16,4	12,71	12,29	13,51
<b>A<sub>min</sub><sup>RPA</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	17,7	17,7	13,5	13,5	19,05	11,85	19,05
<b>A<sub>min</sub><sup>ZT</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	6,19	2,03	3,34	3,29	5,56	0	5,55
<b>A<sub>min</sub><sup>ZC</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	5,61	9,77	5,66	5,71	7,14	7,9	7,15
<b>St (cm)</b>	15	15	15	15	15	15	15
<b>A<sub>v</sub><sup>choisi</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	24HA10	24HA12	18HA10	22HA10	26HA10	16HA10	26HA10
<b>St (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	3,72	3,61	3,1	3,16	3,48	2,67	3,63
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
<b>A<sub>h</sub><sup>choisi</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA10

## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Voile	V15	V16	V17	V18	V19	V20	V21
<b>M (kN.m)</b>	1441,61	2664,01 7	2570,396	1492,034	335,0175	334,9448	1525,442
<b>N (kN)</b>	2007,65	1959,66 9	1335,363	1015,848	645,837	1073,353	1033,274
<b>V (kN)</b>	152,703	212,730 3	215,3147	150,3983	58,3263	58,5355	154,1513
<b>L (m)</b>	4,75	5,9	5,9	4,75	2,7	2,7	4,75
<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	1,79	3,42	3,42	1,78	0,33	0,33	1,78
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	0,95	1,18	1,18	0,95	0,54	0,54	0,95
<b>Y (m)</b>	2,38	2,95	2,95	2,375	1,35	1,35	2,375
<b>τ (MPa)</b>	2,5	2,8	2,84	2,46	1,68	1,69	2,52
<b><math>\bar{\tau}</math> (MPa)</b>	5	5	5	5	5	5	5
<b><math>\sigma_A</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	1353,32	3956,64	3346,88	3053,18	3378,86	3366,06	3115,94
<b><math>\sigma_B</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	1159,67	-635,17	-1083,55	-914,55	621,51	609,31	-940,63
<b>Nature de la section</b>	SEC	SPC	SPC	SPC	SEC	SEC	SPC
<b>L<sub>t</sub> (m)</b>	0	0,82	1,44	1,09	0	0	1,1
<b>L<sub>c</sub> (m)</b>	4,75	4,27	3,01	2,56	2,7	2,7	2,55
<b>A<sub>v cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	17	25,6	17	8,92	6,68	6,68	9,15
<b>A<sub>min RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	14,25	17,7	17,7	14,25	8,1	8,1	14,25
<b>A<sup>ZT</sup><sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	0	3,26	5,77	4,38	0	0	4,41
<b>A<sup>ZC</sup><sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	9,5	8,54	6,03	5,12	5,4	5,4	5,09
<b>St (cm)</b>	30	30	30	30	30	30	30
<b>A<sub>v choisi</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	20HA12	24HA12	24HA10	20HA10	12HA10	12HA10	20HA10
<b>St (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20
<b>A<sub>h cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	3,13	3,51	3,55	3,08	2,1	2,11	3,16
<b>A<sub>h min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
<b>A<sub>h choisi</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8	6HA10

## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Voile	V22	V23	V24	V25
<b>M (kN.m)</b>	2668,3879	2619,2647	2625,9871	152,2156
<b>N (kN)</b>	1071,2641	1082,5206	199,8539	678,9395
<b>V (kN)</b>	206,5869	207,3235	644,7672	35,1845
<b>L (m)</b>	5,9	5,9	12,10	2,0
<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	3,42	3,42	29,52	0,13
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	1,18	1,18	2,42	0,4
<b>Y (m)</b>	2,95	2,95	6,05	1,0
<b>τ (MPa)</b>	2,72	2,73	4,14	1,37
<b>τ̄ (MPa)</b>	5	5	5	5
<b>σ<sub>A</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	3207,52	3174,72	620,65	994,2185
<b>σ<sub>B</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	-1391,82	-1339,94	-455,49	893,86
<b>Nature de la section</b>	SPC	SPC	SPC	SEC
<b>L<sub>t</sub> (m)</b>	1,79	1,75	5,12	0
<b>L<sub>c</sub> (m)</b>	2,33	2,4	1,86	2,0
<b>A<sub>v cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	11,34	10,8	12,5	3,98
<b>A<sub>min RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	17,7	17,7	36,3	6
<b>A<sup>ZT</sup><sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	7,14	7	20,49	0
<b>A<sup>ZC</sup><sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4,66	4,8	3,71	4
<b>St (cm)</b>	30	30	30	30
<b>A<sub>v</sub><sup>choisi</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	24HA10	24HA10	50HA10	10HA10
<b>St (cm)</b>	20	20	20	20
<b>A<sub>h</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	3,4	3,42	5,18	1,22
<b>A<sub>h</sub><sup>min</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0,6	0,6	0,6	0,6
<b>A<sub>h</sub><sup>choisi</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	6HA10	6HA10	5HA12	2HA10



## CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### 3-3 Schéma de ferrailage :

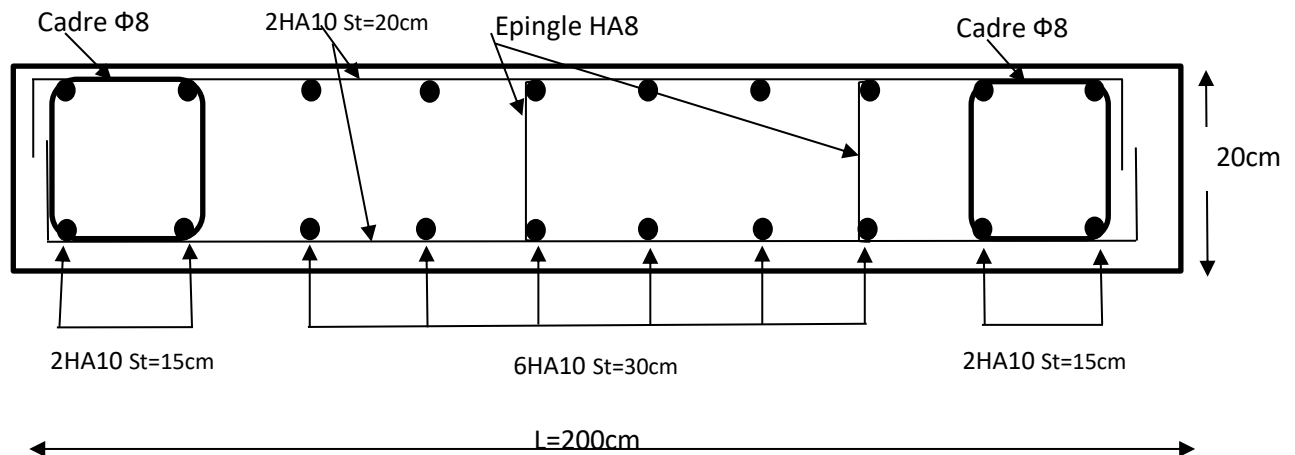


Figure V-2 : Schéma de ferrailage du voile V25 (ascenseur)

### 4-Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous avons étudiées les voiles, le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# CHAPITRE VI :

## Etudes de l'infrastructure

# CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

## 1-Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

On distingue deux types de fondations :

- **Fondations superficielles** : utilisées pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol.
- **Fondations profondes** : utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : pieux ou puits

## 2-Choix de type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec une capacité portante du sol égale à **1,40 bars** et le bon sol, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante
- Radier générale

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes sous mur (voile) Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- ❖ La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
- ❖  $(S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%)$ .

La surface de la semelle est donnée par :  $S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$

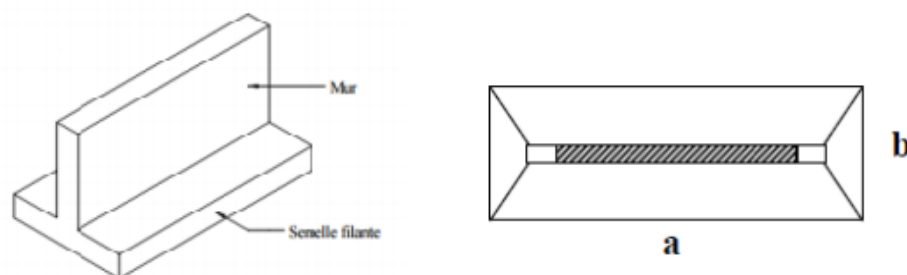
- Avec :  $N_{\text{ser}} = G + Q$
- $\sigma_{\text{sol}} = 1,40 \text{ bars} = 140 \text{ kN/m}^2$

### 2.1 Semelles filantes :

- **Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\text{On a : } \sigma_{\text{sol}} \geq \frac{Ns}{a*b}$$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



**Figure VI.1 : Semelle filante**

Avec :

- $\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol
- **a** : La longueur de la semelle
- **b** : La largeur de la semelle

Les surfaces des semelles filantes sous voiles sont représentées dans le tableau VI :

**Tableau VI.1: Les surfaces des semelles filantes**

Voiles	$N_{ser}$ (kN)	$\sigma_{sol}$ (bar)	$S = N / \sigma_{sol}$ (m <sup>2</sup> )
<b>V1x</b>	2809.7348	1,4	20.0695
<b>V2x</b>	3977.8508	1,4	28.4132
<b>V1y</b>	3373.7997	1,4	24.0985
<b>V2y</b>	2041.3555	1,4	14.5811
<b>V3y</b>	2050.6662	1,4	14.6476
<b>V4y</b>	1997.7881	1,4	14.2699
<b>V5y</b>	1262.4647	1,4	9.0176
<b>V6y</b>	1252.0158	1,4	8.9429
<b>V7y</b>	2014.4897	1,4	14.3892
<b>V8y</b>	2125.4543	1,4	15.1818
<b>V9y</b>	2106.464	1,4	15.0461
<b>V10y</b>	1812.697	1,4	12.9478
<b>V11y</b>	1737.689	1,4	12.4120
<b>V12y</b>	1824.1792	1,4	13.0298
<b>V13y</b>	1879.3685	1,4	13.4240
<b>V14y</b>	1830.1957	1,4	13.0728
<b>V15y</b>	1953.2667	1,4	13.9519
<b>V16y</b>	2104.7626	1,4	15.0340

## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

V17y	2113.874	1,4	15.0991
V18y	1993.7932	1,4	14.2413
V19y	1256.7646	1,4	8.9768
V20y	1238.4258	1,4	8.8458
V21y	2026.4661	1,4	14.4747
V22y	2038.7085	1,4	14.5622
V23y	2054.9264	1,4	14.6780
V24y	3418.3095	1,4	24.4164
V25y	616.5283	1,4	4.4037
<b>Somme</b>	<b>54912.0387</b>	<b>1,4</b>	<b>392.2277</b>

$N_{tot} = 54912.0387 \text{ kN.}$

$S_{tot} = 392.2277 \text{ m}^2$

$S_{BAT} = 448.21 \text{ m}^2$

On a:  $\frac{S_{tot}}{S_{BAT}} = 87.5\% > 50\%$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse **50%** la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit au chevauchement de ces semelles. Par conséquent nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation. 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.

### 2-2 Radier général :

Quand la capacité portante du sol est faible ou que les charges transmises par les voiles sont très élevées, on a recours à un radier général afin d'étaler les charges. Cette solution est adoptée quand elle est moins onéreuse qu'une fondation profonde par pieux.

Une telle fondation se présente sous l'aspect d'une dalle inversée portant dans un ou deux directions.

**Il existe quatre types de radier :**

- Le radier dalle.
- Le radier nervuré (le plus courant).
- Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- Le radier voûte (rarement utilisé).

On a choisi le radier dalle dans notre conception, car le taux de charge transmise est important.

### 3-Etude du radier

#### 3-1 Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier ( $h_r$ ) doit vérifier les conditions suivantes :

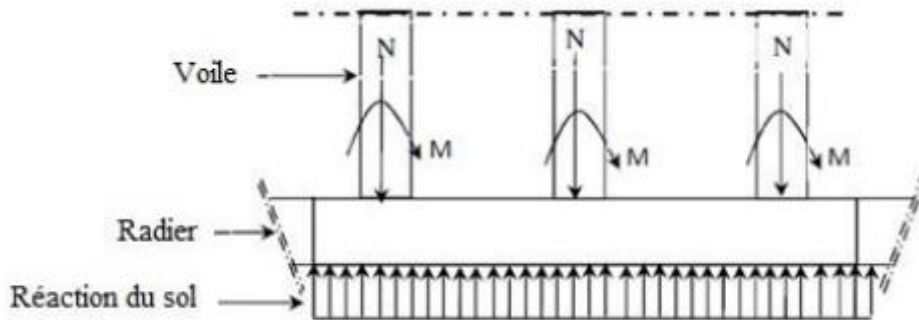


Figure VI.2 : Schéma statique du radier

- **L'épaisseur du radier :**

- **Condition de coffrage :**

$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$  avec  $L_{max}$  est la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

-  $L_{max} = 5.26m$

- Alors  $h_r \geq \frac{526}{20} = 26.3 \text{ cm}$

- **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \implies h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{max}}{E\pi^4}}$$

- **I** : Inertie de la section transversale du radier  $I = \frac{bh^3}{12}$

- **b** : Largeur de radier

-  **$L_e$**  : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

- **E** : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.21 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ .

- **K** : Coefficient de raideur du sol ( $0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol

## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

On prend une trame de **5.26 m** et **K=4 000 kN/m<sup>3</sup>** pour un sol de densité moyenne (le sol est meuble)

$$\text{Donc on aura : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.k.Lmax^4}{E\pi^4}} = h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.26^4}{3.21 \times 10^7 \times 3.14^4}}$$

$$h_r \geq 36 \text{ cm}$$

### - Condition de résistance au cisaillement :

D'après le règlement C.B.A 93 (Art A.5.1) la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{vu}{b \cdot d} \leq 0.07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

De cette expression on tire :  $d > \frac{V_{max}}{\tau_b \cdot b} = 40 \text{ cm}$  avec  $d = 0.9 h_t$  alors  $h_t > 44.44 \text{ cm}$

Donc on prend la hauteur du radier **45cm**.

### ❖ Détermination des efforts :

- Charges revenant à la superstructure :

$$G = 48821.6355 \text{ kN}$$

$$Q = 6090.4033 \text{ kN}$$

- Combinaisons d'action :

$$\text{L'ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 75044.81 \text{ kN}$$

$$\text{L'ELS : } N_s = G + Q = 54912.03 \text{ kN}$$

- Détermination de la surface du radier :

$$\text{L'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{54912.03}{140} = 392.22 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 448.22 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 392.22 \text{ m}^2 \text{ on prend donc } S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} = 448.22 \text{ m}^2$$

- **Vérification du poinçonnement**

✓ **Sous voile :**

Le voile le plus sollicité de longueur **11,90 m** et **Nu = 5433.4996 kN**

Pour une bande de 1 ml :  $N_u / \text{ml} = 5433.4696 \text{ kN/m}$

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$Nu \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h_t \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$- \mu_c = 2(l+b+2h) = 2(11.90 + 0.2 + 2 \times 0.45) = 26\text{m}$$

$$Nu \leq \frac{0.045 \times 26 \times 0.45 \times 25}{1.5} = 8775 \text{ kN}$$

$$Nu = 5433.4996 \text{ kN} < 8775 \text{ kN}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

### 3-2 Caractéristiques géométriques du radier :

Les inerties du radier sont calculées par **autocad** on obtient la figure ci-après :

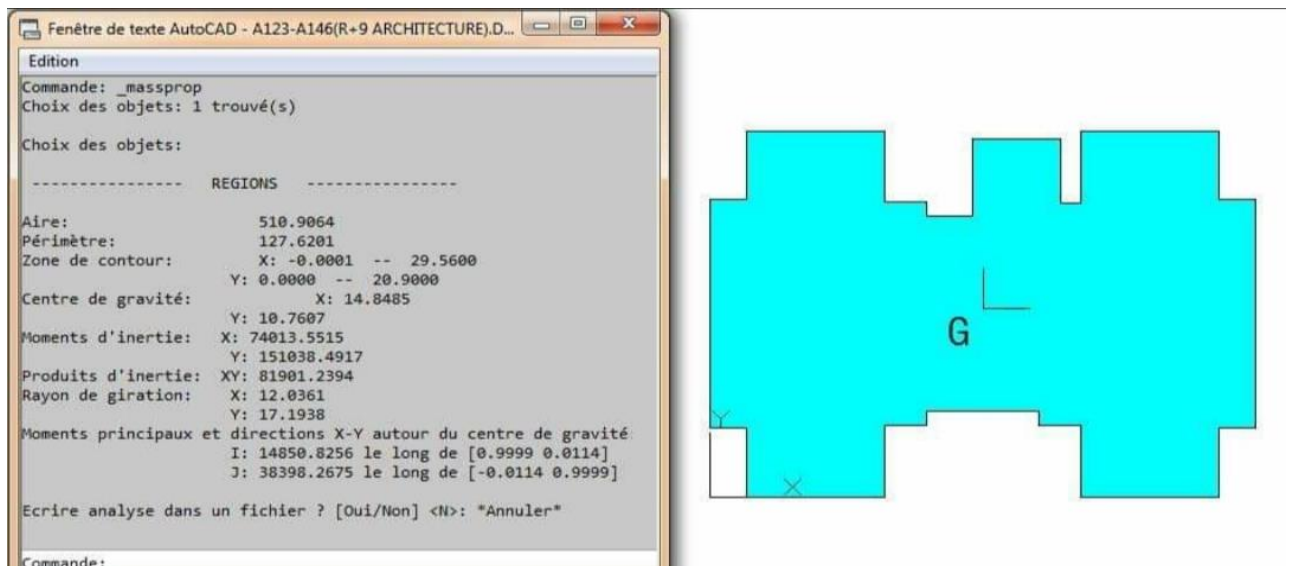


Figure VI.3 : Schéma de radier sur autocad

#### - Calcul de l'excentricité :

- Les inerties/X :  $I_{xx} = 14850.82 \text{ m}^4$
- Les inerties/Y :  $I_{yy} = 38398.26 \text{ m}^4$

#### - Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 14.8485 \text{ m}$
- $Y_g = 10.7607 \text{ m}$

#### - Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{gm} = 14.3226 \text{ m}$
- $Y_{gm} = 9.8521 \text{ m}$



## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

**Donc** : les valeurs de l'excentricité sont les suivantes :

- $e_x = 0.5259\text{m}$
- $e_y = 0.9086\text{ m}$

– **Vérification de la stabilité du radier :**

- **Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :  $\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$

Avec :  $N_t = N_{bat} + N_{rad}$

D'où :  $N_{bat} = 54912.0387\text{ kN}$

$N_{rad} = G_{rad} = 448.22 \times 0.45 \times 25 = 5042.475\text{ kN}$

$N_t = 54912.0387 + 5042.475 = 59954.5\text{ kN}$

Donc :  $\frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{59954.5}{448.22} = 133.76\text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm} = 140\text{ kN/m}^2$

- **Vérification de la stabilité du radier au renversement sous la combinaison  $0,8G \pm E$  :**

D'après les **RPA99/Version2003 (art 10.1.5)** L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismique reste de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement ( $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$ )

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison :  **$0,8G \pm E$**  :

**Tableau VI.2: Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison  $0,8G \pm E$**

Combinaison	N(kN)	M(kN.m)	e (m)	L/4 (m)	OB
<b><math>0,8G \pm E_x</math></b>	<b>56444.63</b>	<b>49558.46</b>	<b>0.88</b>	<b>7.14</b>	<b>CV</b>
<b><math>0,8G \pm E_y</math></b>	<b>44608.31</b>	<b>77611.93</b>	<b>1.74</b>	<b>4.975</b>	<b>CV</b>

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

La contrainte moyenne est :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + M \times \frac{V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - M \times \frac{V}{I}$$

**S** : la surface du radier

**V** :  $\frac{l_x}{2}$  ( $l_x$  : longueur du bâtiment sens x) /  $\frac{l_y}{2}$  (longueur du bâtiment sens y)

On a :  $I_x = 14850.82 \text{ m}^4$  ;  $I_y = 38398.26 \text{ m}^4$

**Tableau VI.3 : Calcul des contraintes**

	Sens-X	Sens-Y
<b>M (kN.m)</b>	49558.46	77611.93
<b>N (kN)</b>	56444.63	44608.31
<b><math>\sigma_1</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	173.58	119.63
<b><math>\sigma_2</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	78.27	79.41
<b><math>\sigma_m</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	149.75	109.575

- **Vérification de la compression (contrainte sous radier) sous G + Q ± E**

Les contraintes sous le Radier sont données par :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} * V \leq 1,5 \sigma_{adm} = 210 \text{ kN/m}^2$

**Tableau VI.4 : Vérification de la compression sous G+Q±E**

	Sens-X	Sens-Y
<b>M (kN.m)</b>	48760.54	77291.26
<b>N (kN)</b>	72299.37	60244.36
<b><math>\sigma_1</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	208.19	154.44
<b><math>\sigma_2</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	114.42	124.39
<b><math>\sigma_{1,2} \leq 1.5 \times \sigma_{adm}</math>.</b>	CV	CV

Donc, la résistance de sol est assurée dans les deux sens.

### 3-3 Ferrailage du radier :

- Dalle de radier :
- Les combinaisons de charges
- ELU

$$q_u = 1,35 \left( \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1,35 \left( \frac{5042,475}{448,22} - 140 \right) = 173,81 \text{ kN/m}^2$$

- ELS

$$q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} = \left( \frac{5042,475}{448,22} - 140 \right) = 128,75 \text{ kN/m}^2$$

- Les panneaux de dalles :

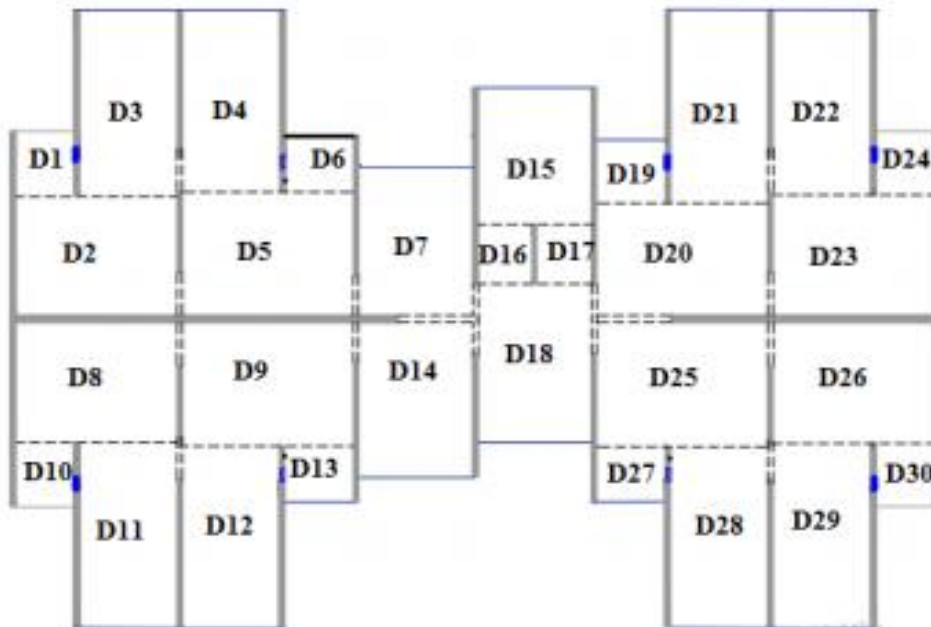


Figure VI.4 : Panneaux de dalles

## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### ➤ Panneaux encastrés sur trois côtés :

**Tableau VI.5: Dimensions des panneaux de radier encastrés sur 3 cotés**

Panneau	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)
D1, D10, D24, D30	1.80	2.05
D3, D11, D22, D29	3.00	5.95
D4, D12, D21, D28	3.00	5.85
D2, D8, D23, D26	4.96	4.00
D5, D9, D20, D25	5.26	4.00
D6, D13, D19, D27	2.10	1.75
D7, D14	3.50	5.00
D15	3.00	4.43
D18	3.00	3.77

### ➤ Panneaux encastrés sur deux côtés :

**Tableau VI.6 : Dimensions des panneaux de radier encastrés sur 2 cotés**

Panneau	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)
D16 , D17	1.9	1.7

#### • Ferrailage de panneau le plus sollicité D5

Le radier est calculé en flexion simple comme un plancher renversé soumis à la réaction uniforme du sol en utilisant la méthode du BAEL91/99

panneau D5 :L<sub>x</sub> =5.26m ; L<sub>y</sub> =4m

$$\rho = \frac{4}{5.26} = 0.76 > 0.4$$

la dalle travaille dans les deux sens

## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

❖ ELU :

Tableau VI.7 : Calcul de ferrailage à l'ELU

ELU	Sens-x		Sens-Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>Mu (kN.m)</b>	84.54	126.81	44.58	67.31
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	45	45	45	45
<b>d (cm)</b>	40.5	40.5	40.5	40.5
<b>f<sub>st</sub>(MPa)</b>	348	348	348	348
<b>f<sub>bu</sub> (MPa)</b>	14.2	14.2	14.2	14.2
<b>z(cm)</b>	39.75	39.38	40.11	39.9
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	6.11	9.25	3.19	4.85
<b>As<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4.032	4.032	3.6	3.6
<b>Choix des barres</b>	7HA14	7HA14	7HA14	7HA14
<b>As<sub>adp</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	10.78	10.78	10.78	10.78

- Condition de non fragilité :

Selon **BAEL 91** : Pour Fe E400

On a  $\rho > 0.4 \rightarrow h_r > 12\text{cm}$  :

$$\begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

- **Espacement maximal** :

**En travée** :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

**En appui** :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On adopte **S<sub>t</sub> = 14 cm**

## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### ❖ ELS

**Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'E.L.S**

ELS	Sens-x		Sens-Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>M<sub>ser</sub> (kN.m)</b>	69.21	103.82	45.54	68.31
<b>h (cm)</b>	45	45	45	45
<b>d (cm)</b>	40.5	40.5	40.5	40.5
<b>Y (cm)</b>	9.94	9.94	9.94	9.94
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	183750.75	183750.75	183750.75	183750.75
<b>K (N/mm<sup>3</sup>)</b>	0.038	0.057	0.025	0.037
<b>σ<sub>st adm</sub> (MPa)</b>	164.97	164.97	164.97	164.97
<b>σ<sub>st</sub> (MPa)</b>	174.92	261.288	114.6	169.6
<b>σ<sub>b adm</sub> (MPa)</b>	15	15	15	15
<b>σ<sub>b</sub>(MPa)</b>	3.77	5.66	2.48	3.67
<b>σ<sub>st</sub> &lt; σ<sub>st adm</sub></b>	CNV	CNV	CV	CNV
<b>σ<sub>b</sub> &lt; σ<sub>b adm</sub></b>	CV	CV	CV	CV

**Remarque :**

Les contraintes de traction dans l'acier sont supérieures à la contrainte admissible, on doit augmenter la section d'armatures en travées et en appuis suivant le sens x et en travée suivant le sens y

**-Calcul les armatures à l'ELS**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

**-Vérification de la contrainte de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

**Tableau VI.9: Ferrailage à l'ELS**

M <sub>ser</sub> (kN.m)	μ <sub>s</sub>	β	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> )	K	σ <sub>bc</sub> = $\frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	σ <sub>bc</sub> < σ <sub>bc</sub>	A <sub>sadp</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>M<sub>ax</sub> = 69.21</b>	0.0026	0.91	11.38	46.39	3.56	CV	7HA16=14.07
<b>M<sub>tx</sub> = 103.82</b>	0.0038	0.91	11.97	46.16	3.57	CV	7HA16=14.07
<b>M<sub>ty</sub> = 68.31</b>	0.0025	0.92	11.11	46.21	3.57	CV	7HA16=14.07

### 3-4 Schéma de ferrailage :

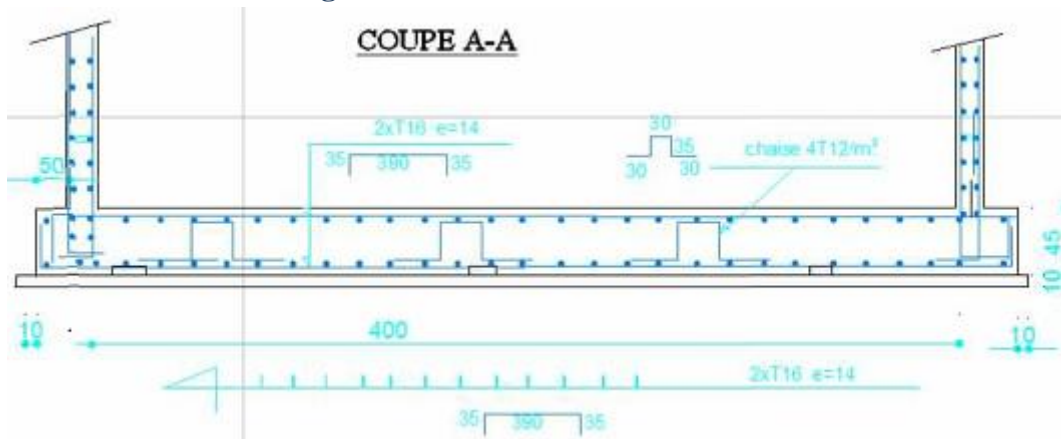


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de radier dans les deux sens

### 4-Etude du voile périphérique :

#### 4-1 Introduction :

Le voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de service d'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par **RPA99VERSION 2003**

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le **RPA 99 VERSION 2003** exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- 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.
- Un recouvrement de **40 $\phi$**  pour le renforcement des angles

#### 4-2 Dimensionnement du voile :

- La hauteur **h=3.06m**
- La longueur **L=6.05m**
- L'épaisseur **e=20cm**

- **Caractéristiques du sol**

- Le poids volumique du remblai  $\gamma=19 \text{ kN.m}^3$
- L'angle de frottement  $\phi = 30^\circ$
- $K_a$ : Coefficient de poussée de terre.
- La cohésion **c=0.15bars (sol peu cohérent, peu frottant, moyennement compressible gonflant)**

### 4-3 Calcul de la poussée de terre :

$$G = (h \cdot \gamma \cdot K_a) - (2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a})$$

$$\text{Avec : } K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.33$$

$$G = 19.01 \text{ kN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$Q = K_a \times q ;$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

- ❖ **ELU :**

$$\sigma_{\min} = 1.35 G_{h(0)} + 1.5 \cdot Q = 4.995 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 G_{h(3.06)} + 1.5 \cdot Q = 30.65 \text{ kN/m}^2 \quad 24.24 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 24.24 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 24.24 \text{ kN/ml}$$

- ❖ **ELS :**

$$\sigma_{\min} = G_{h(0)} + Q = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G_{h(3.06)} + Q = 22.34 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 17.59 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 17.59 \text{ kN/ml}$$

La charge uniformément répartie appliquée sur les voiles par mètre linéaire est :

$$q_u = 24.24 \text{ kN/m}^2 \quad \text{et} \quad q_{\text{ser}} = 17.59 \text{ kN/m}^2$$

### 4-4 Méthode de calcul du voile périphérique :

Les murs sont calculés comme une dalle pleine supposé uniformément chargée par la Poussé de terre.

Le panneau à étudier est de dimension  $(3.06 \times 6.05) \text{ m}^2$  et d'épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$

$$\text{Calcul le rapport } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{6.05} = 0.5 > 0,4$$

Donc la dalle est portée dans deux sens.

- ❖ **L'ELU :**

$$- \mu_x = 0.0966$$

$$- \mu_y = 0.2500$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 21.93 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 5.48 \text{ kN.m}$$



## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### 4-5 Ferrailage du voile périphérique :

- Calcul des sections d'armatures :

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0.85 \times M_x$ ;  $M_{ty} = 0.85 \times M_y$ )
- Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0.5 \times M_x$ ;  $M_{ay} = 0.5 \times M_y$ )

**Tableau VI.10 : Ferrailage du voile périphérique à l'ELU**

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>Mu (kN.m)</b>	10.965	18.64	2.74	4.658
<b>b (m)</b>	100	100	100	100
<b>h (m)</b>	15	15	15	15
<b>d (m)</b>	13.5	13.5	13.5	13.5
<b>f<sub>su</sub> (MPa)</b>	348	348	348	348
<b>f<sub>bu</sub> (MPa)</b>	14.2	14.2	14.2	14.2
<b>Z (cm)</b>	13.2	12.9	13.4	13.3
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.39	4.15	0.59	1.01
<b>A<sub>s min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	1.63	1.63	1.63	1.63
<b>Choix des barres</b>	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
<b>A<sub>s adp</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4.71	4.71	4.71	4.71

- Ferrailage minimal :

**Condition de non fragilité :**

**Selon BAEL 91 :** Pour Fe E400

$$\begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

**Selon le RPA99/2003 (Art.10.1.2) :**

$$A_{RPA} = 0.1\% \ b \times h$$

❖ **L'ELS :**

- $\mu_x = 0.1000$
- $\mu_y = 0.1000$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_{ser} = 16.47 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 1.64 \text{ kN.m}$$

– **Calcul des sections d'armatures :**

• **Moment en travée :** ( $M_{tx} = 0.85 \times M_x$  ;  $M_{ty} = 0.85 \times M_y$ )

• **Moment sur appuis :** ( $M_{ax} = 0.5 \times M_x$  ;  $M_{ay} = 0.5 \times M_y$ )

**Tableau VI.11 : Vérification à l'ELS**

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>Mu (kN.m)</b>	8.235	13.99	0.82	1.394
<b>h (cm)</b>	15	15	15	15
<b>d (cm)</b>	13.5	13.5	13.5	13.5
<b>Y (cm)</b>	3.72	3.72	2.56	2.56
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	8473.52	8473.52	4167.7	4167.7
<b>K (N/mm<sup>3</sup>)</b>	0.097	0.165	0.0197	0.033
<b><math>\sigma_{st}</math> adm (MPa)</b>	164.97	164.97	164.97	164.97
<b><math>\sigma_{st}</math> (MPa)</b>	142.29	242.055	32.32	54.153
<b><math>\sigma_b</math> adm (MPa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\sigma_b</math> (MPa)</b>	3.6	6.138	0.5	0.84
<b><math>\sigma_{st} &lt; \sigma_{st}</math> adm</b>	CV	CNV	CV	CV
<b><math>\sigma_b &lt; \sigma_b</math> adm</b>	CV	CV	CV	CV

**Remarque :**

Les conditions en travée suivant x ne sont pas vérifiées on doit augmenter la section d'acier.

## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- Calcul les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d\bar{\sigma}_{st}}$$

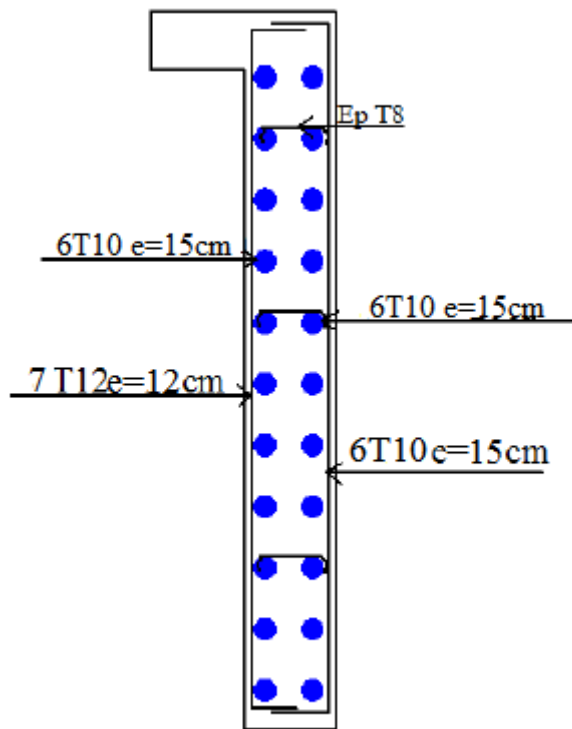
- Vérification de la contrainte de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

**Tableau VI.12: Ferrailage à l'ELS**

$M_{ser}$ (kN.m)	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$A_{s\ adp}$ (cm <sup>2</sup> )
$M_{ix} = 13.99$	0.0047	0.91	6.9	39.53	4.17	CV	7T12=7.92

### 4-6 Schéma de ferrailage du voile périphérique



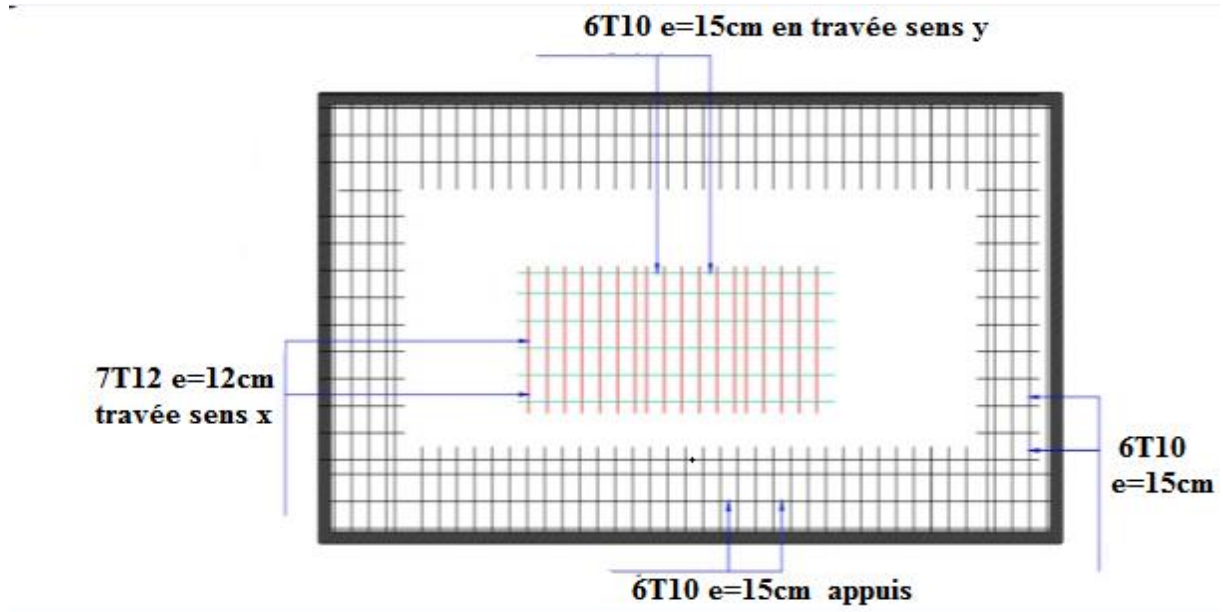


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

### 5- Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure nous avons procédé à un calcul avec semelles filante, ces derniers ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elle engendrait.

Nous sommes ensuite passés à un calcul avec radier. Ce dernier s'est avéré être le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrillé.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le voile est calculé donc ferrillé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier).

# CONCLUSION

## Conclusion Générale

---

En fin de ce modeste travail qui nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également d'acquérir des connaissances sur le logiciel (ETABS, SOCOTEC...) et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA99 et le BAEL99.

Le thème de notre projet a traité l'étude d'une structure en béton armé à voile porteur réalisé selon la technique « coffrage tunnel », nous avons pu grâce à cette étude, découvrir, apprécier et déceler les avantages et les inconvénients de ce type de structure.

Suite à l'étude de ce projet, nous avons constaté que plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques des bâtiments) et économiques (cout relatif des différentes solutions possible).

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

## Bibliographie

- Du **BAEL 91** Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Du **RPA 99** modifié 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- Du **DTR-BC2.2** (Document technique Réglementaires des charges et surcharges d'exploitations).
- Du **DTR-BC2.331** (Règles de calculs des fondations superficielles).
- Du **CBA93** (Code de Béton Armé).
- Anciens mémoires de fin d'études.
- Site : mesa imalat

# ANNEXES



# Annexe 1

## DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## Annexe 2

### SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# Annexe 3

## Conclusion

Le site retenu pour la réalisation de 400 logements AADL (03 blocs en R+9) à Mezghitane dans la Wilaya de Jijel présente un terrain en pente ne dévoilant aucun signe d'instabilité vis-à-vis la topographie. La reconnaissance géotechnique a permis de consigner les explications suivantes :

### 1- Intervention sur terrain

- ❖ **Lithologie** : Les principales formations rencontrées au niveau des sondages réalisés se figurent comme suit :
  - Argile Sableuse
  - Argile Marneuse
  - Marne Argileuse
  - Grés
- Les paramètres de l'essai Pressiométrique réalisé in situ, révèlent que la succession des formations traversées apparaît comme suit :
  - Argiles
  - Marne

Cette succession coïncide largement à celle des sondages carottés (SCn°10 et SCn°11).

**2- Intervention au Laboratoire** : Les essais de laboratoire sur échantillons prélevés lors de la réalisation des sondages carottés, ont permis de caractériser les sols testés ainsi :

- Dense, Peu Plastique, Saturé à Proche de la Saturation et Consistant.
- Moyennement compressible et gonflant à non gonflant.
- Les résultats des ACS seront transmis ultérieurement.

### 3- Recommandations

- Tenant compte de la pente du terrain, ainsi que de sa stratigraphie (intercalation des formations meubles et formations rocheuses), il serait dans le sens de la sécurité des édifices à ériger de procéder à ce qui suit : Retenir une contrainte admissible de 1.4 bars pour un ancrage de 3m.5 (après aménagement du site) sur Semelle du Type Radier General.
- Les tassements de consolidations primaires sont considérés admissibles pour le taux de travail indiqué ci-dessus.
- Eviter toute infiltration d'eau au niveau des fondations. Collecter et évacuer les eaux de ruissellement et de toiture vers un exutoire implanté d'une manière non dangereuse pour les prochaines bâtisses ainsi que pour le voisinage.

### 4- Remarques

- Vu que le site est hétérogène de point de vue lithologie, il est prudent de donner une importance capitale aux horizons de faibles portances en prenant en considération leurs caractéristiques géotechniques lors des calculs sus mentionnés.
- Dans le cas où des discontinuités s'avèrent au fond des fouilles (**terrain rocheux et terrain meuble**), le flux de contrainte empruntera essentiellement et préférentiellement la partie non rocheuse. Afin d'éviter le report préférentiel des charges, il est conseillé de procéder à la mise en œuvre de gros béton légèrement armé (la détermination de l'épaisseur du gros béton restera une prérogative du BET).

L'ingénieur

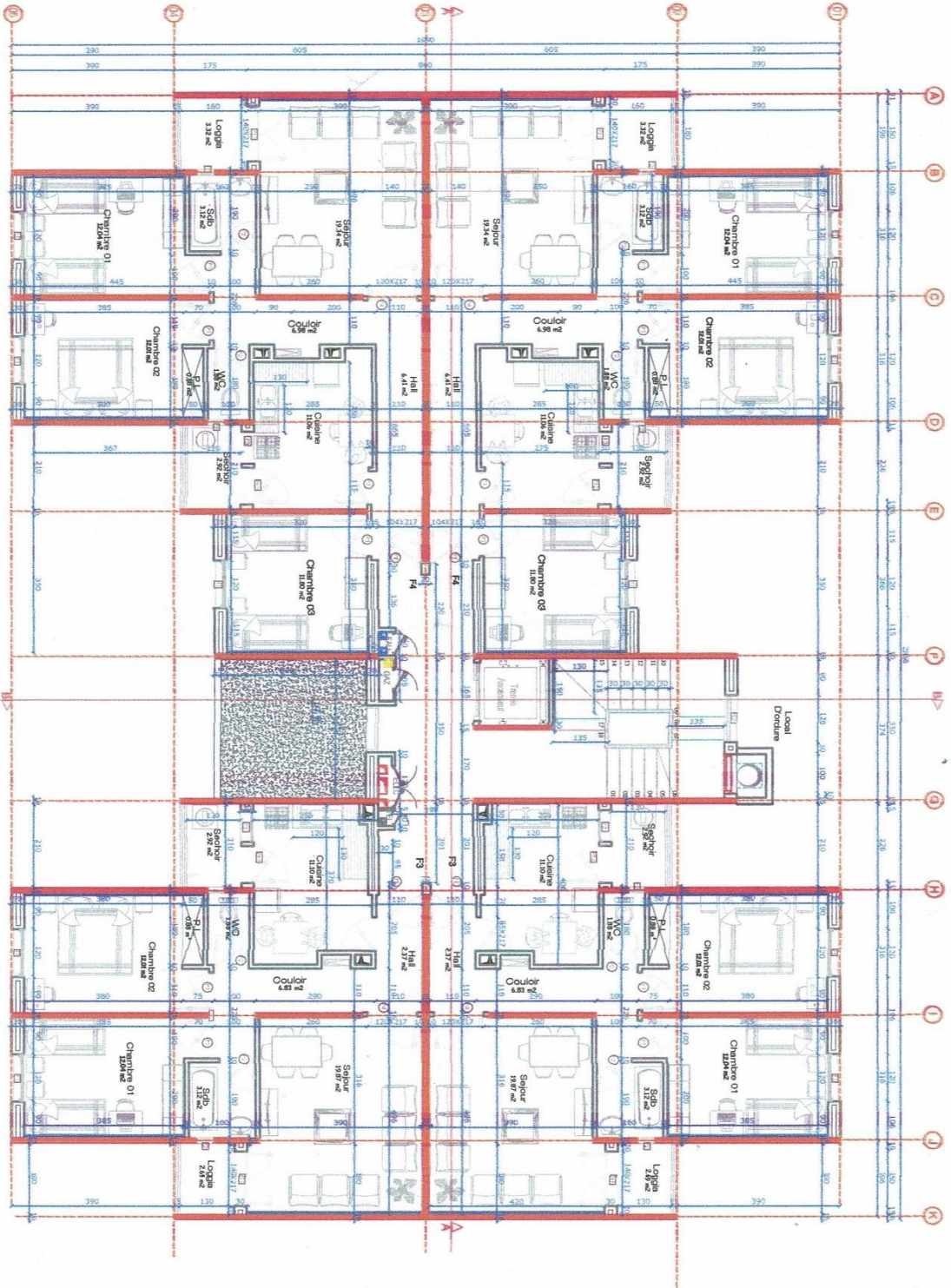
ABASSI Tayouche

Ingénieur d'études

L.T.P.E JIJEL							
ETABLI LE Mai/2020	ETABLI PAR/ T.ABBASSI	VERIFIE ET APPROUVE LE CHEF D'ANTENNE	CLIENT EURL - ETRBHM	DOSSIER: 09/19 ETUDE DE SOL 400 LOGTS AADL MEZGHITANE - JIJEL			11/27

# Annexe 4

## Plan architecturaux du bâtiment



for - your else

# TERRASSE

