



---

Université Abou Bekr-Belkaid  
-Tlemcen-  
Faculté de Technologie  
Département de génie civil

---



Mémoire pour l'obtention du diplôme  
Du master en génie civil  
Option : Ingénierie des structures

---

**Thème :**

**ÉTUDE STRUCTURELLE D'UN BÂTIMENT  
VOILE DALLE « R+9 ÉTAGES » A USAGE  
D'HABITATION**

**Présenté en juin 2018 par :**

- BOUANANI ABDERRAHMANE
- YUBI MOHAMMED AMINE

**Devant le jury composé de :**

- |                             |               |
|-----------------------------|---------------|
| ▪ Mr. F. GHOMARI            | -President    |
| ▪ Mr. O. MAACHOU            | -Examinateur  |
| ▪ M <sup>me</sup> . F. AYAD | -Examinatrice |
| ▪ Mr. N. HASSAINE           | -Encadrant    |
| ▪ Mr. A. BENAMAR            | -Encadrant    |

**Année universitaire  
2017/2018**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *Dédicace*

## *À MA MÈRE*

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien-être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Puisse Dieu, le très haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

## *À LA MÉMOIRE DE MON PÈRE ALLAH YARHMAH*

J'aurais tant aimé que vous soyez présent.

Que Dieu ait votre âme dans sa sainte miséricorde et vous fasse entrer au Paradis.

## *À MES CHERS ET ADORABLES FRÈRES ET SOEURS*

En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le Tout-Puissant, vous protège et vous garde.

## *À MES AMIS*

En souvenir de notre sincère, folle et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble.

Veillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

## *UNE SPECIALE DEDICACE*

À cette personne qui comptera nchallah énormément pour moi, envers qui je serai très reconnaissant, et pour qui je porterai nchallah beaucoup de tendresse et de respect.

À toi ma future femme

***B. Abderrahmane***

## *Dédicace*

Que ce travail témoigne de mes respects:

À mes parents:

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études.

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux.

À mes trois frères, à qui je dois tout l'amour, avec tous mes vœux les plus sincères de les voir réussir dans leurs vies.

Mes grandes mères et toute la famille YOUNI.

Mes amis Negadi Mohamed, Chérif Mohamed et Mabrouk Mohamed Nadir.

À mon cher amant Salah-Eddine YOUNI.

Et en dernier, un grand merci à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ce projet.

*YOUNI Mohamed Amine.*

## Remerciements

Tout notre parfaits gratitude et remerciement à Allah le Tout-Puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie nos encadreurs, M<sub>r</sub> N. HASSAINE, M<sub>r</sub> A. BENAMAR, pour leur soutien, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

On exprime également notre reconnaissance à tous les membres de jury.

M<sub>r</sub>. F. GHOMARI, M<sub>r</sub>. O. MAACHOU, M<sub>me</sub>. F. AYAD d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires au fond et à la mise en forme de cet ouvrage.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur civil.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'études, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

## ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية واقتصادية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران الخرسانية المسلحة والذي يتألف من 10 طوابق مخصصة للسكن. تقع البناية المدروسة في ولاية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1، من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا للمعايير الجزائرية لمقاومة الزلازل أم فيما يخص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر

## الكلمات المفتاحية:

التسليح، بناية، الخرسانة المسلحة، بريمافيرا، ساب 2000, عزم

## Abstract

This project consists mainly of the dynamic and economic study of a structure (Ground floor + 9) braced by carrier wall for residential use.

The structure is located in Tlemcen, zone of low seismicity (zone I) according to the Algerian seismic regulation 99 modified in 2003. The dynamic analysis of this structure was made by SAP2000 calculation software.

The dimensioning and reinforcement of the resistant elements were made according to the rules of design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91.

## Key words :

Reinforcement, Building, Reinforced concrete, Primavera, SAP2000, Moment.

## Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique et économique d'une structure R+9 contreventée par des voiles porteurs à usage d'habitation.

La structure est implantée à TLEMEN, zone de faible sismicité (zone I) selon le règlement parasismique algérien 99 modifié en 2003. L'analyse dynamique de cette structure a été faite par logiciel de calcul SAP2000.

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants ont été faits conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

## Mots-clés :

Ferrailage, Bâtiment, Béton armé, Primavera, SAP2000, Moment.

## Table des matières

### Chapitre I : Généralité

I	Introduction : .....	1
II	Présentation de l'ouvrage: .....	1
III	Caractéristiques géométriques de la structure : .....	2
III.1	Dimension en élévation : .....	2
III.2	Dimension en plan : .....	2
III.3	Le rapport géotechnique : .....	2
III.4	Conception de la structure : .....	2
III.4.1	Ossature .....	2
III.4.2	Plancher .....	2
III.4.3	Les voiles : .....	3
III.4.4	Escalier : .....	3
III.4.5	Maçonnerie : .....	3
III.4.6	Revêtement : .....	3
III.4.7	La terrasse : .....	4
III.4.8	L'acrotère : .....	4
III.4.9	Infrastructure : .....	4
III.5	Règlements et normes utilisés : .....	4
III.6	Résistances mécaniques du béton : .....	4
III.6.1	Résistance à la compression : .....	4
III.6.2	Résistance à la traction : .....	5
III.6.3	Contraintes limites : .....	5
III.7	Acier : .....	7
III.7.1	Contrainte limite des aciers : .....	8

### Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

I	Introduction : .....	9
II	Prédimensionnement du Plancher : .....	9
II.1	Condition de résistance au feu .....	9
II.2	Isolation phonique .....	9
II.3	Limitation de flèche .....	9
III	Prédimensionnement des voiles .....	10
III.1	Vérification des conditions .....	11
IV	Évaluation des charges .....	12
IV.1	Plancher-terrasse .....	12
IV.2	Plancher étage courant .....	13
IV.3	Balcon .....	13

IV.4 Cloisons extérieures (doubles cloisons) .....	14
<i><u>Chapitre III : Étude du plancher</u></i>	
I Étude de la dalle pleine: .....	15
I.1 Introduction : .....	15
I.2 Combinaisons des charges et surcharges : .....	15
I.3 Évaluation des moments appliqués sur la dalle : .....	15
I.3.1 Calcul des moments isostatique.....	15
I.3.2 Le moment total applique sur la dalle. ....	16
I.4 Détermination de ferrailage:.....	17
I.4.1 Condition de non-fragilité et section minimale d'armatures.....	17
I.4.2 Calcul des moments isostatique.....	18
I.4.3 Le moment total applique sur la dalle. ....	19
I.4.4 Vérification des contraintes: .....	20
I.4.5 Vérification au poinçonnement: .....	22
II Balcon:.....	24
II.1 Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants: .....	24
II.2 Calcul de ferrailage: .....	25
II.2.1 Conditions de non-fragilité:.....	25
II.2.2 Armature de répartition .....	25
II.2.3 Vérification au cisaillement:.....	26
II.2.4 Vérification au glissement:.....	26
II.2.5 Vérification de la flèche .....	26
III Calcul des bandes noyées .....	27
III.1 Ferrailages des bandes noyées.....	27
III.1.1 Armatures longitudinales: .....	27
III.1.2 Armatures transversales.....	27
<i><u>Chapitre IV : Étude des éléments secondaires</u></i>	
I Escalier .....	29
I.1 Introduction .....	29
I.2 Études des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire.....	30
I.2.1 Hauteur et largeur des marches h et g.....	30
I.2.2 La longueur de la ligne de foulée .....	31
I.2.3 L'angle de l'inclinaison de la paillasse.....	31
I.2.4 La longueur de la paillasse .....	31
I.2.5 Épaisseur de la paillasse et le palier de repos .....	31
I.2.6 Calcul des escaliers : .....	31
II Acrotère .....	41

II.1	Évaluation des charges de calcul .....	41
II.2	Calcul du ferrailage .....	42
II.2.1	La force horizontale due à la force de séisme.....	42
II.2.2	Évaluation des sollicitations .....	42
II.2.3	Calcul du ferrailage à l'ELU .....	43
II.2.4	Calcul du ferrailage à l'ELS .....	44
II.2.5	Vérification au cisaillement.....	45
III	Étude de l'ascenseur :.....	46
III.1	Définition : .....	46
III.2	Étude de la dalle de l'ascenseur :.....	46
III.2.1	Cas d'une charge concentrée : .....	47
III.2.2	Calcul des sollicitations : .....	47
III.2.3	Ferrailage :.....	48
<b><u>Chapitre V : Étude sismique</u></b>		
I	Introduction : .....	52
II	Problématique : .....	52
III	L'Objectif de ce travail : .....	52
IV	Méthodes de calcul sismique :.....	52
IV.1	Méthode statique équivalente : .....	53
IV.1.1	Conditions d'application de la méthode statique équivalente .....	53
IV.2	Méthode modale spectrale : .....	54
IV.2.1	Spectre de réponse de calcul.....	54
IV.3	Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:.....	55
V	Présentation du programme SAP2000.....	55
V.1	Modélisation de la structure .....	55
V.2	Étapes de modélisation .....	56
VI	Combinaisons d'actions.....	56
VII	Description générale du projet.....	57
VIII	Choix des dispositions de voiles : .....	57
IX	Vérification du comportement dynamique : .....	58
IX.1	Les conditions à vérifier : .....	59
IX.1.1	Art 4.3.4 RPA 2003 : .....	59
IX.1.2	Art 4.3.6 RPA 2003 : .....	59
IX.1.3	Art 4.41 RPA 2003:.....	65
IX.1.4	Art 5.9 RPA 2003:.....	66
IX.1.5	Art 5.10 RPA 2003 : .....	67
IX.1.6	Art 7.1.3.3 RPA 2003 : .....	67

X	Conclusion.....	68
---	-----------------	----

**Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux**

I	Étude des voiles:.....	69
I.1	Introduction:.....	69
I.2	Combinaison d'action:.....	69
I.3	Exposition de la méthode des contraintes : .....	69
I.4	Armatures verticales:.....	70
I.5	Armatures minimales: .....	71
I.6	Armatures horizontales:.....	72
I.7	Armatures transversales: .....	72
I.8	Espacement:.....	72
I.9	Vérification à L'ELS .....	72
I.10	Vérification de la contrainte de cisaillement: .....	73
II	Exemple de calcul: .....	73
II.1	Détermination des sollicitations: .....	73
II.2	Calcul des contraintes:.....	73
II.3	Armatures verticales :.....	74
II.4	Armatures minimales : .....	74
II.5	Armatures horizontales :.....	74
II.6	Armatures transversales : .....	74
II.7	Vérification à l'ELS : .....	74
II.8	Vérification de la contrainte de cisaillement : .....	74
III	Étude thermique des voiles périphériques:.....	85
III.1	Généralités.....	85
III.2	Les combinaisons d'actions.....	85
III.3	Pourquoi l'étude thermique .....	85

**Chapitre VII : Étude de l'infrastructure**

I	Introduction générale:.....	95
II	Conclusion du rapport géotechnique .....	95
II.1	Type de fondation selon le rapport géotechnique.....	95
II.1.1	Radier général.....	95
II.1.2	Prédimensionnement du radier .....	95
II.1.3	Débordement « D » .....	96
II.1.4	Vérification de la contrainte du sol.....	96
II.1.5	Vérification au poinçonnement : .....	97
II.1.6	Détermination des moments et efforts tranchants : .....	98
II.1.7	Calcul de Ferrailage de la dalle à l'ELU .....	102

II.1.8	Vérification à l'ELS .....	104
II.1.9	Vérification de la contrainte de cisaillement .....	104
II.1.10	Calcul de l'espacement .....	104
II.1.11	Calcul de Ferrailage de la nervure.....	105
II.1.12	Vérification à l'ELS .....	106
II.1.13	Vérification de la contrainte de cisaillement .....	106
II.1.14	Ferrailage transversal .....	107
II.1.15	Calcul de l'espacement.....	107

**Chapitre VIII : Étude Managériale et Économique**

I	Introduction .....	108
I.1	Le management des projets .....	108
I.2	Définition d'un projet.....	108
I.3	Cycle de vie d'un projet : .....	109
I.4	Les différents intervenants dans un projet :.....	109
I.5	Objectifs : .....	110
I.6	Définition de PRIMAVERA P6 :.....	110
I.7	Création d'un projet sur PRIMAVERA P6 :.....	110
I.8	Taches et livrables : .....	111
I.9	WBS (Work Break-down Structure) : .....	111
I.10	Définition des ressources :.....	112
I.10.1	Les ressources humaines : .....	112
I.10.2	Les ressources matérielles : .....	112
I.11	Étude économique : .....	113
I.11.1	Résultats obtenus : .....	113

## Listes des tableaux

<b>Tableau I.1:</b> variation de $\theta$ en fonction du temps.....	6
<b>Tableau I.2:</b> caractéristique mécanique de l'acier.....	7
<b>Tableau II.1:</b> Charge permanente et d'exploitation du plancher-terrasse .....	12
<b>Tableau II.2:</b> Charge permanente et d'exploitation d'étage courant.....	13
<b>Tableau II.3:</b> Charge permanente et d'exploitation de balcon.....	13
<b>Tableau II.4:</b> Charges permanentes de cloisons extérieures .....	14
<b>Tableau III.1:</b> Résultats des calculs à ELU.....	17
<b>Tableau III.2:</b> Résultats des calculs à ELS.....	20
<b>Tableau III.3:</b> Ferraillage des balcons .....	26
<b>Tableau IV.1:</b> Descente de charge (volée).....	32
<b>Tableau IV.2:</b> Descente de charge (palier).....	32
<b>Tableau IV.3:</b> Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U).....	34
<b>Tableau IV.4:</b> Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S) .....	36
<b>Tableau IV.5:</b> Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS.....	37
<b>Tableau IV.6:</b> Ferraillage des escaliers .....	40
<b>Tableau IV.7:</b> Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS.....	42
<b>Tableau IV.8:</b> Résultats des calculs.....	48
<b>Tableau V.1:</b> Conditions d'application de la méthode statique équivalente .....	53
<b>Tableau V.2:</b> Périodes et facteurs de participation modale.....	58
<b>Tableau V.3:</b> Poids des différents niveaux.....	60
<b>Tableau V.4:</b> Pénalité en fonction de critère de qualité.....	61
<b>Tableau V.5:</b> Estimation de la période empirique .....	62
<b>Tableau V.6:</b> Valeurs de la période dans les deux sens.....	63
<b>Tableau V.7:</b> Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux.....	64
<b>Tableau V.8:</b> Rapport des efforts sismiques à la base .....	64
<b>Tableau V.9:</b> Vérification de la stabilité au renversement .....	65
<b>Tableau V.10:</b> Vérification de la stabilité au renversement .....	66
<b>Tableau V.11:</b> Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	66
<b>Tableau V.12:</b> Déplacements interétages .....	67
<b>Tableau VI.1:</b> Sollicitations dans les voiles pour la zone I.....	73
<b>Tableau VI.2:</b> Ferraillage vertical et horizontal du voile 'V1' pour les trois zones.....	75
<b>Tableau VI.3:</b> Ferraillage vertical des voiles pour la zone I .....	76
<b>Tableau VI.4:</b> Ferraillage horizontal des voiles pour la zone I .....	77
<b>Tableau VI.5:</b> Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone I .....	78
<b>Tableau VI.6:</b> Ferraillage vertical des voiles pour la zone II.....	79
<b>Tableau VI.7:</b> Ferraillage horizontal des voiles pour la zone II.....	80
<b>Tableau VI.8:</b> Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone II .....	81
<b>Tableau VI.9:</b> Ferraillage vertical des voiles pour la zone III.....	82
<b>Tableau VI.10:</b> Ferraillage horizontal des voiles pour la zone III.....	83
<b>Tableau VI.11:</b> Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone III.....	84
<b>Tableau VI.12:</b> Ferraillage vertical des voiles pour la zone I .....	86
<b>Tableau VI.13:</b> Ferraillage horizontal des voiles pour la zone I .....	87
<b>Tableau VI.14:</b> Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone I .....	88
<b>Tableau VI.15:</b> Ferraillage vertical des voiles pour la zone II .....	89
<b>Tableau VI.16:</b> Ferraillage horizontal des voiles pour la zone II.....	90
<b>Tableau VI.17:</b> Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone II .....	91

<b>Tableau VI.18:</b> Ferrailage vertical des voiles pour la zone III.....	92
<b>Tableau VI.19:</b> Ferrailage horizontal des voiles pour la zone III.....	93
<b>Tableau VI.20:</b> Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone III.....	94
<b>Tableau VII.1:</b> Moments fléchissant du radier nervuré à l'ELU et l'ELS .....	102
<b>Tableau VII.2:</b> Ferrailage de la dalle en travée suivante Lx .....	103
<b>Tableau VII.3:</b> Ferrailage de la dalle en appui suivant Lx.....	103
<b>Tableau VII.4:</b> Ferrailage de la dalle en travée suivante Ly .....	103
<b>Tableau VII.5:</b> Ferrailage de la dalle en appui suivant Ly.....	103
<b>Tableau VII.6:</b> Vérification des contraintes du béton à l'ELS dans les deux sens .....	104
<b>Tableau VII.7:</b> Vérification des contraintes d'acier à l'ELS dans les deux sens .....	104
<b>Tableau VII.8:</b> Ferrailage de la nervure en travée suivant 'x' .....	105
<b>Tableau VII.9:</b> Ferrailage de la nervure en appui suivant 'x' .....	105
<b>Tableau VII.10:</b> Ferrailage de la nervure en travée suivante 'y' .....	105
<b>Tableau VII.11:</b> Ferrailage de la nervure en appui suivant 'y' .....	106
<b>Tableau VII.12:</b> Vérification des contraintes du béton à l'ELS dans les deux sens .....	106
<b>Tableau VII.13:</b> Vérification des contraintes d'acier à l'ELS dans les deux sens .....	106
<b>Tableau VIII.1:</b> Ressources matérielles du projet (Matériaux).....	113
<b>Tableau VIII.2:</b> le coût global et la durée totale du projet.....	113

## Listes des figures

<b>Figure I.1:</b> Plan de masse .....	1
<b>Figure I.2:</b> Dalle pleine.....	2
<b>Figure I.3:</b> Brique utilisée.....	3
<b>Figure I.4:</b> Évolution de la résistance du béton à la compression et à la traction.....	5
<b>Figure I.5:</b> Diagramme contraintes-déformation du béton .....	6
<b>Figure I.6:</b> Diagramme contrainte-déformation des aciers.....	8
<b>Figure II.1:</b> Coupe de voile .....	11
<b>Figure II.2:</b> Détail du plancher-terrasse.....	12
<b>Figure II.3:</b> Détail du plancher .....	13
<b>Figure II.4:</b> Élément constituant les murs extérieurs.....	14
<b>Figure III.1:</b> Schéma statique de la dalle .....	15
<b>Figure III.2:</b> Schéma statique de la dalle pleine.....	24
<b>Figure IV.1:</b> schéma d'escalier.....	29
<b>Figure IV.2:</b> Vue en plan d'escalier. ....	29
<b>Figure IV.3:</b> Schéma statique .....	30
<b>Figure IV.4:</b> Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	33
<b>Figure IV.5:</b> Diagrammes des sollicitations .....	34
<b>Figure IV.6:</b> Diagrammes des moments retenus .....	35
<b>Figure IV.7:</b> Schéma statique de l'escalier à l'ELS .....	35
<b>Figure IV.8:</b> Diagrammes des sollicitations .....	36
<b>Figure IV.9:</b> Diagrammes des moments retenus .....	37
<b>Figure IV.10:</b> Caractéristiques géométrique de l'acrotère .....	41
<b>Figure IV.11:</b> Modèle de calcul de l'acrotère. ....	41
<b>Figure IV.12:</b> Cage d'ascenseur. ....	46
<b>Figure IV.13:</b> Schéma représentant la surface d'impacte.....	47
<b>Figure V.1:</b> Allure du spectre de réponse. ....	55
<b>Figure V.2:</b> Configuration en plan et en élévation .....	57
<b>Figure V.3:</b> Les trois premiers modes de déformation .....	59
<b>Figure VII.1:</b> Valeurs de diagramme des contraintes de sol en KPa.....	96
<b>Figure VII.2 :</b> Dimensions du radier .....	98
<b>Figure VII.3 :</b> Diagramme des moments de la dalle à l'ELU dans le sens « x ».....	98
<b>Figure VII.4 :</b> Diagramme des moments de la dalle à l'ELU dans le sens « y ».....	99
<b>Figure VII.5:</b> Diagramme des moments de la dalle à l'ELS dans le sens « x ».....	99
<b>Figure VII.6 :</b> Diagramme des moments de la dalle à l'ELS dans le sens « y » .....	100
<b>Figure VII.7 :</b> Diagramme effort tranchant de la dalle.....	100
<b>Figure VII.8 :</b> Diagramme des moments de nervure en ELU. ....	101
<b>Figure VII.9 :</b> Diagramme des moments de nervure en ELS. ....	101
<b>Figure VII.10 :</b> Diagramme effort tranchant de la nervure. ....	102
<b>Figure VIII.1:</b> Facteurs principaux d'un projet .....	108
<b>Figure VIII.2:</b> Cycle de vie d'un projet .....	109

## Notation

$\ddot{A}$ : Coefficient d'accélération de zone.

$A_{st}$  : Aire d'une section d'acier tendue

$A_{sc}$ : Aire d'une section d'acier comprimée

$A_h$ : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

$A_r$ : Armatures de répartition

B: Aire d'une section de béton

$B_r$ : Section réduite du poteau

$B_c$ : Section brute

c: Enrobage

D: Débordement

d: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

$E_{ij}$ : Module de Young instantané à « j » jours

E: Charges sismiques

e: Excentricité de l'effort normal (ou épaisseur d'une dalle ou d'un voile)

$f_e$ : Limite d'élasticité de l'acier

$f_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours

$f_{tj}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours

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

G: Charges permanentes

h: Hauteur d'une section d'une poutre ou d'un poteau, d'une fondation

I: Moment d'inertie d'une section

I<sub>j</sub>: Nombre de jours de maturité du béton

L: Portée d'une poutre ou d'une dalle

$L_f$ : Longueur de flambement

$M_{ser}$ : Moment fléchissant de calcul de service

$M_u$ : Moment fléchissant de calcul ultime

$M_r$ : Moment renversant

$M_s$ : Moment stabilisant

$N_s$ : Effort normal de calcul de service

$N_u$ : Effort normal de calcul ultime

Q : Charges variables (charges d'exploitations), Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement de la structure

$S_t$  : Espacement des armatures transversales

$T_1$  et  $T_2$ : Périodes caractéristiques

$V_u$ : Effort tranchant à l'état limite ultime

W : Poids total de la structure

$\alpha$  : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient de sécurité sans dimension en général (alpha)

$\gamma_s$ : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)

$\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

$\eta$  : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement (êta)

$\nu$  : Coefficient de poisson (nu)

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (xi)

$\rho$  : Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)

$\sigma$  : Contrainte normale (sigma)

$\overline{\sigma}_{bc}$ : Contrainte admissible du béton comprimé

$\overline{\sigma}_s$ : Contrainte admissible dans les aciers

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus

$\sigma_s$ : Contrainte dans les aciers comprimés

$\tau$  : Contrainte tangente (tau)

$\bar{\tau}$ : Contrainte tangente admissible

$\Phi_l$  : Diamètre d'une armature longitudinale (phi)

$\Phi_t$ : Diamètre d'une armature transversale

## Liste des Abréviations

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite de service

ELA : Etat limite accidentel

RDC : Rez-de-chaussée

HA : haute adhérence

TS : Treillis soudé

RPA : Règlement parasismique algérien

BAEL : Béton armé à l'état limite

CBA : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

DTR : Document technique réglementaire algérien

DDL : Degré de liberté

SET : Section entièrement tendue

SPT : Section partiellement tendue

N: Nervure

BN: Bande noyée

## *INTRODUCTION GÉNÉRALE*

-Notre formation de master étant achevée, dans le but de mettre en pratique nos acquis et d'acquérir une expérience dans le domaine de l'étude et la conception des bâtiments.

-Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation implanté dans une zone de faible sismicité (Zone I), comportant un RDC et 9 étages, contreventés par des voiles porteurs.

-Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

-Dans la première partie, nous présenterons d'abord notre ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au prédimensionnement des éléments ainsi qu'à l'établissement des descentes de charges. Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments non structuraux.

-La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (SAP 2000), puis nous achèverons cette partie par le calcul du ferraillement.

-Et enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude de l'infrastructure et l'étude managériale et économique de notre bâtiment en nous basant sur les résultats des précédentes parties.

# CHAPITRE I

Généralité

## I Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. À cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

## II Présentation de l'ouvrage:

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC).
- Du 1er au 9<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation. Chaque niveau contient quatre appartements F4.

Le bâtiment sera implanté à BOUDJLIDA wilaya de TLEMCEN. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003.



*Figure I.1: Plan de masse*

### III Caractéristiques géométriques de la structure :

#### III.1 Dimension en élévation :

- ✓ Hauteur de RDC (usage commercial) .....H= 3.06 m
- ✓ 1<sup>er</sup> étage jusqu'à 9<sup>ème</sup> étage.....H = 3.06 m.
- ✓ Hauteur totale de bâtiment ..... H = 30.6 m.

#### III.2 Dimension en plan :

La structure présente une forme régulière.

- ✓ La longueur totale en plan : 43.2 m
- ✓ La largeur totale en plan : 16.8 m

#### III.3 Le rapport géotechnique :

Le sol d'assise de la construction est un sol rocheux d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols (L.H.C.O)⇒ Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de l'Ouest.

- La contrainte admissible du sol est  $\delta_{sol} = 2 \text{ bars}$ .

#### III.4 Conception de la structure :

##### III.4.1 Ossature

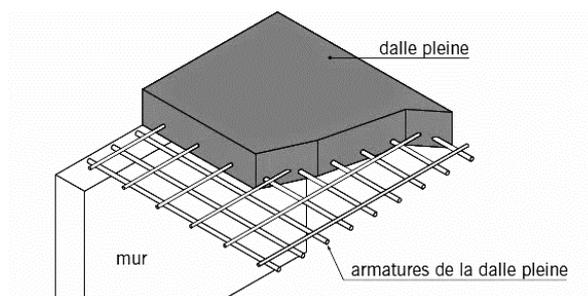
Il y a deux solutions pour les bâtiments en B.A.

- Solution poteaux poutres (traditionnelle).
- Solution voiles dalles pleines (coffrage tunnel). ⇒ *Notre cas*.

##### III.4.2 Plancher

###### III.4.2.1 Dalle pleine :

Largement utilisée dans le domaine de la construction, une dalle pleine est une structure horizontale porteuse en béton armé continue sans nervures.



**Figure I.2: Dalle pleine**

**III.4.2.2 Balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

**III.4.3 Les voiles :**

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

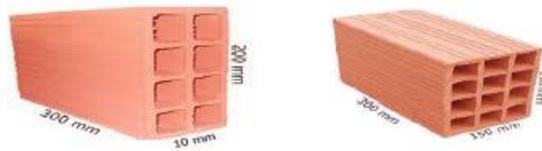
**III.4.4 Escalier :**

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

**III.4.5 Maçonnerie :**

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuse et le parpaing. On a :

- ✓ Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- ✓ Les murs intérieurs sont en simples parois réalisées en briques d'épaisseur de 10 cm.



*Figure II.3: Brique utilisée.*

**III.4.6 Revêtement :****III.4.6.1 Terrasse**

- ✓ Protection gravillon.
- ✓ Forme de pente.
- ✓ Étanchéité multicouche.
- ✓ Isolation en liège.
- ✓ Enduit en plâtre.

**III.4.6.2 Étage courant**

- ✓ Carrelage.
- ✓ Mortier de pose.
- ✓ Couche de sable.
- ✓ Enduit en plâtre.

**III.4.6.3 Murs extérieurs (double paroi)**

- ✓ Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

**III.4.7 La terrasse :**

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

**III.4.8 L'acrotère :**

C'est un élément encastré dans le plancher-terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps.

**III.4.9 Infrastructure :**

L'infrastructure sera réalisée en béton armé en assurant :

- ✓ Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- ✓ Limitation des tassements différentiels.
- ✓ Encastrement de la structure dans le sol.

**III.5 Règlements et normes utilisés :**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ RPA 99/version 2003.
- ✓ CBA 93 (Code du béton armé).
- ✓ DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ✓ BAEL 91 modifié99.

**III.6 Résistances mécaniques du béton :****III.6.1 Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de diamètre égal à 16 cm et d'une hauteur de 32 cm.

Pour un dosage courant de 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPJ325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa)

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83j} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 0.275f_{cj}^{2/3} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

### III.6.2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notés  $f_{tj}$  et conventionnellement définie pour les relations suivantes :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} < 60\text{MPa} \\ f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa} \end{cases}$$

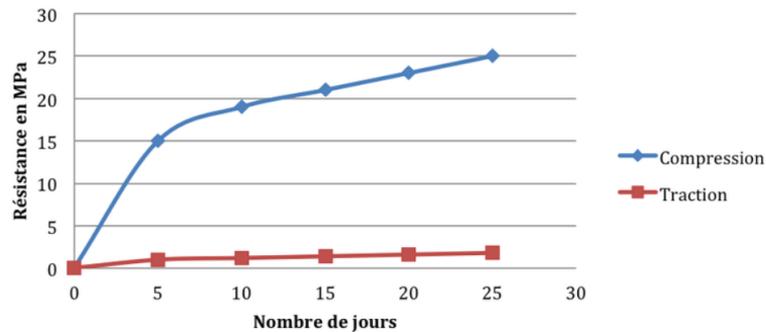


Figure I.4: Évolution de la résistance du béton à la compression et à la traction

### III.6.3 Contraintes limites :

#### III.6.3.1 Contrainte du béton :

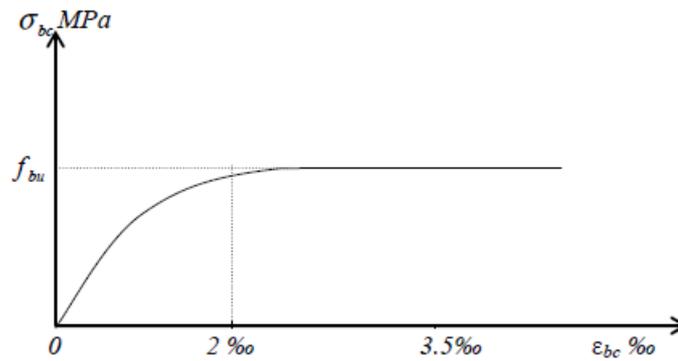
##### III.6.3.1.1 État limite ultime (ELU) :

En compression, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$-\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$-\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3.5 \text{ ‰} & \text{si } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ \text{Min} (4.5 ; 0.025f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{cases}$$



**Figure I.5:** Diagramme contraintes-déformation du béton

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

Avec :

$f_{bu}$ : Contrainte de calcul pour  $2 ‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 ‰$

$\varepsilon_{bc}$ : Déformation du béton en compression.

$f_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{cas général.} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{cas accidentel} \end{cases}$$

$\theta$ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement

**Tableau I.1:** variation de  $\theta$  en fonction du temps

$\theta$	Durée d'application
1	> 24h
0.9	1h ≤ Durée ≤ 24h
0.85	< 1h

### III.6.3.1.2 État limite de service (ELS) :

La contrainte limite de service en compression de béton est limitée par :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

- Module de déformation longitudinale :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{i28} = 11000f_{c28}^{1/3} = 11000 \times 25^{1/3} = 32164 \text{ MPa} \quad \text{BAEL 91 (A.2.1,21)}$$

$$E_d = 3700xf_{c28}^{1/3} = 3700 \times 25^{1/3} = 10819 \text{ MPa} \quad \text{BAEL 91 (A.2.1,22)}$$

- Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  et en

simplifiant  $G = 0,417 E$

-Coefficients de poisson :

Il sera pris égale à :

$$\nu = \begin{cases} \nu = 0 & \text{À (ELU).} \\ \nu = 0.2 & \text{À (ELS).} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

### III.7 Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé sont :

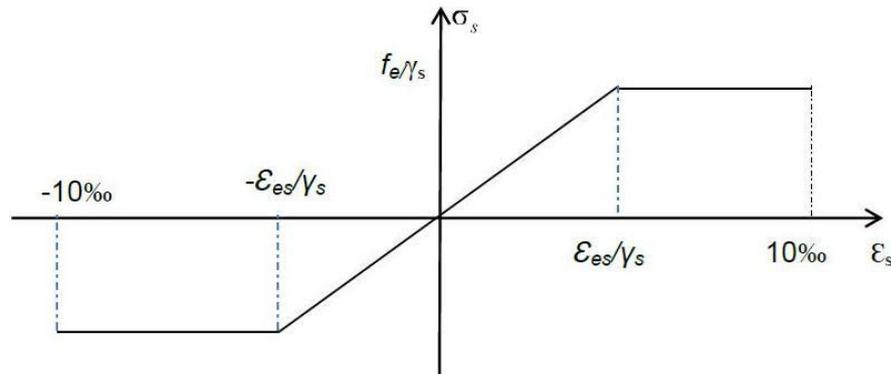
**Tableau I.2:** caractéristique mécanique de l'acier

Type	Nuance	Fe (MPa)
Haute Adhérence	FeTE40	400
	FeTE50	500
Fils treillis HA	FeTE40	400
	FeTE50	500
Acier naturel	FeF215	215
	FeE235	235

### III.7.1 Contrainte limite des aciers :

#### III.7.1.1 ELU

Le diagramme contrainte – déformation est défini ci-dessous :



*Figure III.6: Diagramme contrainte-déformation des aciers*

#### III.7.1.2 ELS :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures

-Fissuration peu préjudiciable —————> pas de limitation

-Fissuration préjudiciable —————>  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

**BAEL91** (Article A.4.5.32)

-Fissuration très préjudiciable —————>  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

**BAEL91** (Article A.4.5.32)

$\eta$  : coefficient de fissuration avec :

$\eta = 1$  Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$  pour les armatures à haute adhérence (HA) avec  $\Phi \geq 6$  mm

$\eta = 1.3$  pour les armatures à haute adhérence (HA) avec  $\Phi < 6$  mm

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

# **CHAPITRE II**

Prédimensionnement des  
éléments structuraux

## I Introduction :

Le pré dimensionnement des sections des différents éléments résistants sera fait selon les règles du BAEL91 et le RPA99 version 2003, pour déterminer des dimensions économiques et d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

## II Prédimensionnement du Plancher :

Le plancher est une surface plane et horizontale, assurant la séparation entre les différents niveaux consécutifs. Ses principales fonctions se résument essentiellement en termes de :

- **Résistance** : Transmettre les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.
- **Confort** : Isolation phonique et thermique, ainsi que l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, un seul type de plancher va être utilisé : c'est une dalle pleine. L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur, on vérifiera les conditions ci-après.

### II.1 Condition de résistance au feu

- ✓  $e = 7$  cm pour 1 heure de coupe-feu.
- ✓  $e = 11$  cm pour 2 heures de coupe-feu.
- ✓  $e = 17.5$  cm pour 4 heures de coupe-feu.

### II.2 Isolation phonique

Selon les règles de calcul du béton armé CBA93, l'épaisseur du plancher, si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique, doit être supérieure ou égale à 13 cm.

### II.3 Limitation de flèche

- Si  $l_x/l_y < 0.4$  : la dalle porte suivant sa petite portée uniquement.
- Si  $l_x/l_y > 0.4$  : la dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on prédimensionne les planchers.

Avec :

$l_x$  : petite portée du plancher.

$l_y$  : grande portée du plancher.

Dans notre cas on prend le panneau qui est la dimension suivante :

**$L_x = 5.6$  m et  $L_y = 6.4$  m** (l'axe 6 à 10 et J à F)

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{5.6}{6.4} = 0.875 > 0.4$$

Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y, tel que  $L_x$  et  $L_y$  sont les dimensions du plus grand panneau :

- ✓ Pour une travée isolée (isostatique)  $\Rightarrow L_x < 30 \times e$
- ✓ Pour une travée de rive (Hyperstatique)  $\Rightarrow L_x < 30 \times e$
- ✓ Pour une travée intermédiaire (Hyperstatique)  $\Rightarrow L_x < 35 \times e$

On va utiliser la deuxième formule, car la travée étudiée est une travée de rive.

$$e \geq \frac{5.6}{30} \Rightarrow e \geq 18 \text{ cm}$$

Donc: on prend  $e = 20 \text{ cm}$

### III Prédimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé sera fait selon l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le RPA99/2003 article 7.7.1 un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition ( $L \geq 4 a$ ) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

- L : portée du voile.
- a : épaisseur du voile.

Selon ce même article, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étages  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités et l'épaisseur minimale est fixée à 15 cm

Selon RPA99V2003, notre bâtiment appartient à la zone I (Temcen)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre d'étages} \geq 5 \text{ étages} \\ \text{La hauteur totale} \geq 17\text{m} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow$  Donc notre projet répond à ces conditions

**III.1 Vérification des conditions**

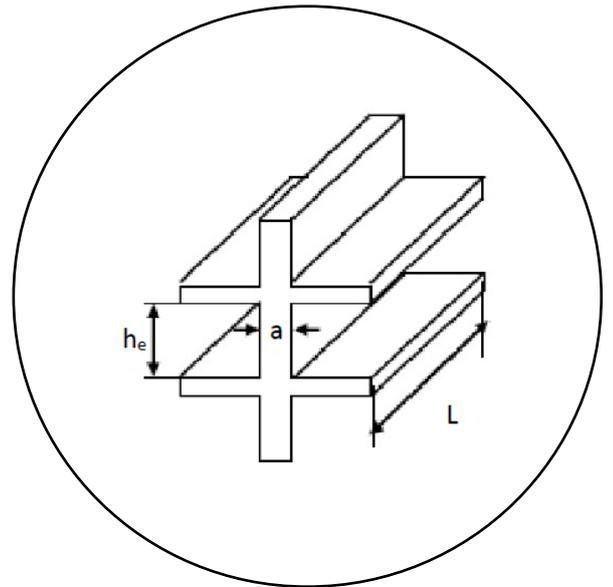
$$L \geq 4 a$$

L : Longueur du voile

a : épaisseur du voile

$$a \geq h_e/20$$

$h_e$  : Hauteur d'étage 3.06 m



**Figure IV.1:** Coupe de voile

$$h_e = 3.06 \text{ m} \longrightarrow a \geq 3.06/20 = 0.153 \text{ m}$$

Donc on prend : **a = 20 cm**

$$L \geq 4 \times a \Leftrightarrow L \geq 80 \text{ cm}$$

Tous les voiles dans notre projet présentent une longueur supérieure ou égale à 80 cm.

## IV Évaluation des charges

### IV.1 Plancher-terrasse

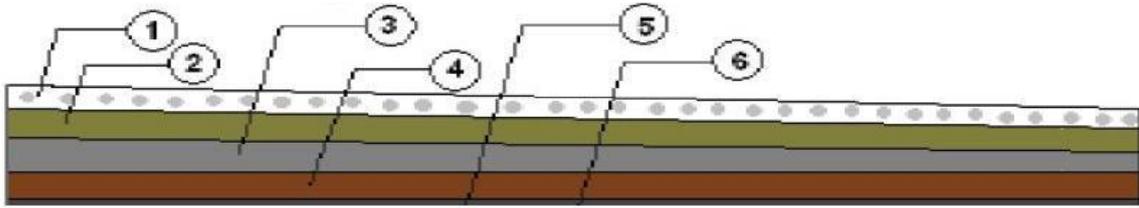


Figure V.2: Détail du plancher-terrasse.

Tableau III.1: Charge permanente et d'exploitation du plancher-terrasse

N <sup>o</sup>	Couche	Épaisseur (cm)	G [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Protection en gravillons	5	1
2	Étanchéité multicouche	2	0.12
3	Forme de pente	10	2
4	Isolation en liège	4	0.16
5	Dalle pleine	20	5
6	Enduit de plâtre	1.5	0.15
<b>Charge permanente</b>			<b>8.43</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>1</b>

## IV.2 Plancher étage courant

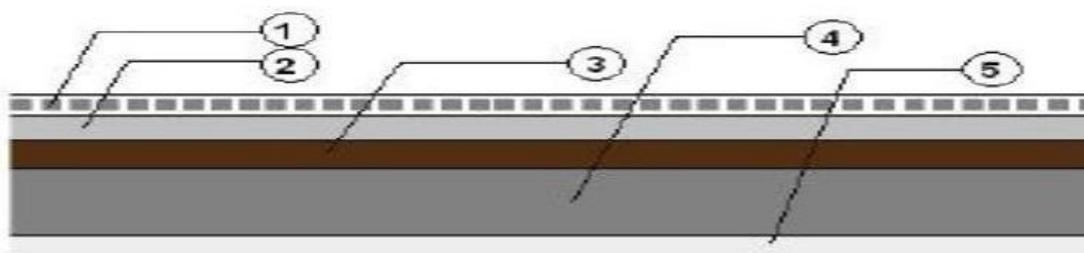


Figure II.3: Détail du plancher

Tableau II.2: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant.

N <sup>o</sup>	Couche	Épaisseur (cm)	G [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Carrelage	2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.4
3	Couche de sable	2	0.36
4	Dalle pleine	20	5
5	Enduit de plâtre	1.5	0.15
6	Cloisons intérieures	10	1
<b>Charge permanente</b>			<b>7.31</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>1.5</b>

## IV.3 Balcon

Tableau II.3: Charge permanente et d'exploitation de balcon.

N <sup>o</sup>	Couche	Épaisseur (cm)	G [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Carrelage	2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.4
3	Couche de sable	2	0.36
4	Dalle pleine	20	5
5	Enduit de mortier	1.5	0.15
<b>Charge permanente</b>			<b>6.31</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>3.5</b>

## IV.4 Cloisons extérieures (doubles cloisons)

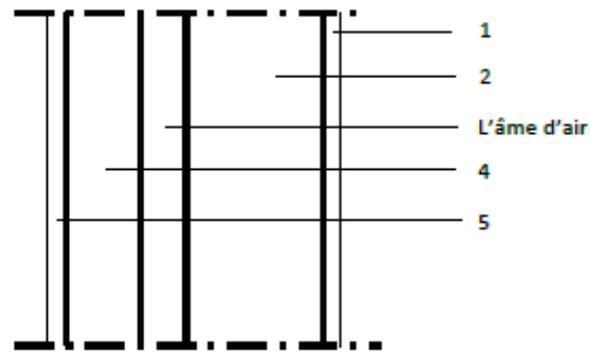


Figure II.4: Élément constituant les murs extérieurs

Tableau II.4: Charges permanentes de cloisons extérieures

N <sup>o</sup>	Couche	Épaisseur (cm)	G [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit extérieur (ciment)	1.5	0.27
2	Brique creuse	15	1.35
3	Brique creuse	10	0.9
4	Enduit intérieur (plâtre)	1.5	0.24
<b>Charge permanente</b>			<b>2.76</b>

# **CHAPITRE III**

Étude du plancher

## I Étude de la dalle pleine:

### I.1 Introduction :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

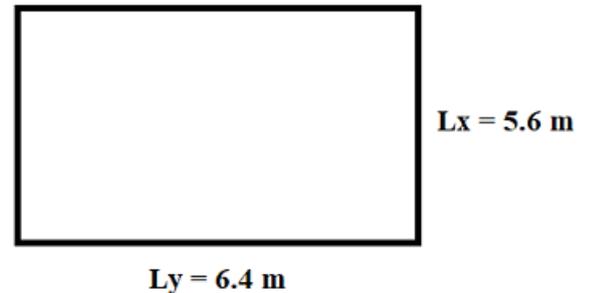
$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

Les charges appliquées sur la dalle pleine sont :

G : la charge permanente  $\Rightarrow G=8,43 \text{ KN/m}^2$

Q : la charge d'exploitation  $\Rightarrow Q=1 \text{ KN/m}^2$



*Figure VI.1: Schéma statique de la dalle*

### I.2 Combinaisons des charges et surcharges :

✓ ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,88 \text{ KN/m}^2$$

✓ ELS :

$$q_s = G + Q = 9,43 \text{ KN/m}^2$$

### I.3 Évaluation des moments appliqués sur la dalle :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,6}{6,4} = 0,875 > 0,4 \quad \Rightarrow \text{Dalle portante dans les deux sens}$$

#### I.3.1 Calcul des moments isostatique

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,875$$

✓ ELU :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  Dépendent de  $\alpha$  et sont donner par un tableau

$$\mu_x = 0,0476$$

$$\mu_y = 0,7438$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0476 \times 12,88 \times 5,6^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,7438 \times 19,23 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 19,23 \text{ KN.m} \\ M_y = 14,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### I.3.2 Le moment total appliqué sur la dalle.

✓ Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 16,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 12,15 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \Rightarrow M_a = 9,615 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des conditions de BAEL91:

#### Suivant x-x

$$\begin{cases} M_d = 0,5 M_x = 8,172 \text{ KN.m} \\ M_g = 0,3 M_x = 4,902 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} + \frac{M_g + M_d}{2} > 1,25 M_x = 16,34 + \frac{8,172 + 4,902}{2} > 1,25 \times 19,23 \Rightarrow 22,87 > 24,037 \Rightarrow \text{CNV}$$

$$\text{Donc: } M_{tx} = 0,9 M_x = 17,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 9,615 \text{ KN.m}$$

$$17,3 + 6,53 = 23,83 < 24,03 \Rightarrow \text{CNV}$$

On augmente autre fois le moment on travée, on obtient:

$$M_{tx} = 0,95 M_x = 18,26 \text{ KN.m}$$

$$18,26 + 6,53 = 24,79 \Rightarrow \text{CV}$$

#### Suivant y-y

$$\begin{cases} M_d = 0,5 M_y = 7,15 \text{ KN.m} \\ M_g = 0,3 M_y = 4,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ty} + \frac{M_g + M_d}{2} > 1,25M_y = 12.15 + \frac{7.15 + 4.29}{2} > 1.25 \times 14.3 \Rightarrow 17.87 < 17.875 \Rightarrow$$

CNV

$$\text{Donc: } M_{ty} = 0.9 M_y = 12.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 9.61 \text{ KN.m}$$

$$12.87 + 5.72 = 18.59 > 17.875 \Rightarrow \text{CV}$$

#### I.4 Détermination de ferrailage:

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.3 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.037 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.047$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.086) = 0.176$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_t}{z\sigma_s} = \frac{17.3 \times 10^{-3}}{0.173 \times 348} = 2.82 \text{ cm}^2$$

Choix: **4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

*Tableau III.1: Résultats des calculs à ELU.*

ELU	$M_t$ KN.m	$M_a$ KN .m	$A_{t.calculé}$ $cm^2/ml$	$A_{a.calculé}$ $cm^2/ml$	$A_{t.adopté}$ $cm^2/ml$	$A_{a.adopté}$ $cm^2/ml$
Sens x	17.3	9.61	2.82	1.15	4T12=4.52	4T10=3.14
Sens y	12.87	9.61	2.10	1.15	4T12=4.52	4T10=3.14

#### I.4.1 Condition de non-fragilité et section minimale d'armatures

Les conditions de non-fragilité et de section minimale d'armatures résultantes peuvent être énoncées comme suit :

**BAEL91** (Article

B.7.4)

$\rho_0$ : Le taux des armatures défini de la façon suivante :

- 0.0012 s'il s'agit de ronds lisses (Fe E 215 ou Fe E 235)
- 0.0008 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm

- 0.0006 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 500 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre au plus égal à 6 mm

Le type d'acier utilisé dans notre projet, c'est Haute Adhérence FeE400

Donc on prend  $\rho_0 = 0.0008$

$\rho > 0.4$  : Donc

$$A_{xmin} = \rho_0 \times \frac{(3 - \alpha)}{2} \times b \times h_0 = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.875)}{2} \times 1 \times 0.2 = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h_0 = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.1.1)}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2.2)}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{L_x + 2 \cdot L_y} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

$$V_{ux} = 25.1 \text{ KN} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = 24.05 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{max} = 25.1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.139 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

✓ Espacement des barres :

La fissuration est préjudiciable:

- Pour les As parallèles à Lx

$$\text{Sens x: } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

- Pour les As parallèles à Ly

$$\text{Sens y: } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

#### I.4.2 Calcul des moments isostatique

✓ ELS

$$\mu_x = 0,0476$$

$$\mu_y = 0,7438$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0476 \times 9.43 \times 5.6^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.7438 \times 14.07 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 14.07 \text{ KN.m} \\ M_y = 10.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### I.4.3 Le moment total appliqué sur la dalle.

✓ Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 11.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 8.89 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en appui:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \Rightarrow M_a = 7.035 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des conditions de BAEL

suivant x-x

$$\begin{cases} M_d = 0,5 M_x = 7.035 \text{ KN.m} \\ M_g = 0,3 M_x = 4.221 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} + \frac{M_g + M_d}{2} > 1,25 M_x = 10.55 + \frac{5.275 + 4.221}{2} > 1.25 \times 14.07$$

$$\Rightarrow 17.578 > 17.587 \Rightarrow \text{CNV}$$

Donc:  $M_{tx} = 0,95 M_x = 13.36 \text{ KN.m}$

$$M_{ax} = 7.035 \text{ KN.m}$$

$$13.36 + 4.748 = 18.1 > 17.587 \Rightarrow \text{CV}$$

Suivant y-y

$$\begin{cases} M_d = 0,5 M_y = 5.23 \text{ KN.m} \\ M_g = 0,3 M_y = 3.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ty} + \frac{M_g + M_d}{2} > 1,25 M_y = 8.89 + \frac{5.23 + 3.13}{2} > 1.25 \times 10.46 \Rightarrow 13.07 > 13.075 \Rightarrow$$

**CNV**

Donc:  $M_{ty} = 0,9 M_y = 9.41 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} = 7.035 \text{ KN.m}$$

$$9.41 + 4.18 = 13.59 > 13.075 \Rightarrow \text{CV}$$

Tableau IV.2: Résultats des calculs à ELS.

ELS	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN .m)
Sens x	13.36	7.035
Sens y	9.41	7.035

#### I.4.4 Vérification des contraintes:

✓ En travée:

##### Sens x-x

$$M_{tx} = 13.36 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_s(d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 4.52 \times (18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 1220.4 = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = 4.30 \text{ cm} \\ x_2 = -5.66 \text{ cm} \end{cases}$$

- Calcule moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 4.30^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (18 - 4.30)^2 = 15375 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{13.36 \times 10^{-3} \times 4.52 \times 10^{-2}}{15375 \times 10^{-8}} = 3.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 13.36 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0430)}{15375 \times 10^{-8}} = 178 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS

**sens y-y**

$$M_{ty} = 9.41 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_s(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 4.52 \times (18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 1220.4 = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = 4.30 \text{ cm} \\ x_2 = -5.66 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 4.74^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (18 - 4.74)^2 = 15375 \text{ cm}^4$$

▪ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{9.41 \times 10^{-3} \times 4.30 \times 10^{-2}}{15375 \times 10^{-8}} = 2.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow C.V$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \times 9.41 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0430)}{15375 \times 10^{-8}} = 125.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow C.V$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS

✓ En appuis:

**Les deux sens**

$$M_a = 7.035 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

▪ Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_s(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 3.14 \times (18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 47.1x - 847.8 = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = 3.67 \text{ cm} \\ x_2 = -4.61 \text{ cm} \end{cases}$$

- Calcul moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 3.67^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (18 - 3.67)^2 = 11320 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{7.035 \times 10^{-3} \times 3.67 \times 10^{-2}}{11320 \times 10^{-8}} = 2.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \times 7.035 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0367)}{11320 \times 10^{-8}} = 133.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS

#### I.4.5 Vérification au poinçonnement:

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2,42)}$$

Avec:

$q_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$h$  : Épaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190) = 740 \text{ cm}$$

$$u = L_0 + h = 2.5 + 0.2 = 2.70 \text{ m}$$

$$v = e + h = 0.2 + 0.2 = 0.40 \text{ m}$$

$$U_c = 2 \times (2.70 + 0.40) = 6.20 \text{ m}$$

$$q_u \leq 0.045 \times 6.20 \times 0.20 \times \frac{25000}{1.50}$$

$$q_u = 27.79 \text{ KN} \leq 930 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

Avec:

$L_0$ : Longueur du voile

$e$  : Epaisseur du voile

$h$ : Epaisseur de la dalle

Avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$

## II Balcon:

On a un type de balcon, considéré comme console encastrée, on adopte une épaisseur de 20 cm.



Figure VII.2: Schéma statique de la dalle pleine

Poids propre:  $G = 6,31 \text{ KN/ml}$

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

La charge des murs (force concentrée):

$$p = G_{mur15} \times h_{mur15} \times 1ml \Rightarrow p = 1,35 \times 1,1 \times 1 = 1,48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,76 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times p = 2 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = p = 1,48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 9,81 \text{ KN/ml}$$

### II.1 Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants:

ELU:

$$\begin{cases} M(x) = -P_u x - q_u \frac{x^2}{2} \\ M(x) = -2x - 13,76 \frac{x^2}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,35) = -15,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x) = -P_u - q_u x \\ T(x) = -2 - 13,76x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -2 \text{ KN} \\ T(1,35) = -20,57 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS:

$$\begin{cases} M(x) = -P_s x - q_s \frac{x^2}{2} \\ M(x) = -1,48x - 9,81 \frac{x^2}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,35) = -10,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x) = -P_s - q_s x \\ T(x) = -1,48 - 9,81x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -2,05 \text{ KN} \\ T(1,35) = -14,72 \text{ KN} \end{cases}$$

## II.2 Calcul de ferrailage:

ELU:

Section rectangulaire (100×135) cm<sup>2</sup>

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{0,01523}{1,00 \cdot (0,9 \times 0,2)^2 \cdot 14,17} = 0,033 < 0,392 \Rightarrow S.A$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 0,52$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,14$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} \geq 3,07 \text{ cm}^2$$

On choisit: **4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup> /ml**

### II.2.1 Conditions de non-fragilité:

$$A_{Smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$4,52 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow CV$$

### II.2.2 Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on choisit } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

ELS:

$$M_s = 10,42 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_s(d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 4,52 \times (18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67,8x - 1220,4 = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = 4,31 \text{ cm} \\ x_2 = -5,66 \text{ cm} \end{cases}$$

- Calcul moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 4,31^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (18 - 4,31)^2 = 15375,57 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{10,42 \times 10^{-3} \times 4,31 \times 10^{-2}}{15375,57 \times 10^{-8}} = 2,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow C.V$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 10.42 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0431)}{15375 \times 10^{-8}} = 139.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies C.V$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

### II.2.3 Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{0.02057}{1 \times 0.18} = 0.114 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 0.33$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow CV$$

### II.2.4 Vérification au glissement:

✓ En appuis

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0 \Rightarrow 0.02057 - \frac{0.01523}{0.9 \times 0.18}$$

$$\Rightarrow -0.073 < 0 \Rightarrow CV$$

### II.2.5 Vérification de la flèche

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.2}{1.35} = 0.148 \geq 0.0625 \Rightarrow CV$$

$$\checkmark \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2 \times 10^{-4}}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{1 \times 0.18} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0025 \leq 0.0105 \Rightarrow CV$$

**BAEL91 (A 6.5.2)**

**Tableau III.3:** Ferrailage des balcons.

Mumax (KN.m)	Ferrailage	Armatures de répartition
15.23	4T12	4T10

### III Calcul des bandes noyées

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{max} \leq 1,5h + b_1$

Pour notre cas on va ramener une hauteur de 20 cm, car notre bâtiment est contreventé par des voiles porteurs. **RPA99 (A.7.5.1)**

Pour la largeur de la bande noyée, on prend 30 cm.

#### III.1 Ferrailages des bandes noyées

##### III.1.1 Armatures longitudinales:

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

-la longueur minimale de recouvrement est de:  $40 \Phi$  en zone I.

$$A_v \geq 0.5\% b \times h = 0.5\%(20 \times 30) = 3 \text{ cm}^2$$

On prend:  $A_v = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{choisit} = 6T12$

##### III.1.2 Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) = \min(0.57; 3; 1.20)$$

$$\Rightarrow \Phi_t = \Phi 6$$

RPA99V2003: espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

-Zone nodale:  $S_t \leq \min(h/4; 12 \Phi_{min}; 30\text{cm})$

-Zone courante:  $S'_t \leq h/2$

$\Phi$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \Phi_{min}; 30cm \right) = 5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{St = 10 \text{ cm}}$$

$$S't \leq \frac{h}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{S't = 10 \text{ cm}}$$

# **CHAPITRE IV**

Étude des éléments secondaires

## I Escalier

### I.1 Introduction

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie verticale est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

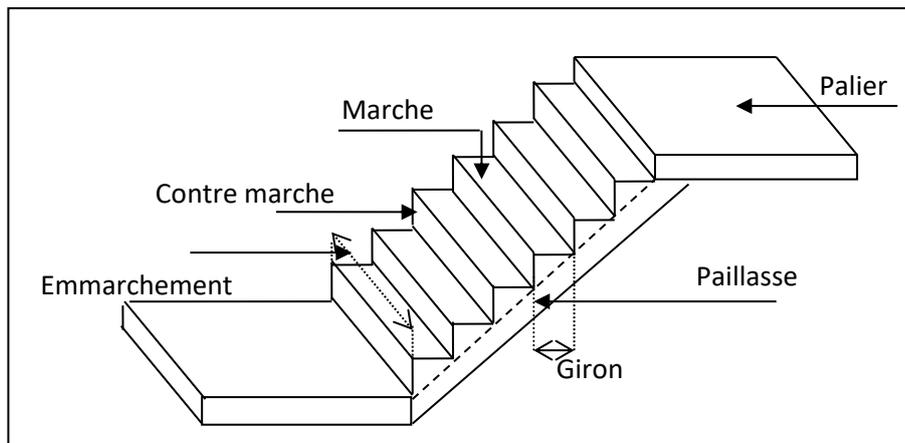


Figure IV.1: schéma d'escalier.

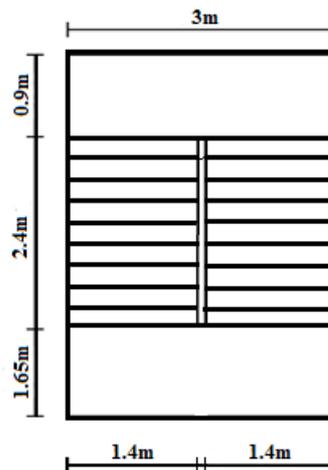


Figure VIII.2: Vue en plan d'escalier.

## I.2 Études des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

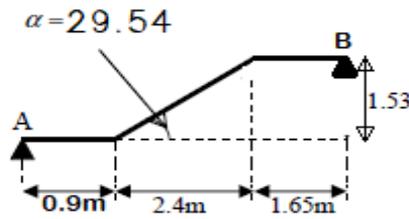


Figure IX.3: Schéma statique

### I.2.1 Hauteur et largeur des marches $h$ et $g$

Soit:

$h$ : hauteur de contre marche,

$H$ : hauteur d'un demi-étage,

$g$ : largeur de la marche,

$n$ : nombre de contre marches,

$n-1$ : nombre de marches,

$L$ : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier : escalier à deux volées contrariées avec palier de repos.

Pour déterminer «  $g$  et  $h$  », on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.64$$

On fixe la hauteur de la marche à  $h = 17 \text{ cm}$ .

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9 \text{ (contre marches)}$$

Donc on aura 9 contre marches par volée.

$n-1=8$  (nombre de marches)

$$\text{D'autre part: } (n - 1) \times g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{2.4}{8}$$

$$\Rightarrow g = 30\text{cm.}$$

D'après la formule de Blondel, on a :

$$24 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne un giron de 30 cm pour les marches rectangulaires.

$$g + 2h = 64 \leq 64$$

Donc la condition de Blondel est vérifiée.

### I.2.2 La longueur de la ligne de foulée

$$L = g (9 - 1) = 30 \times 8 = 240 \text{ cm.}$$

### I.2.3 L'angle de l'inclinaison de la pailasse

$$\tan \theta = \frac{17}{30} = 0.567$$

$$\theta = 29.54^\circ$$

### I.2.4 La longueur de la pailasse

$$L = \frac{1.53}{\sin 29.54} = 3.10 \text{ m}$$

### I.2.5 Épaisseur de la pailasse et le palier de repos

L'épaisseur de la pailasse est donnée par la formule :

$$e \geq \text{Max} \left[ \frac{\text{Portée}}{30}; 10 \text{ cm} \right]$$

Portée de l'escalier :  $L = 3.10 \text{ m}$ .

$$e \geq \text{Max} [10.33 ; 10 \text{ cm}]$$

$$e \geq 10.33 \text{ cm}$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$  pour la pailasse et le palier de repos.

### I.2.6 Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 1m linéaire.

## I.2.6.1 Descente de charge

## I.2.6.1.1 Volée

Tableau IV.1: Descente de charge (volée)

Désignation	Ep (m)	Densité KN/m <sup>3</sup>	G KN/m <sup>2</sup>
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g`	0,02	20,00	0,23
Mortier de ciment vertical ep x 20 x h/2	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillese ep x 25/cos α	0,14	25,00	4,02
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre ep/cos α	0,02	10,00	0,23
<b>Charge permanente</b>			<b>7,84</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>2.5</b>

$$\begin{cases} q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 m = 14,33 \text{ KN/ml.} \\ q_s = (G + Q) \times 1 m = 10,34 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

## I.2.6.1.2 Palier

Tableau IV.2: Descente de charge (palier)

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids KN/m <sup>2</sup>
Poids propre du palier ep x 25	0,14	25,00	3,5
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2
<b>Charge permanente</b>			<b>4.86</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>2.5</b>

$$\begin{cases} q_u = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \times 1m = 10,31 \text{ KN/ml.} \\ q_s = (G + Q) \times 1m = 7,36 \text{ KM/ml.} \end{cases}$$

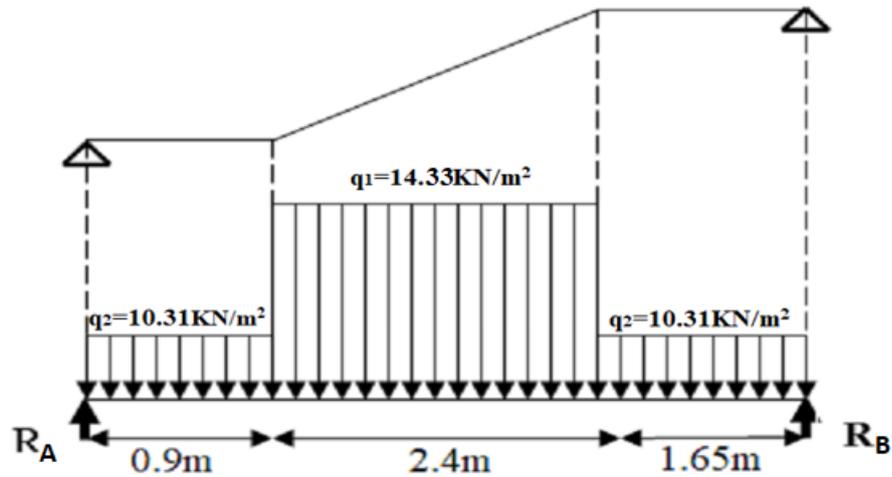


Figure IV.4: Schéma statique de l'escalier à l'ELU

### I.2.6.2 Calcul à l'ELU :

#### ✓ Réactions des appuis

$$\begin{aligned} \sum F_V = R_A + R_B &= (q_2 \times 0,9) + (q_1 \times 2,4) + (q_2 \times 1,65) \\ R_A + R_B &= 60,69 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = \left[ \frac{(1,65)^2}{2} q_2 + 2,40 \left( \frac{2,40}{2} + 1,65 \right) q_1 + 0,9 \left( \frac{0,9}{2} + 2,4 + 1,65 \right) q_2 \right] / 4,95$$

$$R_A = 31,07 \text{ KN}$$

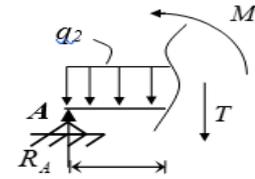
$$R_B = \left[ \frac{(0,9)^2}{2} q_2 + 2,40 \left( \frac{2,40}{2} + 0,9 \right) q_1 + 1,65 \left( \frac{1,65}{2} + 2,40 + 0,9 \right) q_2 \right] / 4,95$$

$$R_B = 29,61 \text{ KN}$$

✓ Effort tranchant et moment fléchissant

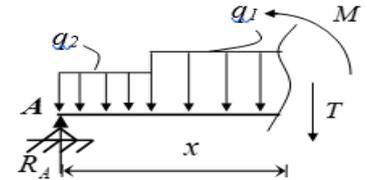
➤  $0 \leq x \leq 0.9$

$$\begin{cases} T_x = R_A - q_2 x \\ M_x = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



➤  $0.9 \leq x \leq 3.3$

$$\begin{cases} T_x = R_A - 0.9q_2 - q_1(x - 0.9) \\ M_x = R_A x - 0.9 \cdot q_2 \left(x - \frac{0.9}{2}\right) - \frac{(x - 0.9)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



➤  $3.3 \leq x \leq 4.95$

$$\begin{cases} T_x = -R_B + q_2 x \\ M_x = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

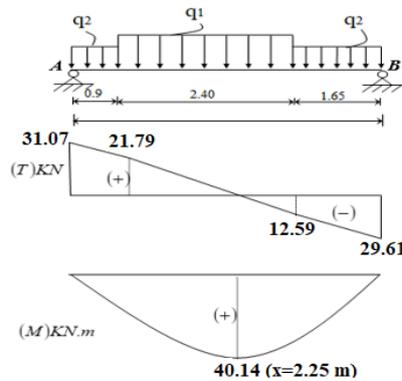
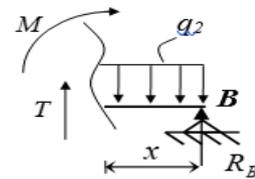


Figure IV.5: Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.3: Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

x (m)	Réactions (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	Moment sur appuis (M <sub>a</sub> =0.5M <sub>0</sub> )	Moment en travée (M <sub>t</sub> =0.75M <sub>0</sub> )
0	31,07	31,07	0	31,07	40,14	20,07	30,10
0.9	-	21,79	23,78				
2.25	-	0	40,14				
3.3	-	-12,59	34,82				
4.95	29.61	-29,61	0				

**Remarque:** les appuis doivent équilibrer un moment:  $M_a=0.5M_0$  qui conduit a un moment réduit en travée:  $M_t=0.75M_0$

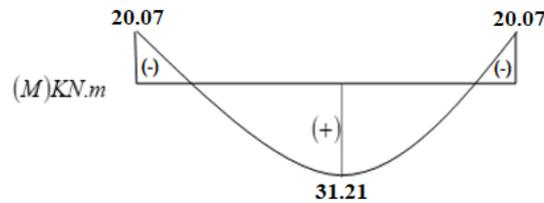


Figure IV.6: Diagrammes des moments retenus

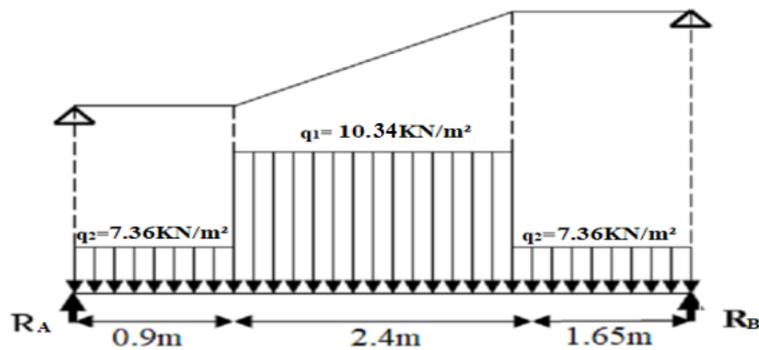


Figure IV.7: Schéma statique de l'escalier à l'ELS

### I.2.6.3 Calcul à l'ELS

✓ Réactions des appuis

$$\sum F_V = R_A + R_B = (q_2 \times 0.9) + (q_1 \times 2.4) + (q_2 \times 1.65)$$

$$R_A + R_B = 43.58 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A =$$

$$\left[ \frac{(1.65)^2}{2} q_2 + 2.40 \left( \frac{2.40}{2} + 1.65 \right) q_1 + 0.9 \left( \frac{0.9}{2} + 2.4 + 1.65 \right) q_2 \right] / 4.95$$

$$R_A = 22.33 \text{ KN}$$

$$R_B =$$

$$\left[ \frac{(0.9)^2}{2} q_2 + 2.40 \left( \frac{2.40}{2} + 0.9 \right) q_1 + 1.65 \left( \frac{1.65}{2} + 2.40 + 0.9 \right) q_2 \right] / 4.95$$

$$R_B = 21.25 \text{ KN}$$

✓ Effort tranchant et moment fléchissant

➤  $0 \leq x \leq 0.9$

$$\begin{cases} T_x = R_A - q_2 x \\ M_x = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

➤  $0.9 \leq x \leq 3.3$

$$\begin{cases} T_x = R_A - 0.9q_2 - q_1(x - 0.9) \\ M_x = R_A x - 0.9 \cdot q_2 \left(x - \frac{0.9}{2}\right) - \frac{(x - 0.9)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

➤  $3.3 \leq x \leq 4.95$

$$\begin{cases} T_x = -R_B + q_2 x \\ M_x = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

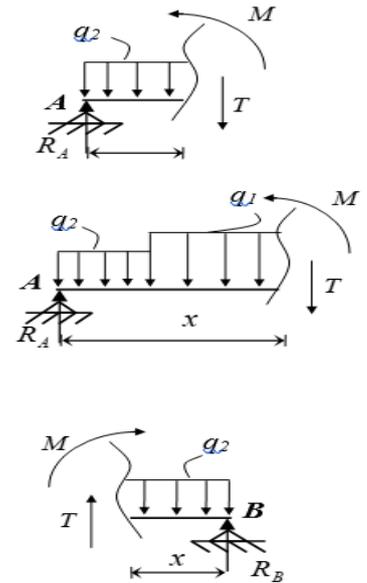
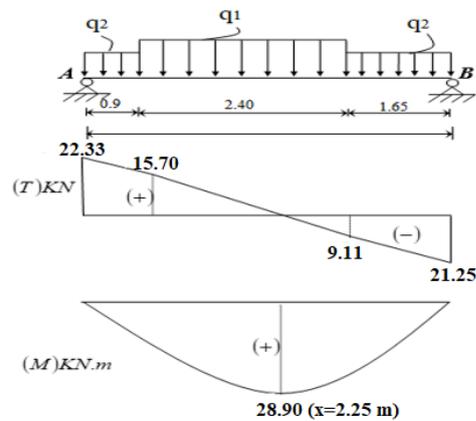


Figure IV.8: Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.4: Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)

x (m)	Réactions (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	Moment sur appuis (M <sub>a</sub> =0.5M <sub>0</sub> )	Moment en travée (M <sub>t</sub> =0.75M <sub>0</sub> )
0	22.33	22.33	0	22.33	28.90	14.45	21.67
0.9	-	15.70	17.11				
2.25	-	0	28.90				
3.3	-	-9.11	25.05				
4.95	21.25	-21.25	0				

**Remarque:** les appuis doivent équilibrer un moment:  $M_a=0.5M_0$  qui conduit a un moment réduit en travée:  $M_t=0.75M_0$

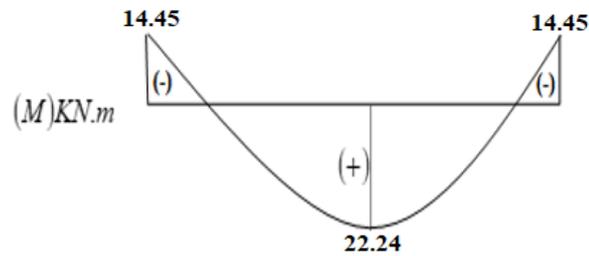


Figure IV.9: Diagrammes des moments retenus

Tableau IV.5: Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS

	ELU	ELS
<b>M max (Travée)</b>	30.10 KN.m	21.67 KN.m
<b>M max (appuis)</b>	20.07 KN.m	14.45 KN.m
<b>T max</b>	31.07 KN	22.33 KN

## I.2.6.4 calcul de ferrailage

### I.2.6.4.1 ELU

#### I.2.6.4.1.1 En travée

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.116 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.160$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.126$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_t^{max}}{z\sigma_s} = \frac{31.10 \times 10^{-3}}{0.126 \times 348} = 7.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max[A_{cal}; A_{min}] = 7.09 \text{ cm}^2$$

Choix: **5T14 = 7.70 cm<sup>2</sup>**

Espacement: **e = 20 cm**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{rep}: 4T8 \rightarrow A_{rep} = 2,01 \text{ cm}^2 / ml$$

T8  $\rightarrow e = 25 \text{ cm} \leq \min [4h ; 45 \text{ cm}] = \min [60 ; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Avec h: Épaisseur de palier

#### I.2.6.4.1.2 En appuis

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,07 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0.09 \quad ; \quad z = 0.13$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = 4,43 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max[A_{cal}; A_{min}] = 4.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{esp} = 25 \text{ cm.}$$

$$A_{rep}: 4T8 \rightarrow A_{rep} = 2.01 \text{ cm}^2 / ml \quad \rightarrow e = 25 \text{ cm.}$$

#### I.2.6.4.2 ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right.$$

#### I.2.6.4.2.1 Vérification des contraintes :

On ne vérifie que les contraintes dans le béton.

##### I.2.6.4.2.1.1 En travée :

$$M_{ser} = 21.67 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 7.70 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_s(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 7,70(13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 115.5x - 1559.25 = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = 4.54 \text{ cm} \\ x_2 = -6.85 \text{ cm} \end{cases}$$

- Calcul moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 4.54^3}{3} + 15 \times 7.70 \times (13.5 - 4.54)^2 = 12392 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{21.67 \times 10^{-3} \times 4.54 \times 10^{-2}}{12392 \times 10^{-8}} = 7.94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

#### I.2.6.4.2.1.2 En appuis :

$$M_{ser} = 14.54 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_s(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 5.65(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 84.75x - 1144.125 = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = 4.01 \text{ cm} \\ x_2 = -5.70 \text{ cm} \end{cases}$$

- Calcul moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13.5 - 4.01)^2 = 9782 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{14.54 \times 10^{-3} \times 4.01 \times 10^{-2}}{9782 \times 10^{-8}} = 5.96 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

#### I.2.6.4.2.2 Vérification des efforts tranchants

$$T_{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 31.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{31.07}{100 \times 13.5} = 0.023 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.023 \text{ MPa} \leq \tau_l = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Tableau IV.6: Ferrailage des escaliers**

Armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )				Armature de répartition (cm <sup>2</sup> )			
Travée		Appuis		Travée		Appuis	
Ast.cal (cm <sup>2</sup> )	Ferr. Choisi	Ast.cal (cm <sup>2</sup> )	Ferr. Choisi	Ast.cal (cm <sup>2</sup> )	Ferr. Choisi	Ast.cal (cm <sup>2</sup> )	Ferr. Choisi
7.09	5T14	1.63	5T12	1.92	4T8	1.13	4T8

## II Acrotère

C'est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse.

Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher-terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par:

- Un effort normal (G) dû à son poids propre,
- Un effort horizontal (Q) dû au vent engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

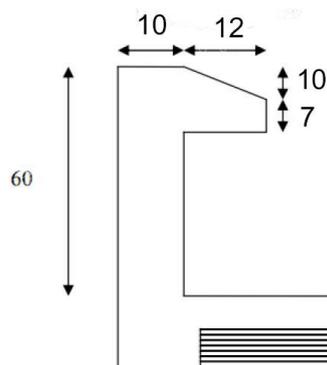


Figure IV.10: Caractéristiques géométriques de l'acrotère

### II.1 Évaluation des charges de calcul

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant:

$$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.12) + 0.1 \times (0.12 / 2) = 0.0744 \text{ m}^2$$

$$G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.0744$$

$$G = 1.86 \text{ kN/ml}$$

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

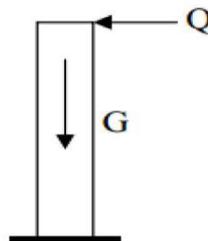


Figure IV.11: Modèle de calcul de l'acrotère.

## II.2 Calcul du ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire (100cm x 10cm) soumise à la flexion composée à l'ELU avec une vérification à l'ELS.

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc le calcul effectuera à l'ELS.

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit:  $A_s' = A_s$ ).

### II.2.1 La force horizontale due à la force de séisme

On a:

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad \text{RPA99 version 2003 (Article 6.2.3)}$$

6.2.3)

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,1 \text{ (groupe 2, zone I).} \quad \text{RPA99 version 2003 (Tableau 4.1)}$$

$$C_p = 0,80 \text{ (Élément en console).} \quad \text{RPA99 version 2003 (Tableau 6.1)}$$

$$W_p = 1.86 \text{ kN/ml. (Poids de l'acrotère)}$$

D'où:

$$F_p = 0.595 \text{ KN /ml} \rightarrow F_p < 1.5 Q \rightarrow F_p < 1.5 \text{ KN /ml} \implies \text{CV}$$

On retient comme ferrailage de l'acrotère celui obtenu sous l'ELU et l'ELS.

### II.2.2 Évaluation des sollicitations

• ELU

$$N_u = 1.35 \times G = 2.511 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$$

• ELS

$$N_{ser} = G = 1.86 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

**Tableau IV.7:** Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS.

	Moment [KN.m]	Effort normal [KN]	Effort tranchant [KN]
<b>ELU</b>	0.9	2.511	1.5
<b>ELS</b>	0.6	1.86	1

### II.2.3 Calcul du ferrailage à l'ELU

➤ **L'excentricité:**

« e » c'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.511} = 0.358 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m}$$

Section partiellement comprimée (SPC), ainsi le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

➤ **Le moment au centre de gravité des armatures inférieures  $e_a$  :**

$$e_a = e + \left(d + \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = N \times e_a = N \times e + N\left(d + \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = N \times e_a = M_u + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = 0.9 + 2.511 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$\mathbf{M_A = 0.975 \text{ KN.m}}$$

➤ **Vérification des conditions des domaines:**

○ Domaine 2

$$a = (0.337h - 0.81d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 1 \times 0.1 \times 14.2$$

$$\mathbf{a = 0.02485}$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_A / a = 2.511 \times (0.08 - 0.02) - 0.975$$

$$\mathbf{b = -0.824}$$

$a > b : \Rightarrow \text{CV} \Rightarrow \text{Donc on se trouve dans le domaine 2, 3}^{\text{ème}} \text{ cas.}$

➤ **Flexion simple**

$$\mu = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.975 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0107$$

$$\mu_R = 0.186$$

$$\mu < \mu_R \implies \text{section simplement armée}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.0134$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0134) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.975 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.3546 \text{ cm}^2$$

$$A_{st,u} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3546 \times 10^{-4} - \frac{2.511 \times 10^{-3}}{348}$$

$$A_{st,u} = 0.28 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage minimal**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) \implies \text{condition de non fragilité}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

## II.2.4 Calcul du ferraillage à l'ELS

On doit calculer les armatures à l'ELS et comparer avec celles trouvées à l'ELU:

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.86} = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m} \implies \text{Section partiellement}$$

comprimée

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa} \implies \text{fissuration préjudiciable} \\ \eta = 1.6 \end{array} \right.$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_{st}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0.527 \text{ m}$$

$$z = d. \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 0.066 \text{ m}$$

$$y = \bar{\alpha}. d = 0.527 \times 0.08 = 0.042 \text{ m}$$

$$M_B = M_s + M_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.6 + 1.86 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_B = 0.6558 \text{ KN.m}$$

$$A_2 = \frac{M_B}{z. \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.6558 \times 10^{-3}}{0.066 \times 201.6} = 0.4929 \text{ cm}^2$$

$$A_{st,ser} = A_2 - \frac{N_s}{\sigma_s} = 0.439 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A_{st,ser} = 0.439 \text{ cm}^2 > A_{st,u} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \text{Max}(A_{min}; A_{s,u}; A_{s,ser}) = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4HA8 (2.01 cm<sup>2</sup>)** avec espacement de **e=25cm**

### II.2.5 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{(1 \times 0.08)} = 0.019 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \implies \text{CV}$$

- Calcul des armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{0.966}{4} = 0.2415 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4HA8 (2.1 cm<sup>2</sup>)** avec espacement **S<sub>t</sub> = 15 cm**

### III Étude de l'ascenseur :

#### III.1 Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

$L$  : Longueur de l'ascenseur=140cm.

$l$  : Largeur de l'ascenseur=110cm.

$H$  : Hauteur de l'ascenseur=220cm.

$F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN.

$P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

$D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.

La charge nominale est de 630kg.

La vitesse  $V = 1.6m/s$ .

#### III.2 Étude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a  $l_x = 2.00$  et  $l_y = 2.40$  donc une surface  $S = 2 \times 2.4 = 4.8 m^2$

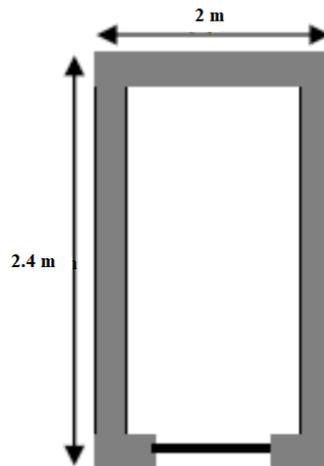


Figure X.12: Cage d'ascenseur.

**III.2.1 Cas d'une charge concentrée :**

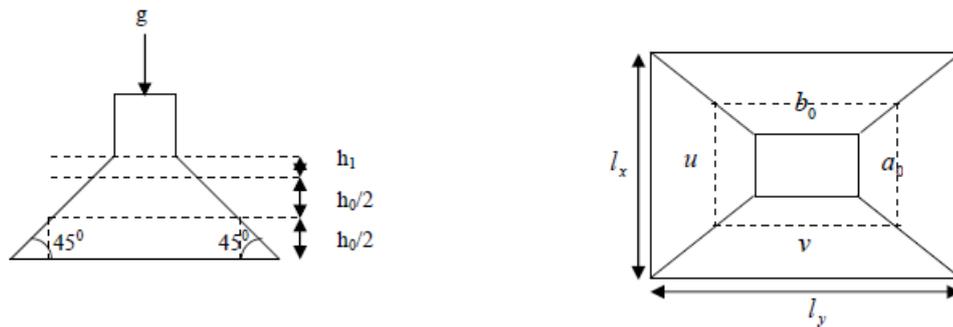
La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$A_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impacte.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'.



**Figure IV.13:** Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 1.5 \cdot \xi \cdot h_r \\ v = b_0 + h_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_r \end{cases} \quad \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse  $V=1.6 \text{ m/s} \implies \begin{cases} a_0 = 150 \text{ cm} \\ b_0 = 160 \text{ cm} \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 5 \text{ cm} \implies \xi = 1$

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm} \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm} \end{cases}$$

**III.2.2 Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$M_1$  : En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho \implies \frac{u}{l_x} = 0.90$  et  $\rho = 0.83$

$M_2$  : En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\rho \implies \frac{v}{l_y} = 0.79$  et  $\rho = 0.83$

En se référant à l'annexe n° 4 on trouve  $M_1 = 0.058$  et  $M_2 = 0.038$

Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU.

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a :  $G = D_m + P_m + P_p = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$

$P_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.66 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 3.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$q_u = 1.35 \times 8.43 + 1.5 \times 1 = 12.88 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.73 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2.4} = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.065 \\ \mu_y = 0.053 \end{cases} \Rightarrow \text{L'annexe 5.}$

**Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.39 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Moment en travée:

$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 7.71 = 6.292 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 5.03 = 3.652 \text{ KN.m}$

▪ Moment en appuis:

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 6.292 = 4.19 \text{ KN.m}$

**III.2.3 Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8:Résultats des calculs.**

	$M_t$ KN.m	$M_a$ KN .m	$A_{t.calculé}$ $cm^2/ml$	$A_{a.calculé}$ $cm^2/ml$	$M_{t.adopté}$ $cm^2/ml$	$M_{a.adopté}$ $cm^2/ml$
Sens x	6.292	4.19	1.01	0.66	5T10=3.93	5T10=3.93
Sens y	3.652	4.19	0.58	0.66	5T10=3.93	5T10=3.93

**III.2.3.1 Vérification à l'ELU :****III.2.3.1.1 Condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

**III.2.3.1.2 Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2,42)}$$

Avec :

$q_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$h$  : Épaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190) = 740 \text{ cm}$$

$$q_u = 12.88 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1110 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5$$

**III.2.3.1.3 Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{L_x + 2 \cdot L_y} \quad \text{et} \quad V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

$$V_{ux} = 9.09 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{uy} = 8.58 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{max} = 9.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.0505 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

**III.2.3.1.4 Espacement des barres :**

$$\text{Sens x : } S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

**III.2.3.2 Calcul à l'ELS :**

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 4.74 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 3.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 8.43 + 1 = 9.43 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.060 \\ \mu_y = 0.075 \end{cases} \Rightarrow \text{L'annexe 5.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.26 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 7 = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 3.75 = 2.81 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 6.292 = 3.5 \text{ KN.m}$$

### III.2.3.2.1 Vérification des contraintes :

**En travée :**

**Sens x**

$$M_{tx} = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_s(d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 3.93(18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 58.95x - 1061.1 = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = 4.05 \text{ cm} \\ x_2 = -5.23 \text{ cm} \end{cases}$$

- Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d - x)^2 \Rightarrow I = \frac{50 \times 4.05^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (18 - 4.05)^2 = 12579 \text{ cm}^4$$

▪ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{5.25 \times 10^{-3} \times 4.05 \times 10^{-2}}{12579 \times 10^{-8}} = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 5.25 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0405)}{12579 \times 10^{-8}} = 87.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

Sens y :

$$M_{tx} = 2.81 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

▪ Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_s (d - x) = 0$$

$$x_1 = 4.05 \text{ cm} \Rightarrow I = 12579 \text{ cm}^4$$

▪ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{2.81 \times 10^{-3} \times 4.05 \times 10^{-2}}{12579 \times 10^{-8}} = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 2.81 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0405)}{12579 \times 10^{-8}} = 46.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

# **CHAPITRE V**

Étude sismique

## **I Introduction :**

Dans le code parasismique algérien, l'étude de la réponse des structures sous séisme est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées (Méthode statique équivalente, analyse modale spectrale) qui reposent sur le principe qui consiste à déterminer les efforts susceptibles d'être appliqués puis procéder à une vérification des déplacements de la structure.

## **II Problématique :**

La disposition des voiles dans les structures est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Cependant, dans le code parasismique algérien (RPA2003), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles de façon correcte

## **III L'Objectif de ce travail :**

L'objectif assigné à ce chapitre est de rechercher la disposition optimale des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

## **IV Méthodes de calcul sismique :**

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de la charge sismique est basée sur la "théorie dynamique du génie sismique", d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette charge que pour les facteurs qui la conditionnent.

Les méthodes de calcul doivent tenir compte de la séismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la construction et des conditions du sol.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes.

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

#### IV.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

L'action sismique  $V$  ou l'effort tranchant à la base de la construction considérée par :

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

- $A$ : Coefficient d'accélération de zone.
- $D$ : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- $Q$ : Facteur de qualité.
- $R$ : Coefficient de comportement.
- $W$ : Poids total de la structure

##### IV.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

- Le bâtiment étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation
- Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30 m en zones III,

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées dans la première condition, les conditions complémentaires suivantes:

*Tableau V.1: Conditions d'application de la méthode statique équivalente*

Zone I	Tous groupes
Zone II	Groupe d'usage 3
	Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
	Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
Zone III	Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
	Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
	Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
	Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

## IV.2 Méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

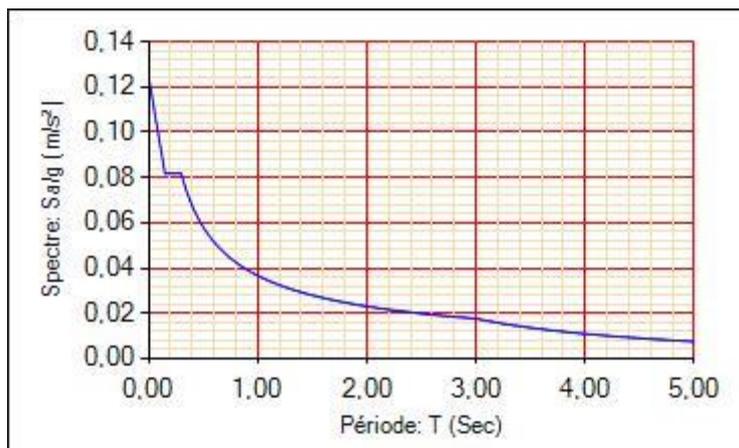
Elle comporte les étapes suivantes :

- Établissement d'un modèle de calcul reproduisant au mieux le comportement dynamique réel de la structure.
- Calcul des modes propres et fréquences propres du modèle.
- Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

### IV.2.1 Spectre de réponse de calcul

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

- $\ddot{A}$  : coefficient d'accélération de zone
- $\eta$ : facteur de correction d'amortissement
- $\xi$  (%): le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages
- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- $Q$  : facteur de qualité



*Figure V.1: Allure du spectre de réponse.*

### IV.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Son application demande un personnel bien qualifié. Lors de la réalisation des constructions en zones sismiques il faut avoir le reflex «construction parasismique» dès les premières esquisses.

## V Présentation du programme SAP2000.

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...), il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

### V.1 Modélisation de la structure

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable, le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

## V.2 Étapes de modélisation

Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds, chaque plancher a été modélisé par un diaphragme, les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans, la masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré, pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

## VI Combinaisons d'actions

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux États Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q \pm E \quad (5-1)$$

$$0.8G \pm E \quad (5-2)$$

Pour les poteaux dans les ossatures autostables, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante :

$$G + Q \pm 1.2E \quad (5.3)$$

- ▲ G : charges permanentes
- ▲ Q : charges d'exploitation non pondérées
- ▲ E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

-la combinaison (5-1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

-La combinaison (5-2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques

-pour les éléments porteurs verticaux, la combinaison  $G + Q \pm 1.2E$  en (5-3) a pour objet de leur fournir une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs

## VII Description générale du projet

Le projet consiste à la réalisation d'une structure contreventée par des voiles porteurs. Le bâtiment se situe à BOUDJLIDA, wilaya de TLEMCEM, dans une région de faible sismicité qualifiée par le R.P.A 2003 en zone I.

La structure étudiée est un bâtiment en (R+9) à usage d'habitation, la hauteur de RDC et des étages est de 3.06 m, les dimensions en plan sont de (43.2m x 16.8m).

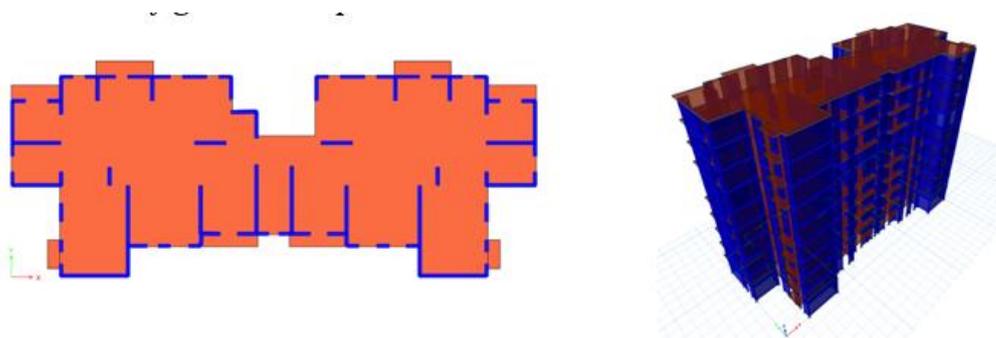
L'implantation du bâtiment sur un sol rocheux de classe (S1), le groupe d'usage selon le RPA 2003 est de classe 2, ce qui permet de fixer l'accélération de zone à 0.1g.

## VIII Choix des dispositions de voiles :

Afin de ne pas soumettre la structure à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau.

Par conséquent nous allons opter pour des dispositions de voiles symétriques de telle façon à avoir un comportement dynamique dominé par des oscillations de translations pures suivant les deux directions principales de la structure.

Sur la structure modélisée sur le logiciel SAP2000, on marque à chaque fois la valeur de la période obtenue de chaque disposition et après chaque changement de la longueur des voiles ou bien carrément de ces positions. Après plusieurs essais et d'une vingtaine de variantes étudiées on propose la disposition finale de cette structure :



*Figure V.2: Configuration en plan et en élévation*

**IX Vérification du comportement dynamique :***Tableau V.2:Périodes et facteurs de participation modale.*

MODE	Période T [Sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	<b>0,5671</b>	0,0008	68,6900	0,0815	68,6900
2	0,5554	<b>51,6850</b>	0,0035	51,6860	68,6940
3	0,5107	20,3070	<b>0,0018</b>	71,9930	68,6960
4	0,1481	14,9940	0,0000	86,9870	68,6960
5	0,1406	0,0002	17,2580	86,9870	85,9530
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
88	0,0708	0,0000	0,0030	89,4670	87,6940
89	0,0707	0,0000	0,0014	89,4670	87,6960
90	0,0706	0,0034	0,0001	89,4700	87,6960
91	0,0705	0,0190	0,0000	89,4890	87,6960
92	0,0703	0,4600	0,0000	89,9490	87,6960
<b>93</b>	0,0698	0,9350	0,0003	<b>90,8840</b>	87,6960
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
130	0,061829	0,0618	0,0000	0,9283	0,88502
131	0,061822	0,0618	0,0200	0,9285	0,88502
132	0,061764	0,0618	0,0000	0,9285	0,88514
133	0,061734	0,0617	0,0490	0,92898	0,88515
134	0,061525	0,0615	0,0480	0,92946	0,88551
<b>135</b>	0,061346	0,0613	0,0001	0,92946	<b>0,9274</b>

Les modes 1 et 2 sont des translations suivant les directions principales de la structure.

Le troisième mode c'est une rotation suivant l'axe Z.

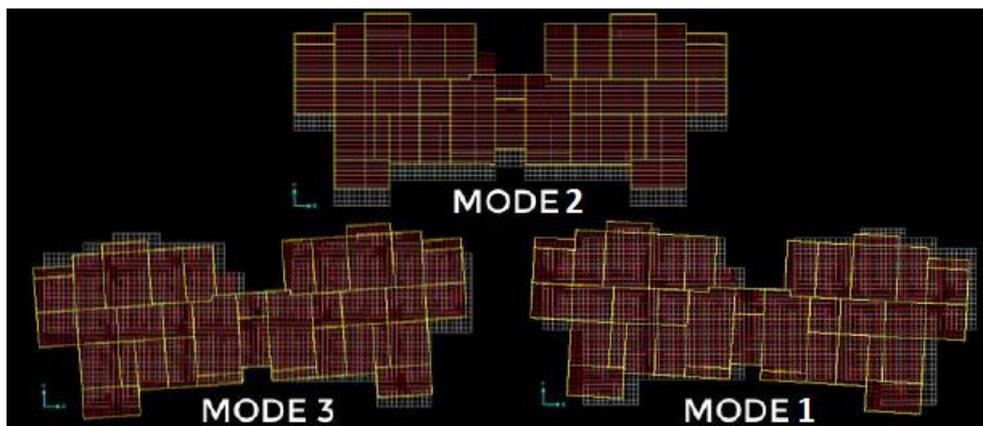


Figure V.3: Les trois premiers modes de déformation

## IX.1 Les conditions à vérifier :

### IX.1.1 Art 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction (x-x) : 93 modes (90.88% de la masse sismique de la structure)

Direction (y-y) : 135 modes (92.74% de la masse sismique de la structure)

### IX.1.2 Art 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

La valeur de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente (RPA 2003) :

$$\begin{cases} V_{Xst} = \frac{A \times Dx \times Qx}{R} \times W_{tot} \\ V_{Yst} = \frac{A \times Dy \times Qy}{R} \times W_{tot} \end{cases}$$

- **Poids total de la structure (W)**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_G + \beta \times W_Q$$

-  $W_G$ : Poids dû aux charges permanentes.

-  $W_Q$ : Charges d'exploitation.

-  $\beta$  : Coefficient donné par le tableau 4-5-RPA99  $\Rightarrow$  Pour un usage d'habitation  $\beta = 0.2$

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux.

**Tableau V.3: Poids des différents niveaux**

NIVEAUX	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
POIDS (KN)	10810	10810	10810	10810	10810	10810	10810	10810	10810	10340
$\sum_{RDC}^9 W_i = 107630 \text{ KN}$										

- **Coefficient d'accélération de zone. (A)**

{ Groupe d'usage 2  $\Rightarrow A = 0.10$  *RPA 99 (tableau 4 – 1)*  
 { Zone I

- **Coefficient de comportement (R):**

Il est en fonction du système de contreventement *RPA99 (TABLEAU 4.3)*

Dans le cas de notre projet, on adopte un système formé par des voiles porteurs, donc :

$$R = 3.5$$

- **Facteur de qualité. (Q)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec :

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

Tableau V.4: Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	Px	Py
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0.5	0.5
Régularité en plan	0.5	0.5
Régularité en élévation	0.5	0.5
Contrôle de la qualité des matériaux	0.5	0.5
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen. (D)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \cdot (T_2/3)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \leq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

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

T : période fondamentale.

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie de site.

$\xi$  (%) : le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif,

du type de structure et de l'importance des remplissages :  $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.76 \geq 0.7$$

$T_2$ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le site est rocheux, donc on aura:  $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.30s \end{cases}$

$$T_c = C_T(h_N)^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\Rightarrow h_N = 30.6 \text{ m}$$

$C_T$  : le coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

**RPA99** (tableau 4-6)

Pour le contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, qui est notre cas:  $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (30.6)^{3/4} = 0.65 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_{X,Y}}}$$

D : Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$D_X = 43.2 \text{ m} \quad D_Y = 16.8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_X = 0.42 \text{ s} \\ T_Y = 0.67 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_X = \min(T_X; T_c) = \min(0.420 ; 0.65) = 0.42 \text{ s} > 0.30 \text{ s} \\ T_Y = \min(T_Y; T_c) = \min(0.672 ; 0.65) = 0.65 \text{ s} > 0.30 \text{ s} \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est:

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.30. T_X = 1.30 \times 0.42 = \mathbf{0.55 \text{ s}} \\ T_{Sy} = 1.30. T_Y = 1.30 \times 0.65 = \mathbf{0.85 \text{ s}} \end{cases}$$

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de  $V_{st}$  :

**Tableau V.5: Estimation de la période empirique**

Si	la période choisit pour le calcul du facteur D
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1.3 T_{empirique}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

La valeur de la période analytique donnée par SAP2000 est :

$$\begin{cases} \text{Sens (X - X)} : T_{analytique} = 0.56 \text{ s} \\ \text{Sens (Y - Y)} : T_{analytique} = 0.55 \text{ s} \end{cases}$$

**Tableau V.6: Valeurs de la période dans les deux sens**

Période	$T_{analytique}$ (s)	$T_{empirique}$ (s)	$1.3 T_{empirique}$ (s)
<b>Sens X-X</b>	0.56	0.42	0.65
<b>Sens Y-Y</b>	0.55	0.67	0.85

D'après le tableau V-6 on déduit que les valeurs de la période propre de la structure suivantes les deux directions orthogonales sont :

$$\text{Sens X-X : } T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique} \Rightarrow T_X = \mathbf{0.56s}$$

$$\text{Sens Y-Y : } T_{analytique} \leq T_{empirique} \Rightarrow T_Y = \mathbf{0.67s}$$

$$D = 2.5\eta \cdot \left(T_2/T_X\right)^{2/3} \quad \text{Car: } T_2 = 0.30 \text{ s} \leq T \leq 3.0\text{s}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_X = 2.5 \times 0.76 \times \left(0.30/0.56\right)^{2/3} = 1.25 \\ D_Y = 2.5 \times 0.76 \times \left(0.30/0.67\right)^{2/3} = 1.11 \end{cases}$$

- **Effort tranchant à la base de la structure est:**

$$\begin{cases} V_{Xst} = \frac{0.1 * 1.25 * 1.2}{3.5} * 107630 = 4612.71 \text{ KN} \\ V_{Yst} = \frac{0.1 * 1.11 * 1.2}{3.5} * 107630 = 4096.1 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Détermination de la force sismique de chaque niveau:**

Les forces sismiques de chaque niveau sont données par la formule suivante:

$$F_i = \frac{(V-F_t).W.h_i}{\sum_1^n W_j h_j} \quad \text{RPA99 (Formule 4-11)}$$

$$F_t = 0 \text{ car } T < 0.7 \text{ s}$$

Le tableau suivant résume les valeurs des forces sismiques et les efforts tranchants des différents niveaux dans les deux sens (x-x) et (y-y).

**Tableau V.7:** Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux.

NIVEAU	F <sub>x</sub> (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
<b>RDC</b>	84,54	4612,71	75,07	4096,10
<b>1</b>	169,07	4528,17	150,14	4021,03
<b>2</b>	253,61	4359,10	225,20	3870,90
<b>3</b>	338,14	4105,50	300,27	3645,69
<b>4</b>	422,68	3767,35	375,34	3345,42
<b>5</b>	507,21	3344,67	450,41	2970,08
<b>6</b>	591,75	2837,46	525,48	2519,67
<b>7</b>	676,29	2245,71	600,54	1994,20
<b>8</b>	760,82	1569,42	675,61	1393,65
<b>9</b>	808,60	808,60	718,04	718,04

**Tableau V.8:** Rapport des efforts sismiques à la base

	V <sub>dynamique</sub> (KN)	V <sub>statique</sub> (KN)	V <sub>dynamique</sub> /V <sub>statique</sub>
<b>Ex</b>	4438.62	4612.71	96.22%
<b>Ey</b>	3839.16	4096.10	93.72%

D'après les résultats précédents, on remarque que la condition est vérifiée

**IX.1.3 Art 4.41 RPA 2003:**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier les conditions suivantes :

Les résultats donnés par le SAP2000 sont résumés dans le Tableau V-9 et le Tableau V-10 :

$$1) \quad e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

N : ensemble des charges gravitaires

M : moment de renversement

N=W +Psemelles+Premblais

Pour l'effort normal on va prend juste le poids total de la structure W

N = 107630 KN

$M_x = 80899 \text{ KN.m}$

$M_y = 92829 \text{ KN.m}$

**Tableau V.9: Vérification de la stabilité au renversement**

SENS	N (KN)	M (KN.m)	B (m)	M/N	B/4	Observation
X-X	107630	80899	43.2	0.75	10.8	Vérifiée
Y-Y	107630	92829	16.8	0.86	4.2	Vérifiée

$$2) \quad \frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

$M_S$ : Le moment stabilisant:  $M_S = W \times L/2$

$M_R$ : Le moment renversant:  $M_R = \sum_{RDC}^9 F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

Tableau V.10: Vérification de la stabilité au renversement

SENS	W (KN)	L (m)	L/2 (m)	M <sub>S</sub> (KN. m)	M <sub>R</sub> (KN. m)	M <sub>S</sub> /M <sub>R</sub>	Obs
X-X	107630	43.2	21.60	2324808	98467	23.61	Vérifiée
Y-Y	107630	16.8	8.40	904092	87439	10.33	Vérifiée

On remarque que les deux conditions sont vérifiées

#### IX.1.4 Art 5.9 RPA 2003:

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \Delta_K / V_K H_K \leq 0.1$$

Avec :

**P<sub>k</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

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

**Δ<sub>k</sub>** : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

**h<sub>k</sub>** : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau V.11: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Étages	SENS X-X							SENS Y-Y				
	H <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (cumul) (KN)	Δ <sub>étage</sub> (cm)	Δ <sub>ek</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>	Obs	Δ <sub>étage</sub> (cm)	Δ <sub>ek</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>	Obs
RDC	306	10810	0,02	0,02	4612,71	0,00	Vérifiée	0,02	0,02	4096,1	0,00	Vérifiée
1	306	21620	0,07	0,05	4528,17	0,00	Vérifiée	0,06	0,04	4021,03	0,00	Vérifiée
2	306	32430	0,14	0,07	4359,1	0,00	Vérifiée	0,11	0,05	3870,9	0,00	Vérifiée
3	306	43240	0,22	0,08	4105,5	0,00	Vérifiée	0,17	0,06	3645,69	0,00	Vérifiée
4	306	54050	0,3	0,08	3767,35	0,00	Vérifiée	0,23	0,06	3345,42	0,00	Vérifiée
5	306	64860	0,38	0,08	3344,67	0,01	Vérifiée	0,30	0,07	2970,08	0,00	Vérifiée
6	306	75670	0,45	0,07	2837,46	0,01	Vérifiée	0,37	0,07	2519,67	0,01	Vérifiée
7	306	86480	0,53	0,08	2245,71	0,01	Vérifiée	0,44	0,07	1994,2	0,01	Vérifiée
8	306	97290	0,6	0,07	1569,42	0,01	Vérifiée	0,50	0,06	1393,65	0,01	Vérifiée
9	306	107630	0,66	0,06	808,6	0,03	Vérifiée	0,57	0,07	718,04	0,03	Vérifiée

On remarque que θ<sub>k</sub> ne dépassent pas 0.1, donc l'effet P-Δ est négligeable.

**IX.1.5 Art 5.10 RPA 2003 :**

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 (3,06 cm).

$$\Delta_d = |d_i - d_{i-1}| \leq 0.01h_{\text{étage}}$$

Avec :

$$d_i = R\delta_i$$

**Tableau V.12: Déplacements interétages**

Étage	1%h <sub>e</sub> (cm)	Ex			Ey		
		δ <sub>ekk</sub> (cm)	d <sub>ix</sub> (cm)	Δ <sub>kx</sub> (cm)	δ <sub>eky</sub> (cm)	d <sub>iy</sub> (cm)	Δ <sub>ky</sub> (cm)
<b>RDC</b>	<b>3.06</b>	0,02	0,07	<b>0,175</b>	0,02	0,07	<b>0,14</b>
<b>1</b>	<b>3.06</b>	0,07	0,245	<b>0,245</b>	0,06	0,21	<b>0,175</b>
<b>2</b>	<b>3.06</b>	0,14	0,49	<b>0,28</b>	0,11	0,385	<b>0,21</b>
<b>3</b>	<b>3.06</b>	0,22	0,77	<b>0,28</b>	0,17	0,595	<b>0,21</b>
<b>4</b>	<b>3.06</b>	0,3	1,05	<b>0,28</b>	0,23	0,805	<b>0,245</b>
<b>5</b>	<b>3.06</b>	0,38	1,33	<b>0,245</b>	0,3	1,05	<b>0,245</b>
<b>6</b>	<b>3.06</b>	0,45	1,575	<b>0,28</b>	0,37	1,295	<b>0,245</b>
<b>7</b>	<b>3.06</b>	0,53	1,855	<b>0,245</b>	0,44	1,54	<b>0,21</b>
<b>8</b>	<b>3.06</b>	0,6	2,1	<b>0,21</b>	0,5	1,75	<b>0,245</b>
<b>9</b>	<b>3.06</b>	0,66	2,31	<b>2,31</b>	0,57	1,995	<b>1,995</b>

On remarque que les déplacements relatifs Δ<sub>k</sub> ne dépassent pas 1 % de la hauteur d'étage.

**IX.1.6 Art 7.1.3.3 RPA 2003 :**

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} \leq 0.3$$

Où

-N<sub>d</sub> désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

-B<sub>c</sub> est l'aire (section brute) de cette dernière

-f<sub>cj</sub> est la résistance caractéristique du béton

La valeur de l'effort normal appliqué sur le voile le plus sollicité est : N<sub>d</sub> =

2.175 MN

La section de voile est : B<sub>c</sub> = L × e = 1.5 × 0.2 = 0.3 m<sup>2</sup>

Avec : f<sub>c28</sub> = 25 MPa

$$v = \frac{2.175}{0.3 \times 25} = 0.29 \leq 0.3$$

## **X Conclusion**

À partir de cette étude dynamique, nous constatons que notre bâtiment étudié satisfait toutes les exigences imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003), à savoir ;

- Vérification de la participation massique.
- Condition sur la résultante de la force sismique est vérifiée
- Stabilité au renversement est vérifiée suivant les deux directions principales
- Condition sur l'effet P- $\Delta$  est vérifiée dans les deux sens
- Déplacements latéraux interétages est vérifiés
- Vérification de l'effort normal réduit est vérifiée.

À partir de ce constat, nous pouvons en conclure que notre bâtiment présente une conception parasismique saine avec des dimensions des éléments structuraux adéquates.

# **CHAPITRE VI**

Ferraillage des éléments structuraux

## I Étude des voiles:

### I.1 Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures:

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrillons nos voiles par zones:

- Zone I           ⇒ Niveaux RDC, 1 et 2
- Zone II           ⇒ Niveaux 3, 4 et 5
- Zone III          ⇒ Niveaux 6, 7, 8 et 9

### I.2 Combinaison d'action:

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous:

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

### I.3 Exposition de la méthode des contraintes :

Les contraintes maximales dans les voiles sont déterminées à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) par les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section transversale du voile.

V et V' : Bras de levier

$$V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$$

I : Inertie du voile.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec:

he : hauteur entre nus du plancher du voile considérée.

Lc : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} L$$

#### I.4 Armatures verticales:

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des

Diagrammes des contraintes obtenues :

##### ❖ Section entièrement comprimée:

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

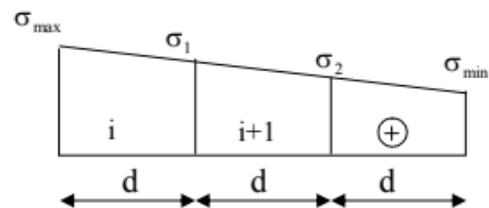
$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec:

e: Épaisseur du voile

B: section du voile

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

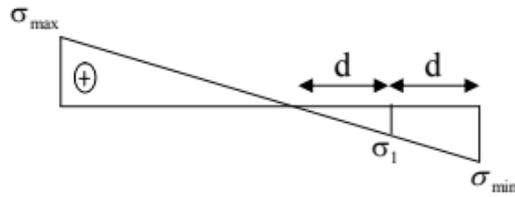


❖ **Section partiellement comprimée:**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

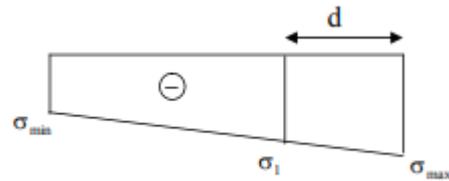
$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



❖ **Section entièrement tendue:**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

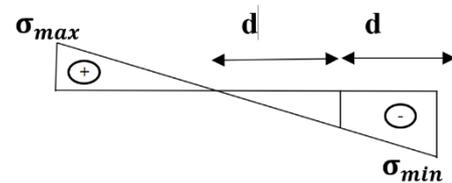


❖ **Section partiellement tendue:**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



**I.5 Armatures minimales:**

❖ **Compression du béton:**

Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.  $A_{min} \geq 4cm^2$

avec B : section de béton comprimée  $0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$

❖ **Traction simple:**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

Avec:

B : section de béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendue.

**Exigences de RPA 99 V2003:**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit:

- ✓ Globalement dans la section du voile  $0,15 \% \times B$ .
- ✓ En zone courante  $0,10 \% \times B$ .

**I.6 Armatures horizontales:**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de

$$10 \Phi. \text{ D'après le BEAL 91: } A_h = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{D'après le RPA 2003: } A_h \geq 0,15\% \times B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**I.7 Armatures transversales:**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**I.8 Espacement:**

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

$$S_t \leq 1,5 \times e \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 30 \text{ cm}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**I.9 Vérification à L'ELS**

Pour cette étape on considère :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0,6f_{c28}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ( $N_{ser}$ ).

B : section de béton.

A : section d'armature adoptée.

**I.10 Vérification de la contrainte de cisaillement:**

D'après le RPA99/2003 on a :  $\tau_b \leq \bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{V}{b \times d}$$

Avec:

$$V = 1,4 V_u$$

b : épaisseur de voile

d : hauteur utile  $0,9 \times h$

h : hauteur totale de voile.

**II Exemple de calcul:****II.1 Détermination des sollicitations:**

Les sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000

*Tableau VI.1: Sollicitations dans les voiles pour la zone I*

Combinaison	$F_{11}$ (KN)	$M_{11}$ (KN.m)	$F_{22}$ (KN)	$M_{22}$ (KN.m)	$V_{max}$ (KN)
<b>ELU</b>	435	2,13	2175	10,7	15,87
<b>ELS</b>	319	1,56	1595	7,81	11,62
<b>ELA</b>	363	1,43	1818	7,19	0
<b>ELA</b>	376	0,28	1879	1,41	0

**II.2 Calcul des contraintes:**

$$L = 1,50m \quad , \quad e = 0,2 m$$

$$B = 0,3 m^2 \quad , \quad I = 0,056m^4$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-2175}{0,3} + \frac{10,7 \times 0,75}{0,056} = -7106,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-2175}{0,3} - \frac{10,7 \times 0,75}{0,056} = -7393,3 \text{ KN/m}^2$$

Avec:

$$V = V' = \frac{L_{voile}}{2} = \frac{1.50}{2} = 0,75m$$

⇒ la section est entièrement tendue (Pas de zone comprimée)

Soit un tronçon  $d = 0,75m$

#### ❖ Tronçon 'd':

$$\sigma_1 = \left( \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \right) = -7250 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = -1098,24 \text{ KN}$$

### II.3 Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 31,55 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

### II.4 Armatures minimales :

$$A_{min} = \max(0,15\%B; \frac{B \times f_{t28}}{f_e}) = 15,75 \text{ cm}^2$$

### II.5 Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{32,16}{4} = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA révisé 2003 : } A_H \geq 0,15\% \times B = 4,5 \text{ cm}^2$$

### II.6 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

### II.7 Vérification à l'ELS :

On considère :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{1,595}{0,3 + 15 \times 0,00629} \leq 0,6 \times 25 \Rightarrow 4,044 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

### II.8 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{D'après le RPA99/2003 on a : } \tau_b \leq \bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$$

Où :  $\tau_b = \frac{V}{b \times d} = 0,044 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$

Avec :

$$V = 1,4 V_u = 22,22 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{CV}$$

Les résultats de voile 'V1' sont résumés dans le tableau suivant.

**Tableau VI.2:** Ferrailage vertical et horizontal du voile 'V1' pour les trois zones

	Zone I			Zone 2			Zone 3		
Voile	Av/nappe (cm2)	Av/nappe choisi	Esp (cm)	Av/nappe (cm2)	Av/nappe choisi	Esp (cm)	Av/nappe (cm2)	Av/nappe choisi	Esp (cm)
V1	31.55	16T16	10	20.2	16T14	10	15.75	16T12	10
Voile	Ah/nappe (cm2)	Ah choisi	Esp (cm)	Ah/nappe (cm2)	Ah choisi	Esp (cm)	Ah/nappe (cm2)	Ah choisi	Esp (cm)
V1	8.04	14T10	20	5.35	14T10	20	4.52	14T10	20

**Conclusion de ferrailage:** Les ferrailages les plus défavorables de tous les voiles et les vérifications sont résumés dans les tableaux suivants:

**Tableau VI.3: Ferrailage vertical des voiles pour la zone I**

Voile	L (m)	e (m)	Section	$A_{Vmin}(cm^2)$	$A_{Vadopté/nappe}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{Vchoisit/nappe}$	Esp(cm)
V2	1	0,2	ET	10,5	20,1	10T16	10
V3	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V4	1,5	0,2	ET	15,75	15,82	14T12	11
V5	4,5	0,2	ET	47,25	24,86	22T12	21
V6	1,5	0,2	ET	15,75	15,82	14T12	11
V7	3	0,2	ET	31,5	16,95	15T12	21
V8	4	0,2	ET	42	22,6	20T12	20
V9	4	0,2	ET	42	22,6	20T12	20
V10	1	0,2	ET	10,5	15,4	10T14	10
V11	1	0,2	ET	10,5	15,4	10T14	10
V12	1	0,2	ET	10,5	15,4	10T14	10
V13	2,5	0,2	ET	26,25	16,95	15T12	17
V14	3,5	0,2	ET	36,75	20,34	18T12	20
V15	2	0,2	ET	21	11,3	10T12	21
V16	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V17	2,5	0,2	ET	26,25	16,95	15T12	18
V18	3	0,2	ET	31,5	16,95	15T12	21
V19	4,5	0,2	ET	47,25	24,86	22T12	21
V20	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	11
V21	3	0,2	ET	31,5	16,95	15T12	21
V22	1	0,2	ET	10,5	15,4	10T14	10
V23	1,5	0,2	ET	15,75	15,82	14T12	11
V24	1	0,2	ET	10,5	15,4	10T14	10
V25	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V26	2	0,2	ET	21	16,95	15T12	14
V27	1,5	0,2	ET	15,75	26,13	13T16	12
V28	7,5	0,2	ET	78,75	40,68	36T12	21
V29	2	0,2	ET	21	20,02	13T14	16
V30	2	0,2	ET	21	16,94	11T14	19
V31	5	0,2	ET	52,5	28,25	25T12	20
V32	2	0,2	ET	21	11,3	10T12	21
V33	5,5	0,2	ET	57,75	29,38	26T12	21

Tableau VII.4: Ferrailage horizontal des voiles pour la zone I

Voile	Hauteur	$A_h$ min (Cm <sup>2</sup> )	$A_h$ adopté/nappe (Cm <sup>2</sup> )	$A_h$ choisit/nappe	Esp(cm)
V2	2,86	3	11,06	14T10	20
V3	2,86	3	11,06	14T10	20
V4	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V5	2,86	13,5	11,06	14T10	20
V6	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V7	2,86	9	11,06	14T10	20
V8	2,86	12	11,06	14T10	20
V9	2,86	12	11,06	14T10	20
V10	2,86	3	11,06	14T10	20
V11	2,86	3	11,06	14T10	20
V12	2,86	3	11,06	14T10	20
V13	2,86	7,5	11,06	14T10	20
V14	2,86	10,5	11,06	14T10	20
V15	2,86	6	11,06	14T10	20
V16	2,86	3	11,06	14T10	20
V17	2,86	7,5	11,06	14T10	20
V18	2,86	9	11,06	14T10	20
V19	2,86	13,5	11,06	14T10	20
V20	2,86	3	11,06	14T10	20
V21	2,86	9	11,06	14T10	20
V22	2,86	3	11,06	14T10	20
V23	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V24	2,86	3	11,06	14T10	20
V25	2,86	3	11,06	14T10	20
V26	2,86	6	11,06	14T10	20
V27	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V28	2,86	22,5	11,85	15T10	19
V29	2,86	6	11,06	14T10	20
V30	2,86	6	11,06	14T10	20
V31	2,86	15	11,06	14T10	20
V32	2,86	6	11,06	14T10	20
V33	2,86	16,5	11,06	14T10	20

Tableau VI.5: Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone I

Voile	$\sigma_b$ (MPa)	$0,6 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs
V2	4,79	15	Vérifiée	0,033	5	Vérifiée
V3	2,46	15	Vérifiée	0,019	5	Vérifiée
V4	2,71	15	Vérifiée	0,014	5	Vérifiée
V5	0,44	15	Vérifiée	0,000	5	Vérifiée
V6	1,38	15	Vérifiée	0,011	5	Vérifiée
V7	0,88	15	Vérifiée	0,009	5	Vérifiée
V8	0,69	15	Vérifiée	0,001	5	Vérifiée
V9	0,79	15	Vérifiée	0,006	5	Vérifiée
V10	3,07	15	Vérifiée	0,004	5	Vérifiée
V11	2,96	15	Vérifiée	0,003	5	Vérifiée
V12	2,94	15	Vérifiée	0,004	5	Vérifiée
V13	1,33	15	Vérifiée	0,002	5	Vérifiée
V14	0,95	15	Vérifiée	0,003	5	Vérifiée
V15	1,46	15	Vérifiée	0,004	5	Vérifiée
V16	2,63	15	Vérifiée	0,006	5	Vérifiée
V17	1,72	15	Vérifiée	0,010	5	Vérifiée
V18	1,05	15	Vérifiée	0,001	5	Vérifiée
V19	0,75	15	Vérifiée	0,007	5	Vérifiée
V20	2,60	15	Vérifiée	0,015	5	Vérifiée
V21	1,08	15	Vérifiée	0,002	5	Vérifiée
V22	2,87	15	Vérifiée	0,000	5	Vérifiée
V23	2,53	15	Vérifiée	0,031	5	Vérifiée
V24	3,44	15	Vérifiée	0,040	5	Vérifiée
V25	2,12	15	Vérifiée	0,040	5	Vérifiée
V26	2,07	15	Vérifiée	0,009	5	Vérifiée
V27	4,40	15	Vérifiée	0,016	5	Vérifiée
V28	0,66	15	Vérifiée	0,014	5	Vérifiée
V29	2,51	15	Vérifiée	0,007	5	Vérifiée
V30	2,15	15	Vérifiée	0,011	5	Vérifiée
V31	1,02	15	Vérifiée	0,012	5	Vérifiée
V32	1,41	15	Vérifiée	0,008	5	Vérifiée
V33	0,74	15	Vérifiée	0,006	5	Vérifiée

Tableau VI.6: Ferrailage vertical des voiles pour la zone II

Voile	L (m)	e (m)	Section	$A_{Vmin}(cm^2)$	$A_{Vadopté/nappe}$ ( $Cm^2$ )	$A_{Vchoisit/nappe}$	Esp(cm)
V2	1	0,2	ET	10,5	15,4	10T14	10
V3	1	0,2	ET	10,5	11,3	10T12	10
V4	1,5	0,2	ET	15,75	15,82	14T12	11
V5	4,5	0,2	ET	47,25	24,86	22T12	21
V6	1,5	0,2	ET	15,75	15,82	14T12	11
V7	3	0,2	ET	31,5	16,95	15T12	21
V8	4	0,2	ET	42	22,6	20T12	20
V9	4	0,2	ET	42	22,6	20T12	20
V10	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V11	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V12	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V13	2,5	0,2	ET	26,25	16,95	15T12	17
V14	3,5	0,2	ET	36,75	20,34	18T12	20
V15	2	0,2	ET	21	11,3	10T12	21
V16	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V17	2,5	0,2	ET	26,25	16,95	15T12	18
V18	3	0,2	ET	31,5	16,95	15T12	21
V19	4,5	0,2	ET	47,25	24,86	22T12	21
V20	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	11
V21	3	0,2	ET	31,5	16,95	15T12	21
V22	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V23	1,5	0,2	ET	15,75	15,82	14T12	11
V24	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V25	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V26	2	0,2	ET	21	16,95	15T12	14
V27	1,5	0,2	ET	15,75	20,02	13T14	12
V28	7,5	0,2	ET	78,75	40,68	36T12	21
V29	2	0,2	ET	21	14,69	13T12	16
V30	2	0,2	ET	21	12,43	11T12	19
V31	5	0,2	ET	52,5	28,25	25T12	20
V32	2	0,2	ET	21	11,3	10T12	21
V33	5,5	0,2	ET	57,75	29,38	26T12	21

Tableau VI.7: Ferrailage horizontal des voiles pour la zone II

Voile	Hauteur	$A_h$ min (Cm <sup>2</sup> )	$A_h$ adopté/nappe (Cm <sup>2</sup> )	$A_h$ choisit/nappe	Esp(cm)
V2	2,86	3	11,06	14T10	20
V3	2,86	3	11,06	14T10	20
V4	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V5	2,86	13,5	11,06	14T10	20
V6	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V7	2,86	9	11,06	14T10	20
V8	2,86	12	11,06	14T10	20
V9	2,86	12	11,06	14T10	20
V10	2,86	3	11,06	14T10	20
V11	2,86	3	11,06	14T10	20
V12	2,86	3	11,06	14T10	20
V13	2,86	7,5	11,06	14T10	20
V14	2,86	10,5	11,06	14T10	20
V15	2,86	6	11,06	14T10	20
V16	2,86	3	11,06	14T10	20
V17	2,86	7,5	11,06	14T10	20
V18	2,86	9	11,06	14T10	20
V19	2,86	13,5	11,06	14T10	20
V20	2,86	3	11,06	14T10	20
V21	2,86	9	11,06	14T10	20
V22	2,86	3	11,06	14T10	20
V23	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V24	2,86	3	11,06	14T10	20
V25	2,86	3	11,06	14T10	20
V26	2,86	6	11,06	14T10	20
V27	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V28	2,86	22,5	11,85	15T10	19
V29	2,86	6	11,06	14T10	20
V30	2,86	6	11,06	14T10	20
V31	2,86	15	11,06	14T10	20
V32	2,86	6	11,06	14T10	20
V33	2,86	16,5	11,06	14T10	20

Tableau VI.8: Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone II

Voile	$\sigma_b$ (MPa)	$0,6 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs
V2	3,09	15	Vérifiée	0,063	5	Vérifiée
V3	1,96	15	Vérifiée	0,043	5	Vérifiée
V4	1,57	15	Vérifiée	0,033	5	Vérifiée
V5	0,30	15	Vérifiée	0,001	5	Vérifiée
V6	0,96	15	Vérifiée	0,023	5	Vérifiée
V7	0,56	15	Vérifiée	0,020	5	Vérifiée
V8	0,45	15	Vérifiée	0,003	5	Vérifiée
V9	0,49	15	Vérifiée	0,018	5	Vérifiée
V10	2,10	15	Vérifiée	0,013	5	Vérifiée
V11	1,87	15	Vérifiée	0,009	5	Vérifiée
V12	2,12	15	Vérifiée	0,011	5	Vérifiée
V13	0,94	15	Vérifiée	0,006	5	Vérifiée
V14	0,67	15	Vérifiée	0,011	5	Vérifiée
V15	1,07	15	Vérifiée	0,016	5	Vérifiée
V16	1,87	15	Vérifiée	0,015	5	Vérifiée
V17	1,09	15	Vérifiée	0,026	5	Vérifiée
V18	0,75	15	Vérifiée	-0,004	5	Vérifiée
V19	0,50	15	Vérifiée	0,017	5	Vérifiée
V20	1,82	15	Vérifiée	0,020	5	Vérifiée
V21	0,76	15	Vérifiée	0,005	5	Vérifiée
V22	1,87	15	Vérifiée	0,007	5	Vérifiée
V23	1,62	15	Vérifiée	0,062	5	Vérifiée
V24	2,15	15	Vérifiée	0,076	5	Vérifiée
V25	1,44	15	Vérifiée	0,072	5	Vérifiée
V26	1,33	15	Vérifiée	0,019	5	Vérifiée
V27	2,55	15	Vérifiée	0,033	5	Vérifiée
V28	0,42	15	Vérifiée	0,020	5	Vérifiée
V29	1,64	15	Vérifiée	0,013	5	Vérifiée
V30	1,45	15	Vérifiée	0,019	5	Vérifiée
V31	0,63	15	Vérifiée	0,022	5	Vérifiée
V32	1,01	15	Vérifiée	0,022	5	Vérifiée
V33	0,48	15	Vérifiée	0,010	5	Vérifiée

Tableau VI.9: Ferrailage vertical des voiles pour la zone III

Voile	L (m)	e (m)	Section	$A_{Vmin}(cm^2)$	$A_{Vadopté/nappe}$ ( $Cm^2$ )	$A_{Vchoisit/nappe}$	Esp(cm)
V2	1	0,2	ET	10,5	11,3	10T12	10
V3	1	0,2	ET	10,5	11,3	10T12	10
V4	1,5	0,2	ET	15,75	15,82	14T12	11
V5	4,5	0,2	ET	47,25	24,86	22T12	21
V6	1,5	0,2	ET	15,75	15,82	14T12	11
V7	3	0,2	ET	31,5	16,95	15T12	21
V8	4	0,2	ET	42	22,6	20T12	20
V9	4	0,2	ET	42	22,6	20T12	20
V10	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V11	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V12	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V13	2,5	0,2	ET	26,25	16,95	15T12	17
V14	3,5	0,2	ET	36,75	20,34	18T12	20
V15	2	0,2	ET	21	11,3	10T12	21
V16	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V17	2,5	0,2	PT	26,25	16,95	15T12	18
V18	3	0,2	ET	31,5	16,95	15T12	21
V19	4,5	0,2	ET	47,25	24,86	22T12	21
V20	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	11
V21	3	0,2	ET	31,5	16,95	15T12	21
V22	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V23	1,5	0,2	ET	15,75	15,82	14T12	11
V24	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V25	1	0,2	ET	10,5	11,31	10T12	10
V26	2	0,2	ET	21	16,95	15T12	14
V27	1,5	0,2	ET	15,75	14,69	13T12	12
V28	7,5	0,2	ET	78,75	40,68	36T12	21
V29	2	0,2	ET	21	14,69	13T12	16
V30	2	0,2	ET	21	12,43	11T12	19
V31	5	0,2	ET	52,5	28,25	25T12	20
V32	2	0,2	ET	21	11,3	10T12	21
V33	5,5	0,2	ET	57,75	29,38	26T12	21

Tableau VI.10: Ferrailage horizontal des voiles pour la zone III

Voile	Hauteur	$A_h$ min (Cm <sup>2</sup> )	$A_h$ adopté/nappe (Cm <sup>2</sup> )	$A_h$ choisit/nappe	Esp(cm)
V2	2,86	3	11,06	14T10	20
V3	2,86	3	11,06	14T10	20
V4	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V5	2,86	13,5	11,06	14T10	20
V6	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V7	2,86	9	11,06	14T10	20
V8	2,86	12	11,06	14T10	20
V9	2,86	12	11,06	14T10	20
V10	2,86	3	11,06	14T10	20
V11	2,86	3	11,06	14T10	20
V12	2,86	3	11,06	14T10	20
V13	2,86	7,5	11,06	14T10	20
V14	2,86	10,5	11,06	14T10	20
V15	2,86	6	11,06	14T10	20
V16	2,86	3	11,06	14T10	20
V17	2,86	7,5	11,06	14T10	20
V18	2,86	9	11,06	14T10	20
V19	2,86	13,5	11,06	14T10	20
V20	2,86	3	11,06	14T10	20
V21	2,86	9	11,06	14T10	20
V22	2,86	3	11,06	14T10	20
V23	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V24	2,86	3	11,06	14T10	20
V25	2,86	3	11,06	14T10	20
V26	2,86	6	11,06	14T10	20
V27	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V28	2,86	22,5	11,85	15T10	19
V29	2,86	6	11,06	14T10	20
V30	2,86	6	11,06	14T10	20
V31	2,86	15	11,06	14T10	20
V32	2,86	6	11,06	14T10	20
V33	2,86	16,5	11,06	14T10	20

Tableau VI.11: Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone III

Voile	$\sigma_b$ (MPa)	$0,6 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs
V2	1,83	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V3	1,14	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V4	0,86	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V5	0,18	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V6	0,56	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V7	0,33	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V8	0,26	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V9	0,28	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V10	1,19	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V11	1,04	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V12	1,21	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V13	0,54	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V14	0,39	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V15	0,62	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V16	1,08	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V17	0,61	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V18	0,44	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V19	0,29	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V20	1,03	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V21	0,44	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V22	1,05	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V23	0,89	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V24	1,15	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V25	0,82	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V26	0,74	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V27	1,45	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V28	0,24	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V29	0,90	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V30	0,82	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V31	0,36	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V32	0,58	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée
V33	0,27	15	Vérifiée	0,064	5	Vérifiée

### III Étude thermique des voiles périphériques:

#### III.1 Généralités

Les actions thermiques agissant sur les bâtiments et résultant des variations climatiques et de température d'exploitation doivent être prises en considération dans la conception des bâtiments, là où il est possible que les états limites ultimes et de service soient dépassés suite à un mouvement et/ou à des contraintes d'origine thermique.

Les variations de volume et/ou contraintes induites par les variations de température peuvent être également influencées par :

- ✓ La projection de l'ombre des bâtiments adjacents ;
- ✓ L'utilisation de différents matériaux présentant différents coefficients de dilatation thermique et différentes conductivités thermiques ;
- ✓ L'utilisation de différentes formes de sections transversales avec des températures uniformes différentes.

L'humidité et les autres facteurs environnementaux peuvent également influencer les variations de volume des éléments de structure.

#### III.2 Les combinaisons d'actions

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q + 1.5T \\ G + Q + T \\ 0.8G + T \\ G + 0.8T \end{array} \right.$$

#### III.3 Pourquoi l'étude thermique

Puisque notre bâtiment a une longueur qui dépasse 30 m, Le C.B.A.93 exige de prendre en compte les effets des variations de température pour les éléments de construction.

- 30 m dans les autres Wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEN qui rentrent dans la catégorie suivante.
- 25 m dans les autres Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.
- 20 m dans le moyen Sud et l'extrême Sud

**Conclusion de ferrailage:** Les ferrailages les plus défavorables des voiles périphériques et les vérifications sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau VI.12: Ferrailage vertical des voiles pour la zone I

Voile	L (m)	e (m)	Section	$A_{Vmin}(cm^2)$	$A_{Vadopté/nappe}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{Vchoisit/nappe}$	Esp(cm)
V1	1,5	0,5	ET	15,5	50,24	16T20	11
V2	1	0,5	ET	10,5	50,24	16T20	10
V3	1	0,5	ET	10,5	50,24	16T20	10
V4	1,5	0,75	ET	15,75	50,24	16T20	11
V5	4,5	2,25	ET	47,25	46,2	30T14	21
V6	1,5	0,75	ET	15,75	50,24	16T20	9
V7	3	1,5	ET	31,5	50,25	25T16	12
V8	4	2	ET	42	48,24	24T16	20
V10	1	0,5	ET	10,5	50,24	16T20	10
V11	1	0,5	ET	10,5	50,24	16T20	10
V12	1	0,5	ET	10,5	50,24	16T20	10
V13	2,5	1,25	ET	26,25	50,24	16T16	16
V14	3,5	1,75	ET	36,75	50,25	25T16	14
V15	2	1	ET	21	49,1	10T20	20
V16	1	0,5	ET	10,5	50,24	16T20	10
V19	3	1,5	ET	31,5	46,2	30T14	41
V20	4,5	2,25	ET	47,25	49,28	32T14	14
V21	1	0,5	ET	10,5	50,24	16T20	10
V23	3	1,5	ET	31,5	50,25	25T16	12
V24	1,5	0,75	ET	15,75	50,24	16T20	11
V25	1	0,5	ET	10,5	50,24	16T20	13
V28	1	0,5	ET	10,5	50,24	16T20	10
V31	7,5	3,75	ET	78,75	47,74	31T14	24
V32	5	2,5	ET	52,5	50,25	25T16	20

Tableau VI.13: Ferrailage horizontal des voiles pour la zone I

Voile	Hauteur	$A_h$ min (Cm <sup>2</sup> )	$A_h$ adopté/nappe (Cm <sup>2</sup> )	$A_h$ choisit/nappe	Esp(cm)
V1	2,86	3	12,64	16T10	18
V2	2,86	3	12,64	16T10	18
V3	2,86	3	12,64	16T10	18
V4	2,86	4,5	12,64	16T10	18
V5	2,86	13,5	12,64	16T10	18
V6	2,86	4,5	12,64	16T10	18
V7	2,86	9	12,64	16T10	18
V8	2,86	12	12,64	16T10	18
V10	2,86	3	12,64	16T10	18
V11	2,86	3	12,64	16T10	18
V12	2,86	3	12,64	16T10	18
V13	2,86	7,5	12,64	16T10	18
V14	2,86	10,5	12,64	16T10	18
V15	2,86	6	12,64	16T10	18
V16	2,86	3	12,64	16T10	18
V19	2,86	9	12,64	16T10	18
V20	2,86	13,5	12,64	16T10	18
V21	2,86	3	12,64	16T10	18
V23	2,86	9	12,64	16T10	18
V24	2,86	4,5	12,64	16T10	18
V25	2,86	3	12,64	16T10	18
V28	2,86	3	12,64	16T10	18
V31	2,86	22,5	12,64	16T10	18

Tableau VI.14: Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone I

Voile	$\sigma_b$ (MPa)	$0,6 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs
V1	7,82	15	Vérifiée	0,05	5	Vérifiée
V2	10,75	15	Vérifiée	0,03	5	Vérifiée
V3	10,49	15	Vérifiée	0,12	5	Vérifiée
V4	7,68	15	Vérifiée	0,04	5	Vérifiée
V5	2,61	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V6	7,88	15	Vérifiée	0,03	5	Vérifiée
V7	4,15	15	Vérifiée	0,00	5	Vérifiée
V8	3,03	15	Vérifiée	0,02	5	Vérifiée
V10	11,02	15	Vérifiée	0,09	5	Vérifiée
V11	10,63	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V12	10,90	15	Vérifiée	0,12	5	Vérifiée
V13	4,89	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V14	3,49	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V15	5,92	15	Vérifiée	0,02	5	Vérifiée
V16	10,65	15	Vérifiée	0,10	5	Vérifiée
V18	4,21	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V19	2,80	15	Vérifiée	0,02	5	Vérifiée
V20	10,68	15	Vérifiée	0,11	5	Vérifiée
V21	4,07	15	Vérifiée	0,03	5	Vérifiée
V23	7,54	15	Vérifiée	0,03	5	Vérifiée
V24	5,43	15	Vérifiée	0,05	5	Vérifiée
V25	10,48	15	Vérifiée	0,09	5	Vérifiée
V28	1,67	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V31	2,48	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V32	5,79	15	Vérifiée	0,03	5	Vérifiée

Tableau VI.15: Ferrailage vertical des voiles pour la zone II

Voile	L (m)	e (m)	Section	$A_{Vmin}(cm^2)$	$A_{Vadopté/nappe}$ ( $Cm^2$ )	$A_{Vchoisit/nappe}$	Esp(cm)
V1	1,5	0,5	ET	15,75	21,56	14T14	10
V2	1	0,5	ET	10,5	18,48	12T14	10
V3	1	0,5	ET	10,5	11,3	10T12	10
V4	1,5	0,75	ET	15,75	21,56	14T14	11
V5	4,5	2,25	ET	47,25	24,86	22T12	21
V6	1,5	0,75	ET	15,75	32,16	16T16	9
V7	3	1,5	ET	31,5	28,25	25T12	12
V8	4	2	ET	42	22,6	20T12	20
V10	1	0,5	ET	10,5	20,1	10T16	10
V11	1	0,5	ET	10,5	18,48	12T14	10
V12	1	0,5	ET	10,5	18,48	12T14	10
V13	2,5	1,25	ET	26,25	24,64	16T14	16
V14	3,5	1,75	ET	36,75	28,25	25T12	14
V15	2	1	ET	21	20,1	10T16	20
V16	1	0,5	ET	10,5	18,48	12T14	10
V19	3	1,5	ET	31,5	33,88	22T14	14
V20	4,5	2,25	ET	47,25	36,16	32T12	14
V21	1	0,5	ET	10,5	18,48	12T14	10
V23	3	1,5	ET	31,5	28,25	25T12	12
V24	1,5	0,75	ET	15,75	21,56	14T14	11
V25	1	0,5	ET	10,5	18,48	12T14	13
V28	1	0,5	ET	10,5	11,3	10T12	10
V31	7,5	3,75	ET	78,75	47,74	31T14	24
V32	5	2,5	ET	52,5	28,25	25T12	20

Tableau VI.16: Ferrailage horizontal des voiles pour la zone II

Voile	Hauteur	$A_h$ min (Cm <sup>2</sup> )	$A_h$ adopté/nappe (Cm <sup>2</sup> )	$A_h$ choisit/nappe	Esp(cm)
V1	2,86	3	11,06	14T10	11
V2	2,86	3	11,06	14T10	20
V3	2,86	3	11,06	14T10	20
V4	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V5	2,86	13,5	11,06	14T10	20
V6	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V7	2,86	9	11,06	14T10	20
V8	2,86	12	11,06	14T10	20
V10	2,86	3	11,06	14T10	20
V11	2,86	3	11,06	14T10	20
V12	2,86	3	11,06	14T10	20
V13	2,86	7,5	11,06	14T10	20
V14	2,86	10,5	11,06	14T10	20
V15	2,86	6	11,06	14T10	20
V16	2,86	3	11,06	14T10	20
V19	2,86	9	11,06	14T10	20
V20	2,86	13,5	11,06	14T10	20
V21	2,86	3	11,06	14T10	20
V23	2,86	9	11,06	14T10	20
V24	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V25	2,86	3	11,06	14T10	20
V28	2,86	3	11,06	14T10	20
V31	2,86	22,5	11,85	15T10	20
V32	2,86	15	11,06	14T10	20

Tableau VI.17: Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone II

Voile	$\sigma_b$ (MPa)	$0,6 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs
V1	2,83	15	Vérifiée	0,07	5	Vérifiée
V2	3,23	15	Vérifiée	0,06	5	Vérifiée
V3	2,42	15	Vérifiée	0,14	5	Vérifiée
V4	2,68	15	Vérifiée	0,05	5	Vérifiée
V5	0,77	15	Vérifiée	0,00	5	Vérifiée
V6	3,88	15	Vérifiée	0,02	5	Vérifiée
V7	2,21	15	Vérifiée	0,02	5	Vérifiée
V8	1,08	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V10	3,93	15	Vérifiée	0,09	5	Vérifiée
V11	3,17	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V12	3,56	15	Vérifiée	0,11	5	Vérifiée
V13	2,22	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V14	1,60	15	Vérifiée	0,04	5	Vérifiée
V15	2,32	15	Vérifiée	0,06	5	Vérifiée
V16	3,30	15	Vérifiée	0,11	5	Vérifiée
V18	2,41	15	Vérifiée	0,00	5	Vérifiée
V19	1,05	15	Vérifiée	0,04	5	Vérifiée
V20	3,26	15	Vérifiée	0,11	5	Vérifiée
V21	1,38	15	Vérifiée	0,03	5	Vérifiée
V23	2,17	15	Vérifiée	0,07	5	Vérifiée
V24	2,39	15	Vérifiée	0,08	5	Vérifiée
V25	2,16	15	Vérifiée	0,13	5	Vérifiée
V28	0,66	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V31	1,04	15	Vérifiée	0,02	5	Vérifiée
V32	1,81	15	Vérifiée	0,07	5	Vérifiée

Tableau VI.18: Ferrailage vertical des voiles pour la zone III

Voile	L (m)	e (m)	Section	$A_{vmin}(cm^2)$	$A_{vadopté/nappe}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{vchoisit/nappe}$	Esp(cm)
V1	1,5	0,5	ET	10,5	15,82	14T12	11
V2	1	0,5	ET	10,5	13,56	12T12	10
V3	1	0,5	ET	10,5	11,3	10T12	10
V4	1,5	0,75	ET	15,75	15,82	14T12	11
V5	4,5	2,25	ET	47,25	24,86	22T12	21
V6	1,5	0,75	ET	15,75	26,18	17T16	9
V7	3	1,5	ET	31,5	28,25	25T12	12
V8	4	2	ET	42	22,6	20T12	20
V10	1	0,5	ET	10,5	15,4	10T14	10
V11	1	0,5	ET	10,5	13,56	12T12	10
V12	1	0,5	ET	10,5	13,56	12T12	10
V13	2,5	1,25	ET	26,25	18,06	16T12	16
V14	3,5	1,75	ET	36,75	28,25	25T12	14
V15	2	1	ET	21	15,4	10T14	20
V16	1	0,5	ET	10,5	13,56	12T12	10
V19	3	1,5	ET	31,5	25,99	23T12	14
V20	4,5	2,25	ET	47,25	36,16	32T12	14
V21	1	0,5	ET	10,5	13,56	12T12	10
V23	3	1,5	ET	31,5	28,25	25T12	12
V24	1,5	0,75	ET	15,75	15,82	14T12	11
V25	1	0,5	ET	10,5	13,56	12T12	13
V28	1	0,5	ET	10,5	11,3	10T12	10
V31	7,5	3,75	ET	78,75	47,74	31T14	24
V32	5	2,5	ET	52,5	28,25	25T12	20

Tableau VI.19: Ferrailage horizontal des voiles pour la zone III

Voile	Hauteur	$A_h$ min (Cm <sup>2</sup> )	$A_h$ adopté/nappe (Cm <sup>2</sup> )	$A_h$ choisit/nappe	Esp(cm)
V1	2,86	3	11,06	14T10	20
V2	2,86	3	11,06	14T10	20
V3	2,86	3	11,06	14T10	20
V4	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V5	2,86	13,5	11,06	14T10	20
V6	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V7	2,86	9	11,06	14T10	20
V8	2,86	12	11,06	14T10	20
V10	2,86	3	11,06	14T10	20
V11	2,86	3	11,06	14T10	20
V12	2,86	3	11,06	14T10	20
V13	2,86	7,5	11,06	14T10	20
V14	2,86	10,5	11,06	14T10	20
V15	2,86	6	11,06	14T10	20
V16	2,86	3	11,06	14T10	20
V19	2,86	9	11,06	14T10	20
V20	2,86	13,5	11,06	14T10	20
V21	2,86	3	11,06	14T10	20
V23	2,86	9	11,06	14T10	20
V24	2,86	4,5	11,06	14T10	20
V25	2,86	3	11,06	14T10	20
V28	2,86	3	11,06	14T10	20

Tableau VI.20: Vérification à l'ELS et de contrainte de cisaillement pour la zone III

Voile	$\sigma_b$ (MPa)	$0,6 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$ (MPa)	Obs
V1	1,71	15	Vérifiée	0,08	5	Vérifiée
V2	2,33	15	Vérifiée	0,06	5	Vérifiée
V3	1,48	15	Vérifiée	0,14	5	Vérifiée
V4	2,16	15	Vérifiée	0,07	5	Vérifiée
V5	0,74	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V6	3,70	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V7	1,81	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V8	0,93	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V10	2,33	15	Vérifiée	0,10	5	Vérifiée
V11	2,82	15	Vérifiée	0,02	5	Vérifiée
V12	2,30	15	Vérifiée	0,11	5	Vérifiée
V13	1,79	15	Vérifiée	0,02	5	Vérifiée
V14	1,19	15	Vérifiée	0,07	5	Vérifiée
V15	1,65	15	Vérifiée	0,10	5	Vérifiée
V16	2,43	15	Vérifiée	0,12	5	Vérifiée
V18	2,03	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V19	0,76	15	Vérifiée	0,05	5	Vérifiée
V20	2,34	15	Vérifiée	0,10	5	Vérifiée
V21	1,02	15	Vérifiée	0,03	5	Vérifiée
V23	1,69	15	Vérifiée	0,07	5	Vérifiée
V24	2,43	15	Vérifiée	0,09	5	Vérifiée
V25	2,06	15	Vérifiée	0,13	5	Vérifiée
V28	0,59	15	Vérifiée	0,02	5	Vérifiée
V31	0,94	15	Vérifiée	0,01	5	Vérifiée
V32	1,23	15	Vérifiée	0,12	5	Vérifiée

# **CHAPITRE VII**

Étude de l'infrastructure

## I Introduction Générale:

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les poteaux et les voiles. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol. Le choix du type de fondation dépend du :

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

## II Conclusion du rapport géotechnique

La reconnaissance géotechnique du site retenue dans le cadre de ce projet a montré que les sols du site sont constitués en majorité par une formation rocheuse.

Compte tenu des résultats, un système de fondations superficielles ancrées dans la tranche de sols comprise entre 1.30 m "minimum" et 3.50 m de profondeur est envisageable.

La contrainte admissible du sol à prendre en considération à titre indicatif dans le dimensionnement étant d'ordre de 2.00 bars.

Aucune venue d'eau n'a été enregistrée au cours des sondages.

### II.1 Type de fondation selon le rapport géotechnique

#### II.1.1 Radier général

Un radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans poutre, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appui sur les poteaux et murs qui exercent sur lui des charges descendantes.

#### II.1.2 Prédimensionnement du radier

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- La hauteur doit satisfaire la condition suivante.

$$h_d \geq l_{max}/20 \geq 640/20 \Rightarrow h_d \geq 32 \text{ cm}$$

$h_d$  : Épaisseur de la dalle

$l_{max}$  : Portée la plus grande entre axes des appuis.

- La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à:

$$h_n \geq l_{max}/10 \geq 640/10 \Rightarrow h_n \geq 64 \text{ cm}$$

$h_n$  : Épaisseur de la nervure

Nous optons pour  $h_d = 60 \text{ cm}$

Nous optons pour  $h_n = 80 \text{ cm}$

Ces valeurs vérifient la contrainte de sol donnée par logiciel SAFE.

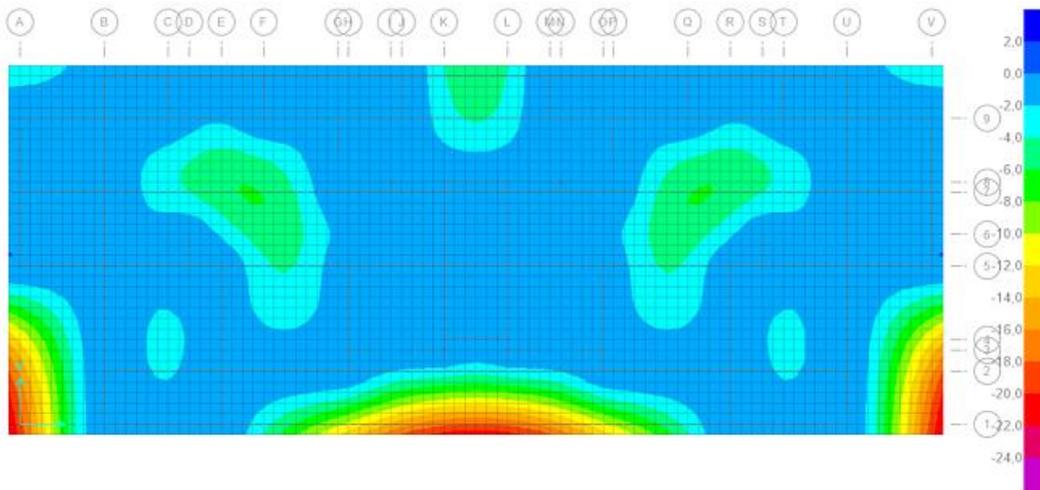


Figure VII.1: Valeurs de diagramme des contraintes de sol en KPa

### II.1.3 Débordement « D »

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{65}{2}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow D \geq \max(32.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

On adopte un débord de 50 cm.

### II.1.4 Vérification de la contrainte du sol

On a une capacité portante du sol  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\sigma_{bi} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = Z_{max} \times K \\ \sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} \end{cases}$$

Avec :

$Z_{max}$ : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par le logiciel SAFE.

$$Z_{max} = 1.00 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$K$  : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol ».

$$K = 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ (Tableau du module de réaction du sol) pour } \sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

$F_z$  : réaction totale de la structure à l'ELS obtenue par le SAFE.

$$F_z = 136876 \text{ KN}$$

$S_r$  : Surface du radier.

$$S_r = S_{\text{Batiment}} + S_{\text{Debord}} = 786.76 \text{ m}^2.$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = Z_{\text{max}} \times K = 1.00 \times 10^{-3} \times 40000$$

$$\sigma_{b1} = 0.40 \text{ bar} \Rightarrow \sigma_{b1} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} = \frac{136876}{786.76} = 1.74 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = 1.74 \text{ bar} \Rightarrow \sigma_{b2} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Donc la condition est vérifiée

### II.1.5 Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2,42)}$$

Avec :

$P_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$h_r$  : Épaisseur totale de radier.

Avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$

Le voile le plus sollicité :  $P_u = 2175 \text{ KN}$

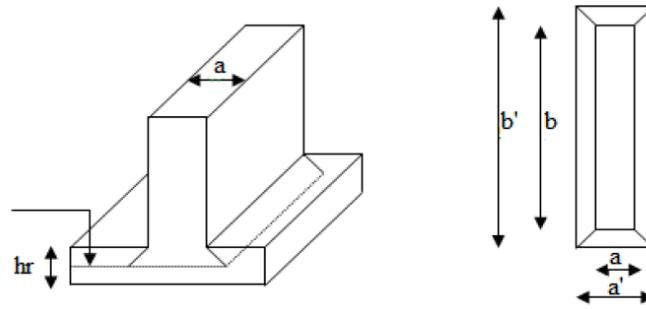


Figure XI : Dimensions du radier

Ligne moyenne :

$$U_c = 2 \times (a' + b')$$

$$a' = a + h_r$$

$$b' = b + h_r$$

$$U_c = 2 \times (a + b + 2 \times h_r)$$

$$P_u \leq 0.045 \times 2 \times (a + b + 2 \times h_r) \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$P_u \leq 0.045 \times 2 \times (0.2 + 1.5 + 2 \times 0.6) \times 0.6 \times \frac{25000}{1.5}$$

$$P_u = 2175 \leq 2610 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

## II.1.6 Détermination des moments et efforts tranchants :

Les moments fléchissants sont obtenus à l'aide du logiciel SAFE.

### II.1.6.1 Moment et effort tranchant du radier

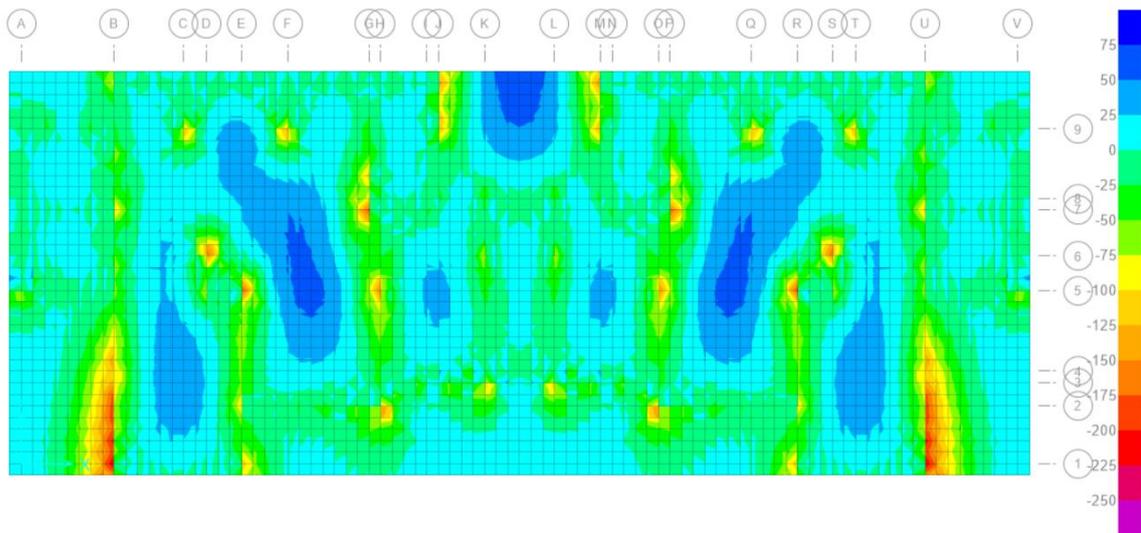


Figure VII.2 : Diagramme des moments de la dalle à l'ELU dans le sens « x »

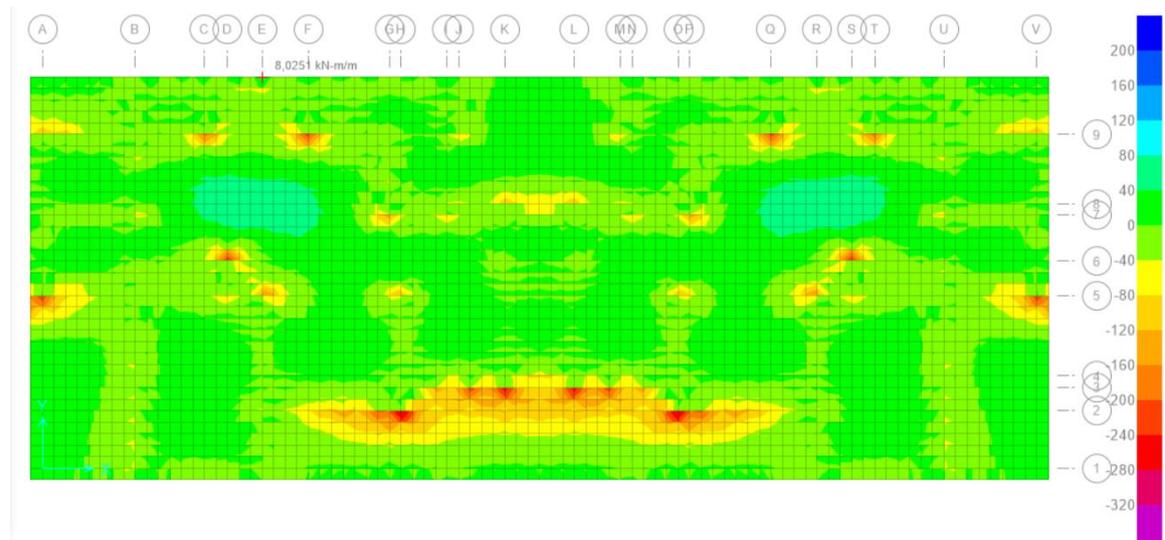


Figure VII.3: Diagramme des moments de la dalle à l'ELU dans le sens « y »

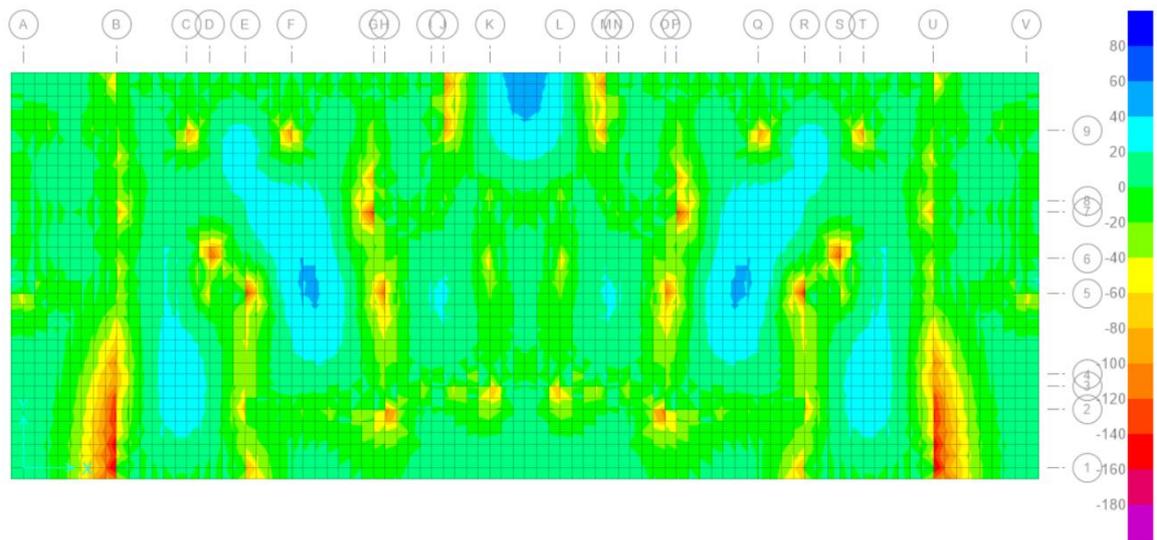


Figure VII.4: Diagramme des moments de la dalle à l'ELS dans le sens « x »

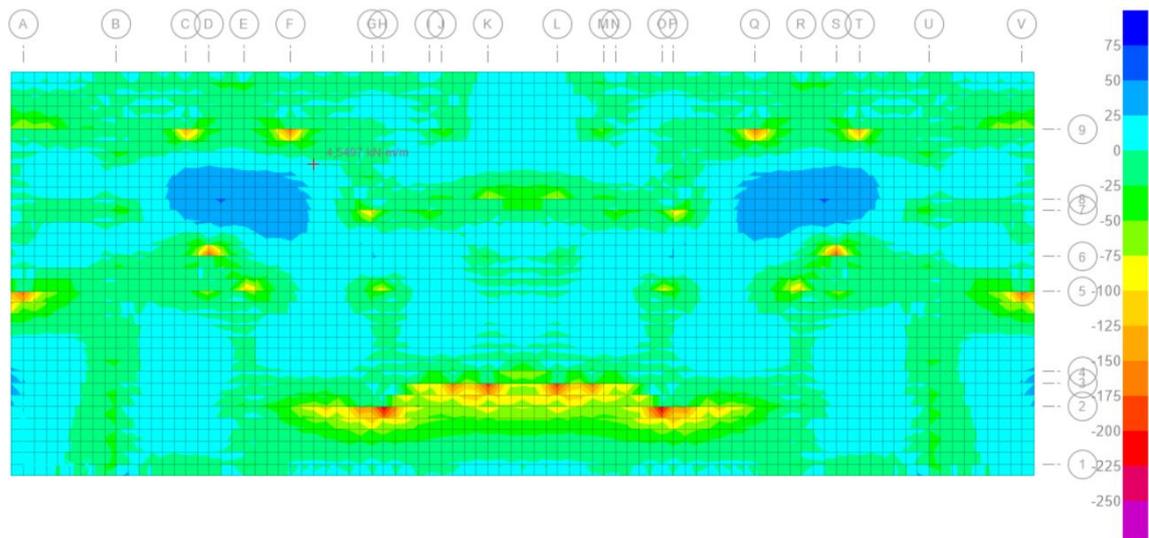


Figure VII.5: Diagramme des moments de la dalle à l'ELS dans le sens « y »

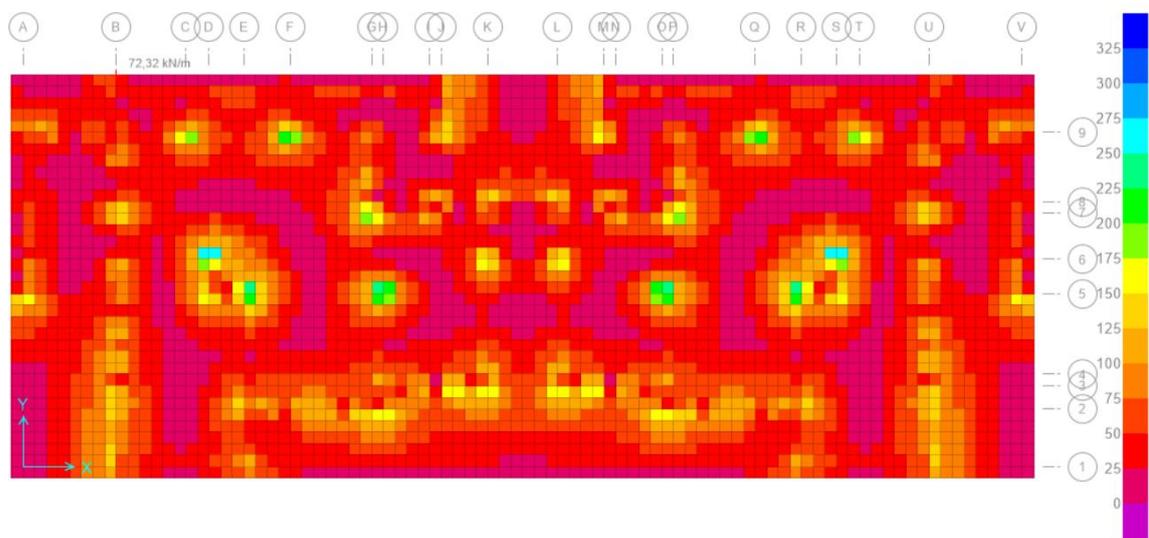


Figure VII.6: Diagramme effort tranchant de la dalle.

II.1.6.2 Moment et effort tranchant de la nervure

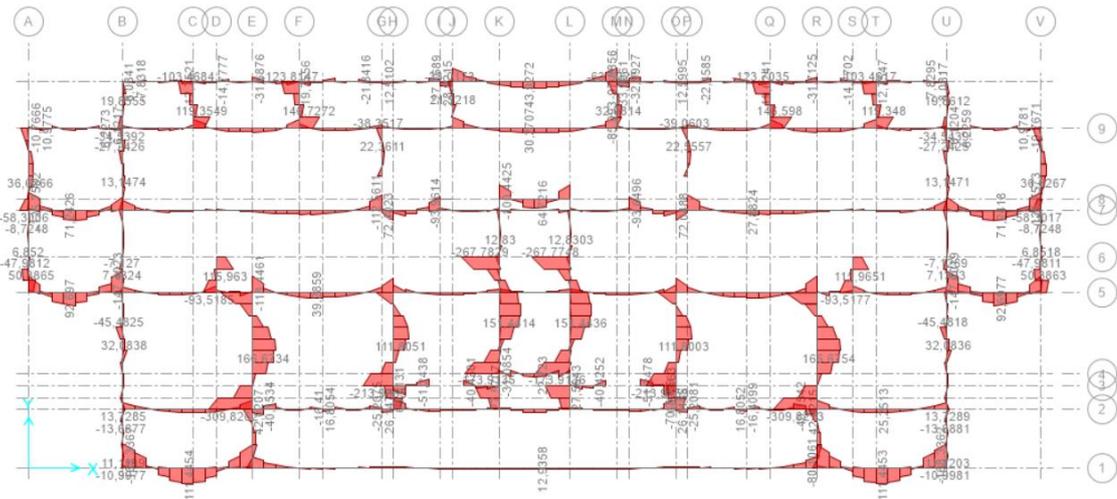


Figure VII.7: Diagramme des moments de nervure en ELU.

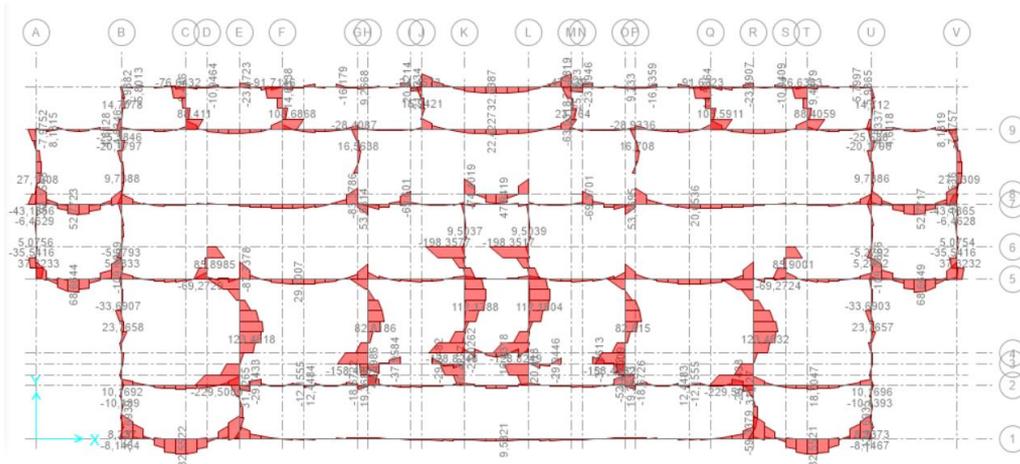


Figure VII.8: Diagramme des moments de nervure en ELS.

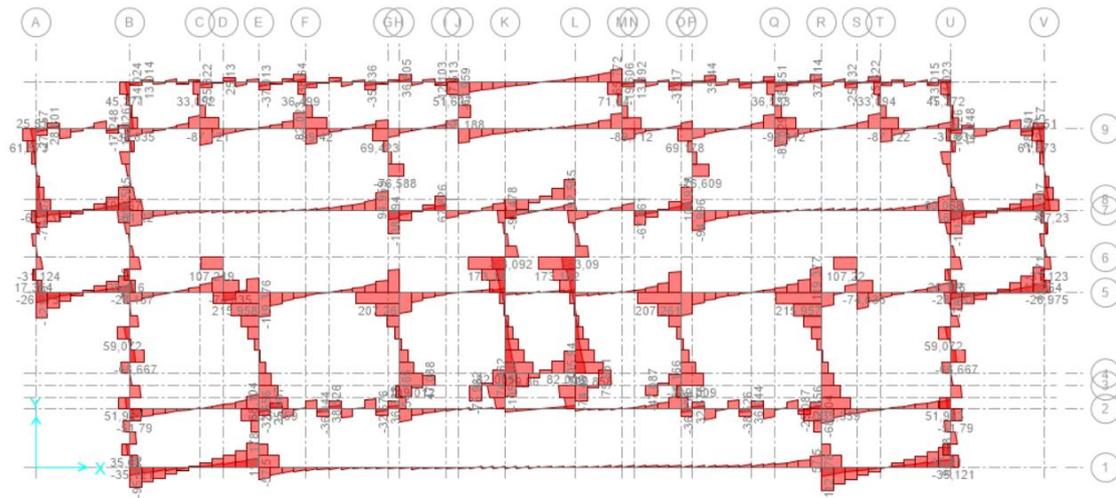


Figure VII.9: Diagramme effort tranchant de la nervure.

Tableau VII.1: Moments fléchissant du radier nervuré à l'ELU et l'ELS

		ELU		ELS	
		Mx (KN.m)	My (KN.m)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
DALLE	Travée	250	320	180	250
	Appuis	75	200	80	75
NERVURE	Travée	166	111	136	82
	Appuis	310	168	229.5	59

### II.1.7 Calcul de Ferrailage de la dalle à l'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 0,6 X 1,00 » m<sup>2</sup> et en deux directions, l'une suivant (X-X) et l'autre suivant (Y-Y).

#### II.1.7.1 Sens X-X

##### II.1.7.1.1 En travée

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{250 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.2} = 0.06 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.086) = 0.52$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_t}{z\sigma_s} = \frac{250 \times 10^{-3}}{0.52 \times 348} = 13.73 \text{ cm}^2$$

Choix: 7T20 = 21.99 cm<sup>2</sup>

**Tableau VII.2:** Ferrailage de la dalle en travée suivante Lx

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
250	13.73	21.99	7T20

**II.1.7.1.1 Vérifications de Condition de non-fragilité**

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s = 21.99 \geq \max(6; 6.52) \text{ cm}^2$$

**II.1.7.1.2 En appui****Tableau VII.3:** Ferrailage de la dalle en appui suivant Lx

Moment (kN.m)	Section trouvée	Section adoptée	Choix des barres
75	4.02	10.78	7T14

**II.1.7.1.2.1 Vérifications de Condition de non-fragilité**

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s = 10.78 \geq \max(6; 6.52) \text{ cm}^2$$

**II.1.7.2 Sens Y-Y****II.1.7.2.1 En travée****Tableau VII.4:** Ferrailage de la dalle en travée suivante Ly

Moment (kN.m)	Section trouvée	Section adoptée	Choix des barres
320	17,74	28.27	9T20

**II.1.7.2.1.1 Vérifications de Condition de non-fragilité**

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s = 28.27 \geq \max(6; 6.52) \text{ cm}^2$$

**II.1.7.2.2 En appui****Tableau VII.5:** Ferrailage de la dalle en appui suivant Ly

Moment (kN.m)	Section trouvée	Section adoptée	Choix des barres
200	10.91	12.06	6T16

**II.1.7.2.2.1 Vérifications de Condition de non-fragilité**

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s = 12.06 \geq \max(6; 6.52) \text{ cm}^2$$

### II.1.8 Vérification à l'ELS

Tableau VII.6: Vérification des contraintes du béton à l'ELS dans les deux sens

	ELS				SEN X-X			SENS Y-Y		
	Mx (KN.m)	Ast (Cm <sup>2</sup> )	My (KN.m)	Ast (Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Travée	180	21.99	250	28.27	4.65	15	CV	5.90	15	CV
Appuis	80	10.78	75	12.06	2.72	15	CV	2.44	15	CV

Tableau VII.7: Vérification des contraintes d'acier à l'ELS dans les deux sens

	ELS				SEN X-X			SENS Y-Y		
	Mx (KN.m)	Ast (Cm <sup>2</sup> )	My (KN.m)	Ast (Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{st}(MPa)$	OBS	$\sigma_{st}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{st}(MPa)$	OBS
Travée	180	21.99	250	28.27	168.04	201.63	CV	183.72	201.63	CV
Appuis	80	10.78	75	12.06	148.18	201.63	CV	124.63	201.63	CV

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

### II.1.9 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{0.325}{1 \times 0.9 \times 0.6} \Rightarrow \tau_u = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ul} = \text{Min} \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \dots \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_{ul} = \text{Min}(2.5; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_{ul} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \tau_{ul} \Rightarrow \text{CV}$$

### II.1.10 Calcul de l'espacement

$$\text{BAEL91 : } S_t \leq \text{min}(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \quad S_t \leq \text{min}(48.6; 40) \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } S_t = 40 \text{ cm}$$

### II.1.11 Calcul de Ferrailage de la nervure

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en rectangulaire (60x80) cm<sup>2</sup>

#### II.1.11.1 Sens X-X

##### II.1.11.1.1 En travée

Donc on va calculer le ferrailage de la nervure comme une section rectangulaire.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants.

*Tableau VII.8: Ferrailage de la nervure en travée suivant 'x'*

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
166	6.7	12.06	6T16

##### II.1.11.1.1.1 Vérifications de Condition de non-fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s = 12.06 \geq \max(8; 8.69) \text{ cm}^2$$

##### II.1.11.1.2 En appui

*Tableau VII.9: Ferrailage de la nervure en appui suivant 'x'*

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
310	12.64	20.6	4T20+4T16

##### II.1.11.1.2.1 Vérifications de Condition de non-fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s = 20.06 \geq \max(8; 8.69) \text{ cm}^2$$

#### II.1.11.2 Sens Y-Y

##### II.1.11.2.1 En travée

*Tableau VII.10: Ferrailage de la nervure en travée suivante 'y'*

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
111	4.46	10.66	4T16+2T12

##### II.1.11.2.1.1 Vérifications de Condition de non-fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s = 10.66 \geq \max(8; 8.69) \text{ cm}^2$$

## II.1.11.2.2 En appui

Tableau VII.11: Ferrailage de la nervure en appui suivant 'y'

Moment (kN.m)	Section trouvée (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
168	6.78	9.24	6T14

## II.1.11.2.2.1 Vérifications de Condition de non-fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s = 9.24 \geq \max(8; 8.69) \text{ cm}^2$$

## II.1.12 Vérification à l'ELS

Tableau VII.12: Vérification des contraintes du béton à l'ELS dans les deux sens

	ELS				SEN X-X			SENS Y-Y		
	Mx (KN.m)	Ast (Cm <sup>2</sup> )	My (KN.m)	Ast (Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	136	12.06	82	10.66	2.87	15	CV	1.78	15	CV
Appuis	229.5	20.6	59	9.24	3.86	15	CV	1.30	15	CV

Tableau VII.13: Vérification des contraintes d'acier à l'ELS dans les deux sens

	ELS				SEN X-X			SENS Y-Y		
	Mx (KN.m)	Ast (Cm <sup>2</sup> )	My (KN.m)	Ast (Cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	136	12.06	82	10.66	167.80	201.63	CV	114.04	201.63	CV
Appuis	229.5	20.6	59	9.24	173.30	201.63	CV	94.26	201.63	CV

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS.

## II.1.13 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{0.215}{1 \times 0.9 \times 0.8} \Rightarrow \tau_u = 0.298 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ul} = \text{Min}\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_{ul} = \text{Min}(2.5; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_{ul} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \tau_{ul} \Rightarrow \text{CV}$$

**II.1.14 Ferrailage transversal**

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi_i; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{80}{35}; 1.4; \frac{100}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \text{Min}(2.28; 1.4; 10)$$

Avec ;

$\varphi_i = 1.4 \text{ cm}$  (Diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenu par les cadres).

Alors on adopte un choix de  $\varphi_8$ .

**II.1.15 Calcul de l'espacement**

Vérification de RPA :

Dans la zone nodale :

$$S \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\varphi_1; 30 \text{ cm} \right) = \text{Min} \left( \frac{80}{2}; 12 \times 0.8; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S \leq 9.6 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2}$$

$$S' \leq 40 \text{ cm}$$

Donc on adopte :  $\begin{cases} S = 9 \text{ cm} \\ S' = 15 \text{ cm} \end{cases}$

$\varphi_8$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée

# **CHAPITRE VIII**

Étude managériale et économique

## I Introduction

### I.1 Le management des projets

Le management des projets de construction est la planification globale, la coordination et le contrôle d'un projet du début à la fin. Le management du projet vise à répondre aux exigences du client afin de produire un projet fonctionnellement et financièrement viable.

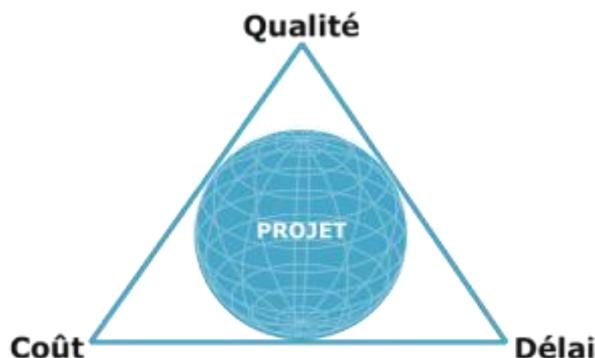
Le management des projets de construction exige une connaissance de la gestion moderne, ainsi que la compréhension du processus de conception et de construction. Les projets de construction ont un ensemble spécifique d'objectifs et de contraintes telles qu'un délai nécessaire pour l'achèvement.

Le management de projet est l'art de diriger et de coordonner les ressources humaines et matérielles pendant toute la durée d'un projet en utilisant des techniques modernes de management pour atteindre les objectifs prédéterminés de coût, le temps et la qualité.

### I.2 Définition d'un projet

Dans les affaires et la science contemporaine, un projet est une entreprise collaborative, impliquant la recherche ou de la conception, qui est soigneusement planifiée pour atteindre un objectif particulier.

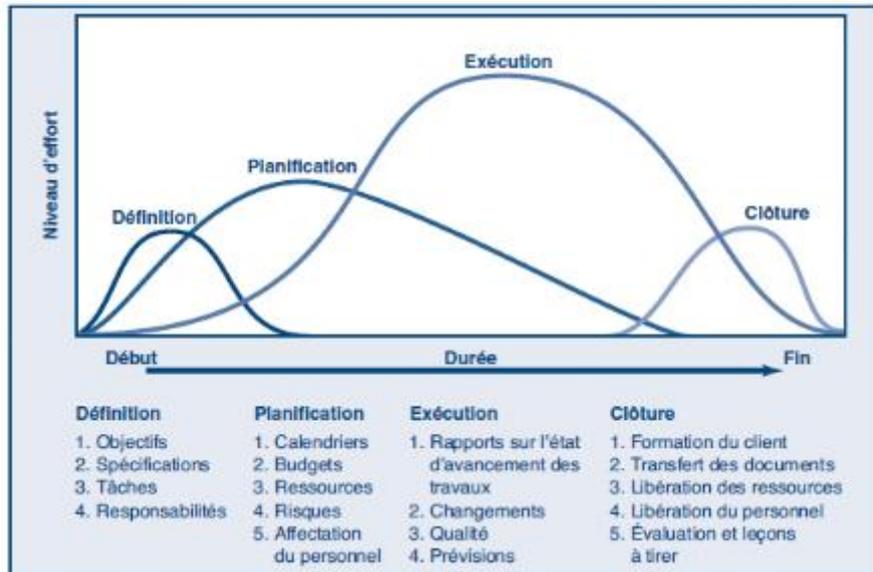
On peut aussi définir un projet comme un ensemble de tâches interdépendantes à exécuter sur une période déterminée et dans certains coûts et limitations.



*Figure VIII.1: Facteurs principaux d'un projet*

### I.3 Cycle de vie d'un projet :

Le cycle de vie d'un projet commence par une idée ensuite la conception et le planning suivi par la phase d'exécution du projet et enfin la clôture et l'occupation (exploitation) du projet comme indiqué sur la figure :



*Figure VIII.2: Cycle de vie d'un projet*

Dans notre présente étude, nous sommes positionnés dans la phase intermédiaire de définition et planification, ensuite nous avons entamé une étude de management et d'économie.

### I.4 Les différents intervenants dans un projet :

#### a. Maître d'ouvrage :

Le maître d'ouvrage est la personne, morale ou physique pour lesquels un projet est mis en œuvre et réalisé. Il doit assurer la bonne gestion à la fois prospective et curative de son projet.

Il effectue la programmation des opérations nouvelles pour lesquelles il doit raisonner en coût global sur la durée de vie du projet.

#### b. Maître d'œuvre :

Le maître d'œuvre est la personne, morale ou physique, publique ou privée, chargée de traduire en termes techniques les besoins du maître d'ouvrage et de les faire réaliser.

**c. Le contrôle technique :**

Le Contrôle technique de Construction s'exerce tout au long des opérations, très en amont, dès la phase de conception pour identifier et contribuer à la prévention des aléas techniques de la construction, en cours d'exécution et jusqu'à la fin du chantier.

**d. L'entreprise :**

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître de l'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre.

Dans notre cas, les différents intervenants dans notre projet sont :

- **Maitre d'ouvrage :** Promoteur
- **Maitre d'œuvre :** Bureau d'étude
- **Contrôle technique :** assuré par CTC (Contrôle technique de constructions)
- **Réalisation :** Entreprise
- **Étude géotechnique :** LHCO

**I.5 Objectifs :**

Pour les besoins inhérents au présent PFE (Projet de fin d'étude), nous sommes fixés uniquement comme objectifs, de définir le délai et le cout. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons plusieurs outils à utiliser :

- Préparation du WBS (**W**orks **B**reakdown **S**tructures)
- Identification de nos ressources.
- Identifier les tâches.

Pour les besoins de notre étude, nous avons choisi le PRIMAVERA P6 comme outil de travail.

**I.6 Définition de PRIMAVERA P6 :**

Primavera est un logiciel de gestion de portefeuille de projets d'entreprise. Il comprend des fonctions de gestion de projet, de gestion de produits, de collaboration et de contrôle, et s'intègre à d'autres logiciels d'entreprise tels que les systèmes ERP Oracle et SAP's. Primavera a été lancée en 1983 par Primavera Systems Inc., qui a été acquise par Oracle Corporation en 2008.

**I.7 Création d'un projet sur PRIMAVERA P6 :**

Pour créer et gérer un projet sur PRIMAVERA P6 il faut suivre des étapes :

1. Définir le calendrier global en prenant en considération tous les jours de repos ainsi que les jours fériés durant toute la période de réalisation du projet
2. Définir les tâches.
3. Organiser l'enchaînement des tâches.
4. Définir les ressources.

5. Attribuer les ressources aux tâches.
6. Démarrer le projet [Outils –Suivi –Mettre à jour le projet].
7. Informer les acteurs.
8. Introduire les états d'avancement.
9. Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.
10. Clôturer le projet.

## I.8 Taches et livrables :

### Une tâche

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat. À chaque tâche définie, il faut associer :

- Un objectif précis et mesurable.
- Des ressources humaines, matérielles et financières adaptées.
- Une charge de travail exprimée en nombre de journées, et des travailleurs.
- Une durée ainsi qu'une date de début et une date de fin.

Les tâches sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées à savoir :

- **Liaison Fin – Début** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne commence.
- **Liaison Fin- Fin** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne finisse.
- **Liaison Début- Début** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne commence.
- **Liaison Début- Fin** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne finisse.

### Un livrable

Un livrable est tout résultat, document, mesurable, tangible ou vérifiable, qui résulte de l'achèvement d'une partie de projet ou du projet.

## I.9 WBS (Work Break-down Structure) :

Un WBS de projet permet de décomposer celui-ci visuellement en unités gérables et appréhendables par tous les membres de l'équipe, chaque niveau du WBS permettant d'approfondir le détail des tâches jusqu'au niveau final.

Le WBS est une approche :

- Structurée.
- Elle permet de visualiser l'ensemble du projet.

- D'éviter les oublis.
- De faciliter les consolidations d'information.
- D'identification des éléments du projet de plus en plus simple.

### **I.10 Définition des ressources :**

#### **I.10.1 Les ressources humaines :**

Dans notre projet on a huit groupes :

1. Groupe des ingénieurs : qui s'occupe de tout ce qui est suivi et contrôle.
2. Groupe des coffreurs : qui s'occupe de tout ce qui est tache coffrage dans le projet.
3. Groupe des ferrailleurs : qui s'occupe de tout ce qui est tache, ferrailage dans le projet.
4. Groupes des maçons : qui s'occupe de tout ce qui est tache maçonnerie.
5. Groupe des électriciens : qui s'occupe tout ce qui est tache d'électricité dans le projet.
6. Groupe de plomberie : qui s'occupe tout ce qui est tache plomberie dans le projet.
7. Groupe de menuiserie : qui s'occupe tout ce qui est tache menuiserie dans le projet.
8. Groupe de peinture : qui s'occupe tout ce qui est tache peinture dans le projet.

#### **I.10.2 Les ressources matérielles :**

On distingue deux types de ressources matérielles :

- Engins :

Les ressources matérielles type engins affecté à notre projet sont :

- Tracteur pour eau
- Pelle hydraulique
- Camion 10 tonnes
- Grue
- Pompe à injection du béton
- Chargeur

- Matériaux :

Quelques ressources matérielles types produites affectées à notre projet sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.1:** Ressources matérielles du projet (Matériaux)

Béton	Tuile	Bois pour coffrage
Acier pour ferrailage	Tube en béton pour l'eau usée	Gravillon roulé
Brique	Fils d'électricité	Feuille de polystyrène
Enduit en ciment	Lampe et douille	Boîtes d'interrupteurs
Portes pleines	Panneau d'affichage	Dalle de sol
Treillis soudés	Cadre portes et fenêtres	Carrelage granito
Enduit en ciment	Projecteurs électriques	Gains d'électricité
Remblai	Faïence	Plinthe en terre cuite

**I.11 Étude économique :****I.11.1 Résultats obtenus :**

Après l'introduction de toutes les informations (les tâches avec leur durée sur logiciel PRIMAVERA P6 et le coût estimé avec les ressources sur Excel), on obtient le résultat suivant :

**Tableau VIII.2:** le coût global et la durée totale du projet

La durée totale du projet en jours	592
La date du début du projet est prévue	Le 01-Apr-2018
La date de la fin du projet est prévue	Le 11-Mar-2020
Le coût brut du projet	128 059 272,20 DA

Le prix de chaque logement est :

$$P_{\text{logement}} = \frac{P_{\text{total en TTC}}}{\text{nbr}_{\text{logement}}} = \frac{128\,059\,272,20}{40}$$

$$P_{\text{logement}} = 3\,201\,481,805 \text{ DA}$$

## **Conclusion générale**

-Le rôle de l'ingénieur en structure dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et a présenté une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

-Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser, étudier et contrôler un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permette de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

-Dans l'étude sismique, plusieurs dispositions des voiles ont été testées. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de participation massique, d'effort, de période et de déplacement.

La quantité des voiles n'impliquent pas nécessairement un bon comportement de la structure, c'est la disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants se traduisant d'une part par un bon comportement de l'ouvrage et d'autre part par une économie sur les quantités de béton et de l'acier.

-Le management du projet devient un paramètre essentiel dans n'importe quelle étude, grâce auquel on obtient un meilleur contrôle des activités qui permettent d'atteindre les objectifs dans le respect des coûts et de délai.

-Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

## Références bibliographiques

- [BAEL, 91] Révisé 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton armé.
- [DTR B.C 2.2] Charges permanentes et Charges d'Exploitation.
- [RPA99version 2003] Règles parasismiques algériennes RPA99 Version 2003.
- R. Taleb, B. Eldjouzi, Cours de dimensionnement des voiles en B.A
- B. Abderrahim, B. Anes, Conception et dimensionnement d'un bâtiment (SS + RDC + 10) à usage d'habitation en zone sismique, Master en génie civil, 2017, École Nationale Polytechnique. 144 p
- R. Taleb, Calcul des structures selon les RPA99 Version 2003, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique

### Logiciel utilisé :

- ❖ AUTOCAD 2018
- ❖ SAP 2000
- ❖ SAFE
- ❖ PRIMAVERA P6
- ❖ Microsoft Word 2016
- ❖ Microsoft Excel 2016