

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLAB - BLIDA 1

جامعة سعد دحلب البليدة -1-

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : matériaux

THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+10+S-SOL) EN
BETON ARME A USAGE MULTIPLE**

Présenté par :

M^r. REGGAZ ABDELOUAHEB.

M^r. MAZAR MOHAMED KHALIL.

Encadreur :

D^r. AZZAZ ABDESSEMED

Année universitaire 2020-2021

TABLE DES MATIERES

Résumé

Remerciement

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction générale

CHAPITRE I :

I.1	Introduction.....	2
I.2	Présentation de l'ouvrage	2
	I.2.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation :	2
	I.2.2 Dimensions de l'ouvrage en plan :	2
I.3	Conception de la structure	3
	I.3.1 Ossature de l'ouvrage :	3
	I.3.2 Planchers :	3
	I.3.3 Poteaux :	4
	I.3.4 Poutres :	4
	I.3.5 Classification du bâtiment :	4
	I.3.6 Maçonnerie :	4
	I.3.7 Revêtement :	4
	I.3.8 Escaliers et Ascenseurs :	5
	I.3.9 Caractéristique du sol :	5
I.4	Caractéristiques des matériaux	5
	I.4.1 Le Béton :	5
	I.4.2 Acier :	8

CHAPITRE II :

II.1	Introduction.....	10
II.2	Pré-dimensionnement des planchers.....	10
	II.2.1 Plancher à Corps Creux :	10
	II.2.2 Balcon (dalle pleine)	11
II.3	Pré-dimensionnement des poutres.....	11

II.4 Pré-dimensionnement des poteaux.....	13
II.4.1 Le poteau central :.....	16
II.4.2 Le poteau de rive :.....	18
II.4.3 Le poteau d'angle :.....	21
II.4.4 Dimensionnement des poteaux :.....	23
II.4.4.1 Le poteau central :.....	25
II.4.4.2 Le poteau de rive :.....	27
II.4.4.3 Poteaux d'angle :.....	28
II.5 Pré-dimensionnement des voiles.....	30
II.6 Conclusion Tableau récapitulatif.....	31

CHAPITRE III :

III.1 Introduction.....	32
III.2 Acrotère.....	32
III.3 LES PLANCHERS.....	36
III.4 ESCALIERS.....	54
III.5 Porte à faux	60

CHAPITRE IV :

IV.1 Introduction.....	65
IV.2 Caractéristique dynamiques propres	65
IV.3 Modélisation de la structure	66
IV.3.1 Introduction	66
IV.3.2 Modélisation de la rigidité.....	66
IV.3.3 Modélisation de la masse	67
IV.4 Etude sismique	68
IV.4.1 Introduction	68
IV.4.2 Choix de la méthode de calcul	68
IV.4.3 Effort tranchant à la base.....	70
IV.4.4 Estimation de la période fondamentale de la structure « T ».....	71
IV.4.5 Vérification des déplacements inter étage.....	73
IV.5 Résultats de l'analyse dynamique du modèle	73
IV.5.1 Modèle initial	73
IV.5.2 Modèle final	76
IV.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	80

IV.7	Justification du choix du coefficient de comportement.....	81
Chapitre V :		
V.1	INTRODUCTION.....	82
V.2	FERRAILLAGE DES POTEAUX	82
V.2.1.	Introduction :.....	82
V.2.2.	Combinaisons d'actions	83
V.2.3.	Recommandations du « BAEL91 modif 99 »	83
V.2.4.	Recommandations des « RPA 99 modif 2003 ».....	83
V.2.5.	Méthode de calcul	84
V.2.6.	Calcul du ferrailage	85
V.2.7.	Choix des armatures	87
V.2.8.	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	87
V.2.9.	Vérification de la contrainte de cisaillement.....	88
V.2.10.	Ferrailage transversal des poteaux	90
V.2.11.	Longueur de recouvrement.....	91
V.2.12.	Ferrailage des poteaux du sous-sol.....	92
V.2.12.1	Calcul du ferrailage	92
V.2.12.2	Ferrailage transversal	93
V.3	FERRAILLAGE DES POUTRES	95
V.3.1	Introduction	95
V.3.2	Les combinaisons d'actions	95
V.3.3	Recommandations des règlements	95
V.3.4	Calcul du ferrailage	95
V.3.5	Vérifications	96
V.3.5.1	Condition de non-fragilité	96
V.3.5.2	Espacement.....	97
V.3.5.3	Effort tranchant.....	97
V.3.5.4	Contraintes à l'E.L. S	98
V.3.5.5	Flèche	98
V.3.6	Arrêt des barres	101
V.4	FERRAILLAGE DES VOILES :.....	103
V.4.1	Voiles pleins.....	103
V.4.2	Combinaison de charge	105

V.4.3	Ferraillage vertical.....	105
V.4.4	Exemple d'application	107
V.4.5	Ferraillage horizontal	121
V.4.6	Exemple d'application.....	122

CHAPITRE VI :

VI.1	INTRODUCTION	124
VI.1.1	Fonctions assurées par les fondations.....	124
VI.1.2	Classification des fondations.....	124
VI.2	CALCUL DES FONDATIONS	124
VI.2.1	Radier général	125
VI.2.1.1	Introduction.....	125
VI.2.1.2	Surface nécessaire.....	125
VI.2.1.3	Pré dimensionnement de radier.....	126
VI.2.1.4	Caractéristiques géométriques du radier.....	128
VI.2.1.5	Vérification de la stabilité du radier	128
VI.2.1.6	Vérification des contraintes dans le sol	130
VI.2.1.7	Ferraillage du radier.....	133
VI.3	ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	139
VI.3.1	Introduction.....	139
VI.3.2	predimensionnement	139
VI.3.3	evaluation des charges	140
VI.3.4	effort dans la dalle.....	140
VI.3.5	calcul du ferraillage.....	141
VI.3.6	condition de non fragilité	141
VI.3.7	verification de l'effort tranchant	142
VI.3.8	verification à l'els.....	142

Conclusion générale

Références

Annexes

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Schéma Plancher à corps creux.....	3
Figure I. 2: Brique creuse	4
Figure I. 3: Escalier à 2 volées.....	5
Figure I. 4: Diagramme Contraintes -Déformations du béton	7
Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	8
Figure I. 6: Diagramme contrainte déformation d'acier	8
Figure II. 1: Schéma Plancher à corps creux	10
Figure II. 2: Schéma de la dalle	11
Figure II. 3: Les trois types de poteau	16
Figure II. 4: Schéma de la surface (poteau central)	16
Figure II. 5: Schéma de surface (poteau de rive).....	19
Figure II. 6: Schéma de surface (poteau d'angle).....	21
Figure II. 7: Coupes de voiles en plan (RPA 99 V 2003).....	30
Figure III. 1: Schéma d'acrotère.....	32
Figure III. 2: Corps Creux.....	36
Figure III. 3: Plancher corps creux	37
Figure III. 4: Moment fléchissant sur appuis	40
Figure III. 5: Effort tranchant sur appuis	40
Figure III. 6: dimensions de la poutrelle.....	42
Figure III. 7: Schéma statique des volées.	55
Figure III. 8: Schéma statique de la 1ere Volée.....	58
Figure III. 9: Dimensions du balcon.	61
Figure III. 10: Schéma statique de la porte à faux	62
Figure III. 11: schéma de ferrailage de la porte à faux	65
Figure IV. 1: Spectre de réponse.	70
Figure IV. 2: modèle initial.....	73
Figure IV. 3: Modèle final.	77
Figure V. 1: disposition des voiles avec numérotation.	105
Figure V. 2: Schéma de ferrailage de voile VX 1.....	123

LISTE DES FIGURES

Figure VI. 1 : disposition des nervures par rapport au radier et poteau.....	126
Figure VI. 2: vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicite	133
Figure VI. 3: ferrailage de la dalle du radier	138
Figure VI. 4: ferrailage des nervures	139

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1: Vérification selon le RPA	12
Tableau II. 2: Charge de plancher terrasse	13
Tableau II. 3: Charge de plancher pour chaque étage.....	13
Tableau II. 4: Charge du mur extérieur	14
Tableau II. 5: Charge de la dalle pleine (balcon).....	14
Tableau II. 6: Charge et surcharge de chaque étage(poteau central)	18
Tableau II. 7: Charge et surcharge de chaque étage (poteau de rive).....	20
Tableau II. 8: Charge et surcharge de chaque étage (poteau d'angle).....	22
Tableau II. 9: Choix des sections des poteaux centraux (carrés).....	25
Tableau II. 10: Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux).....	25
Tableau II. 11: Vérification poteaux centraux à l'ELS.....	26
Tableau II. 12: Choix des sections des poteaux de rives (carrés)	27
Tableau II. 13: Vérification de critère de résistance (Poteaux de rives).....	27
Tableau II. 14: Vérification poteaux de rives a l'ELS	28
Tableau II. 15: Choix des sections des poteaux d'angle (carrés).....	28
Tableau II. 16: Vérification de critère de résistance	29
Tableau II. 17: Vérification poteaux d'angle a l'ELS.....	29
Tableau II. 18: Dimensions des éléments porteurs	31
Tableau III. 1: Evaluation des moments de plancher terrasse ELU	40
Tableau III. 2: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU	41
Tableau III. 3: Evaluation des moments de plancher terrasse ELS	41
Tableau III. 4: Choix de section d'armature	46
Tableau III. 5: Evaluation des moments de plancher étage courant ELU	48
Tableau III. 6: Evaluation des efforts tranchants de plancher étage courant ELU	49
Tableau III. 7: Evaluation des moments de plancher étage courant ELS	49
Tableau III. 8: Choix de section d'armature	52
Tableau III. 9: Rez-de-chaussée.....	56
Tableau III. 10: Etage courant.	56
Tableau III. 11: Sous-Sol.	56
Tableau III. 12: Evaluation des charges et surcharges pour le palier.	57
Tableau III. 13: Evaluation des charges et surcharges pour la paillasse.....	57
Tableau III. 14: Evaluation des charges et surcharges pour le palier.	58

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III. 15: Combinaison des charges.....	59
Tableau III. 16: Résultats de ferrailage de la 1ere et 3eme Volée.....	59
Tableau III. 17: Combinaison des charges.....	62
Tableau III. 18: résultats des efforts internes.....	62
Tableau III. 19: Ferrailage du porte-à-faux	63
Tableau III. 20: Vérification des contraintes du porte-à-faux.....	64
Tableau IV. 1: Facteur de qualité « Q ».....	72
Tableau IV. 2: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial	74
Tableau IV. 3: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial.....	75
Tableau IV. 4: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.....	76
Tableau IV. 5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.....	77
Tableau IV. 6: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final.....	78
Tableau IV. 7: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.....	79
Tableau IV. 8: Vérification de l'effet P- Δ du modèle final.	80
Tableau V. 1: Contraintes du béton et de l'acier.	82
Tableau V. 3: Calcul du ferrailage des poteaux.....	85
Tableau V. 4: Suite du Calcul du ferrailage des poteaux.	86
Tableau V. 5: Pourcentage d'armatures minimal.	86
Tableau V. 6: Choix d'armatures verticales des poteaux.	87
Tableau V. 7: Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).	87
Tableau V. 8: Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).	88
Tableau V. 9: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.	89
Tableau V. 10: Espacement des cadres des poteaux.....	91
Tableau V. 11: Choix d'armatures transversales des poteaux.....	91
Tableau V. 12: Vérifications des contraintes des poteaux rectangulaires du sous-sol.	93
Tableau V. 13: Schémas de ferrailage de poteaux.....	93
Tableau V. 14: Ferrailage des poutres principales et secondaires.	96
Tableau V. 15: Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires..	96
Tableau V. 16: Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.	98
Tableau V. 17: Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.....	98
Tableau V. 18: Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.....	99
Tableau V. 19: Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.....	100

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 20: Schémas de ferrailage des poutres	102
Tableau V. 21: résultats détaillés du ferrailage vertical.....	109
Tableau V. 22: choix du ferrailage vertical des voiles du RDC.	110
Tableau V. 23: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du RDC.....	110
Tableau V. 24: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 2 ^{ème} étage.....	111
Tableau V. 25: choix du ferrailage vertical des voiles du 2 ^{ème} étage.	112
Tableau V. 26: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 2 ^{ème} étage.....	112
Tableau V. 27: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 5 ^{ème} étage.	113
Tableau V. 28: choix du ferrailage vertical des voiles du 5 ^{ème} étage.	114
Tableau V. 29: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 5 ^{ème} étage.....	114
Tableau V. 30: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 5 ^{ème} étage.....	115
Tableau V. 31: choix du ferrailage vertical des voiles du 5 ^{ème}	116
Tableau V. 32: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 5 ^{ème} étage.....	116
Tableau V. 33: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.....	117
Tableau V. 34: choix du ferrailage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.	118
Tableau V. 35: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 7 ^{ème} étage.....	118
Tableau V. 36: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.....	119
Tableau V. 37: choix du ferrailage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.	120
Tableau V. 38: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 7 ^{ème} étage.....	120
Tableau V. 39: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles.....	123
Tableau VI. 1: vérification a l'état limite de service	131
Tableau VI. 2: vérification a l'état limite ultime	132
Tableau VI. 3: récapitulatifs des moments	134
Tableau VI. 4: choix des armatures	134
Tableau VI. 5: vérification des contraintes	135
Tableau VI. 6: vérification des contraintes	135

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI. 7: ferrailage des nervures.....	136
Tableau VI. 8: vérification des contraintes.....	136
Tableau VI. 9: ferrailage du voile périphérique.....	141
Tableau VI. 10: vérification des contraintes.....	143
Tableau VI.11: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	143

Introduction générale

Introduction générale

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

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, et la viabilité de l'ouvrage.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment R+10+ Sous-sols en béton armé implanté en zone de forte sismicité (Blida), présentant une irrégularité en plan.

Pour ce faire, nous procéderons dans le premier chapitre par la présentation complète du projet, la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. En second chapitre y'aura le pré dimensionnement des éléments principaux tels que les poteaux, les poutres. Le troisième chapitre concernera le calcul des éléments secondaires. L'objet du quatrième chapitre Sera l'étude sismique conçu par un logiciel La cinquième étape consiste de ferrailer tous les éléments résistants et enfin la dernière partie sera dédiée pour la conception de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Dans notre mémoire nous étudions un bâtiment en béton armé qui est conçu d'un RDC +10 étages avec sous-sols, A usage multiple situé à la commune de boufarik dans la wilaya de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le classement des zones établit par les Règlements Parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003). Notre étude comporte trois grandes parties :

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments principales et secondaires.
- L'étude sismique du bâtiment.
- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, fondations).

Tous les calculs sont effectués de manière à respecter :

- Le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003
- Le BAEL 91 m99

I.2 Présentation de l'ouvrage

Ce bâtiment fait partie du projet « **Promotionnels** » à **Boufarik** dans la Wilaya de **Blida**.

Le bâtiment est composé :

- RDC commerce
- 10 étages à usage d'habitations
- sous-sols qui servent de parking
- Une terrasse inaccessible aux publics.

I.2.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment..... **$H_T = 37,06$** .
- Hauteur d'étage de sous-sol **$H_{ss} = 3,53m$** .
- Hauteur rez-de-chaussée **$H_{RDC} = 4,76m$** .
- Hauteur de l'étage courant **$H_e = 3,23 m$** .

I.2.2 Dimensions de l'ouvrage en plan :

- Longueur totale en plan suivant l'axe local **X (partie haute)** **$L = 22,51m$** .
- Longueur totale en plan suivant l'axe local **Y (partie basse)** **$L = 13,58 m$** .

I.3 Conception de la structure

I.3.1 Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de poteau poutre et voile sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2 Planchers :

On va travailler par 2 types de planchers :

- Plancher à corps creux. - Plancher à dalle pleine.

- **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de **60 cm** de corps creux (**hourdis**) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de **4 ou 5 cm**.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

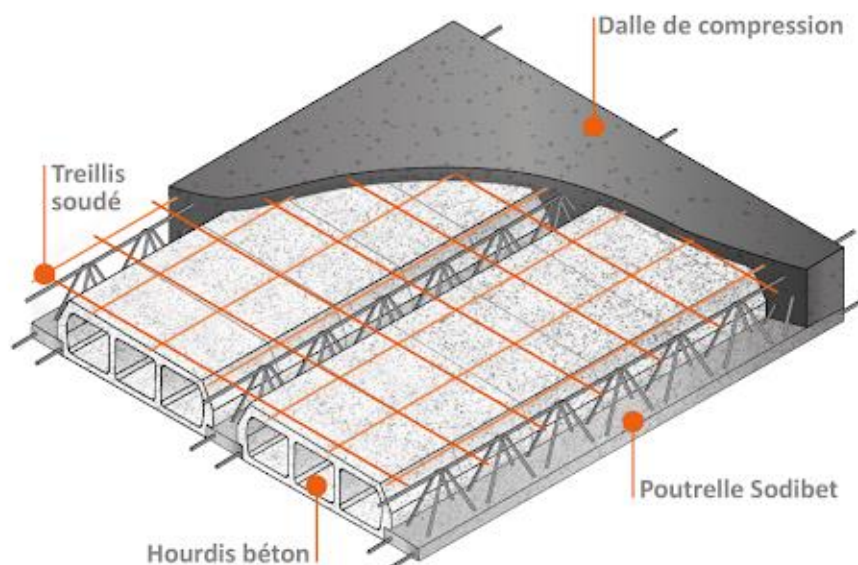


Figure I. 1: Schéma Plancher à corps creux

- **Planchers dalle pleine :**

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.3.3 Poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

Dans notre cas on va travailler par 1 seul type de poteaux le poteau rectangulaire

I.3.4 Poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

I.3.5 Classification du bâtiment :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le "**groupe 2**" selon le RPA, car il est uniquement à usage d'habitations et sa hauteur ne dépasse pas les **48 m**.

I.3.6 Maçonnerie :**a. Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur avec une lame d'air de **5 cm (10+5+10)**.

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.



Figure I. 2: Brique creuse

I.3.7 Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.3.8 Escaliers et Ascenseurs :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a **1** type d'escalier :

- Escaliers à **2** volées.

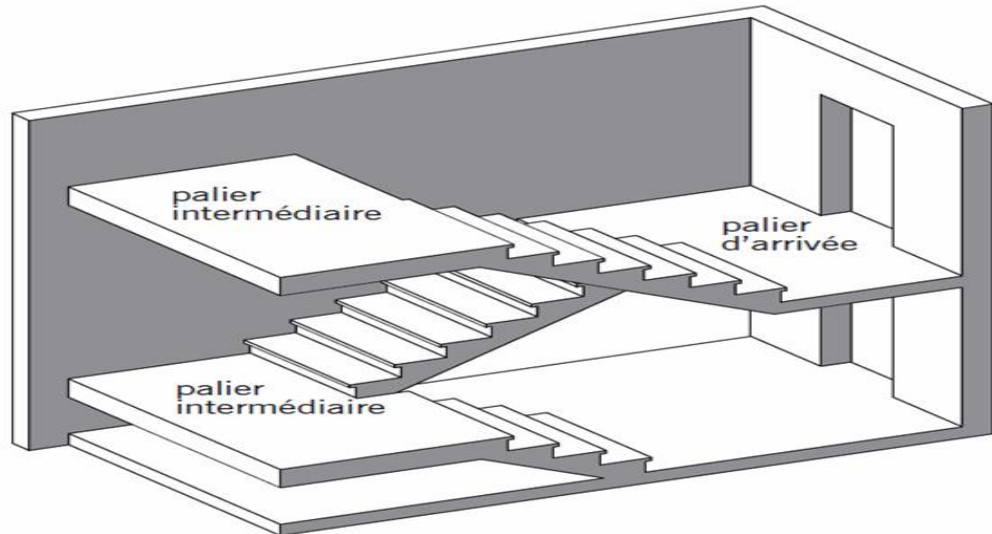


Figure I. 3: Escalier à 2 volées

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Elle comporte une cage d'ascenseur du **2^{ème}** sous-sol au **8^{ème}** étages.

I.3.9 Caractéristique du sol :

La structure est implantée sur **un sol ferme**, de contrainte admissible de **2.5 bars**.

I.4 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé *BAEL91/99*.

I.4.1 Le Béton :**a. Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (**graviers, sable**) et de l'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

b. Résistances du béton :

- **Résistance à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours**. Cette dernière est notée par f_{c28}

$$j < 28 \text{ jours} : f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log } 10 (j + 1)$$

$$j > 28 \text{ jours} : f_{cj} = f_{c28}$$

[1]

$$j \gg 28 \text{ jours} : f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre **16 cm (section 200 cm²)** et de hauteur **32 cm**.

- **Résistance du béton à la traction :**

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$- f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} (\text{MPa})$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$- f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ donc } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa. [1]}$$

a. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

- **Module de déformation instantanée " E_{ij} " :**

Pour des charges à courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ MPA}$$

- **Module de déformation longitudinale différée " E_{vj} " :**

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ MPA}$$

b. Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le

Coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation

Longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- **ELU** : $\nu = 0$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).

- **ELS** : $\nu = 0,2$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

c. Poids volumique :

On adopte la valeur : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

- **Les contraintes Limites :**

1. Les contraintes à l'Etat limitent ultime « E.L.U » :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times F_c j}{\gamma_b \times \theta} \quad [1]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires $f_{bu} = 14.17 \text{MPa}$

- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18.48 \text{MPa}$

Θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

$\Theta = 1$, si la durée est supérieure à 24h.

$\Theta = 0,9$ dans le cas contraire.

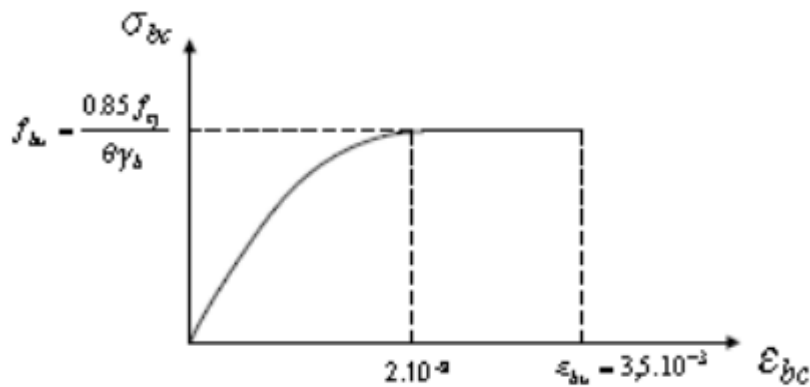


Figure I. 4: Diagramme Contraintes -Déformations du béton

2. Les contraintes à l'Etat limite de service « E.L.S » :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$$

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

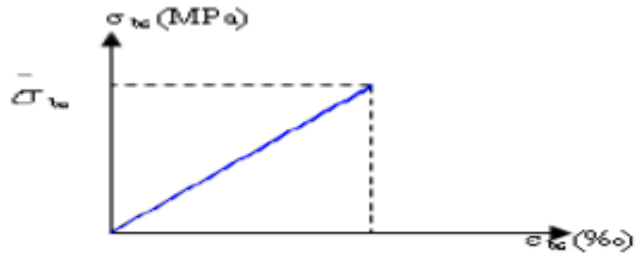


Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

I.4.2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

A. Les limites lisses (R.L) :

- Barres à haute adhérence (H.A) : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (T.S) : $f_e = 520 \text{ MPa}$

B. Module d'élasticité des aciers :

- Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.
- Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$

C. Contrainte limite :

- **Etat limite ultime ELU :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de **la figure (I.8)**.

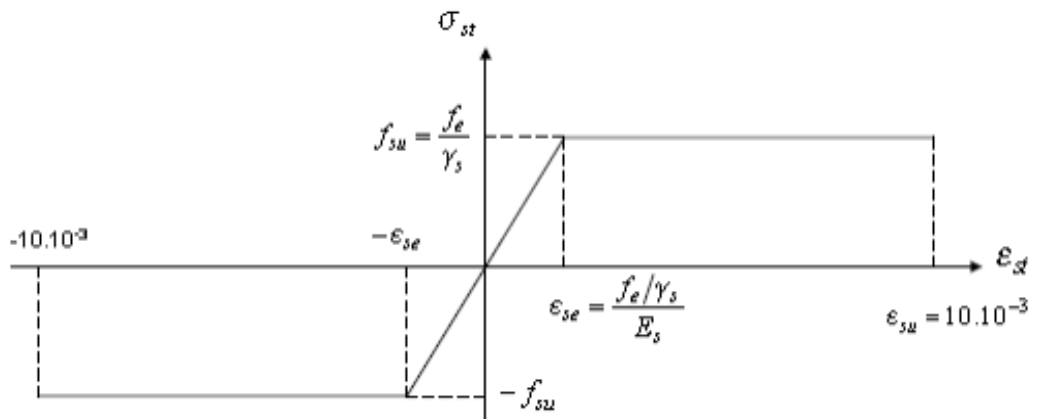


Figure I. 6: Diagramme contrainte déformation d'acier

Avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_s = \Delta L / L$

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

- **Etat limite de service ELS :**

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{st} = \xi = \min(2/3 f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_t}))$.

- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{bc} \leq \sigma_{st} = 0,8 \xi$.

η : Coefficient de fissuration.

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

- $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (**HA**). Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

- **D. Le coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport : $n = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_s} = 15$

- **n** : Le coefficient d'équivalence.

- ϵ_s : Module de déformation de l'acier.

- ϵ_b : Module de déformation de béton.

I.1	Introduction.....	2
I.2	Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2.1	Dimensions de l'ouvrage en élévation :.....	2
I.2.2	Dimensions de l'ouvrage en plan :.....	2
I.3	Conception de la structure.....	3
I.3.1	Ossature de l'ouvrage :.....	3
I.3.2	Planchers :.....	3
I.3.3	Poteaux :.....	4
I.3.4	Poutres :.....	4
I.3.5	Classification du bâtiment :.....	4
I.3.6	Maçonnerie :.....	4
I.3.7	Revêtement :.....	4
I.3.8	Escaliers et Ascenseurs :.....	5
I.3.9	Caractéristique du sol :.....	5
I.4	Caractéristiques des matériaux.....	5
I.4.1	Le Béton :.....	5
I.4.2	Acier :.....	8
Figure I. 1:	Schéma Plancher à corps creux.....	3
Figure I. 2:	Brique creuse	4
Figure I. 3:	Escalier à 2 volées.....	5
Figure I. 4:	Diagramme Contraintes -Déformations du béton	7
Figure I. 5:	Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	8
Figure I. 6:	Diagramme contrainte déformation d'acier	8

CHAPITRE II :

Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon le **RPA99 version 2003** et le **BAEL91 m99**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2 Pré-dimensionnement des planchers

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

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante ;
- Dalle pleine pour les balcons et certaine partie des planchers.

II.2.1 Plancher à Corps Creux :

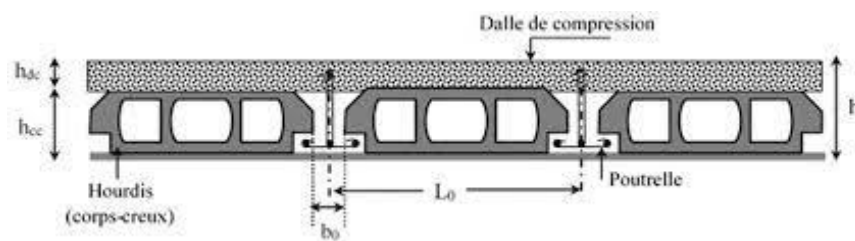


Figure II. 1: Schéma Plancher à corps creux

La hauteur du plancher h_t doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad [1]$$

Avec :

- L : longueur entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles
- H_t : hauteur totale planché

Dans notre projet le panneau le plus défavorable c'est ce du salon

L'entre axe verticale est de : 4,69 m

L'entre axe horizontale est de : 4,67 m

D'ici on peut constater le sens porteur des poutres il est dans le sens **vertical**

On aura alors :

$$L = 467 - 30 = 437 \text{ cm}$$

$$H_t \geq (437 / 22,5) = 19,42 \text{ cm}$$

Conclusion :

On va prendre l'épaisseur de 16+5

$$h_t = 21 \text{ cm}$$

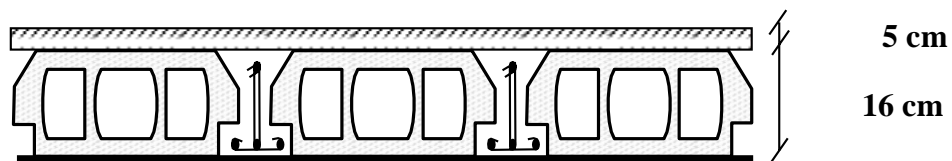


Figure II. 2: Schéma de la dalle

16 cm : hauteur du corps-creux.

5 cm hauteur de la dalle de compression.

II.2.2 Balcon (dalle pleine) :

L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

L : c'est la portée libre du balcon

Dans notre cas $L_0 = 1,5 \text{ m}$

$$e \geq (1,5 / 10) = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm} \text{ on va prendre } e = 15 \text{ cm}$$

II.3 Pré-dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$L/15 \leq h \leq L/10 : \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

L : la plus grande portée des poutres. Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003 (article 7.5.1) relative au coffrage des poutres à savoir :

$$b \geq 20$$

$$h \geq 30$$

$$h/b \leq 4$$

A. Poutres principales :

$$L = 469 - 30 = 439 \text{ cm}$$

$$(439/15) \leq h \leq (439/10) \quad 29,26 \text{ cm} \leq h \leq 43,9 \text{ cm}$$

On va prendre **h = 45 cm**

$$\text{La largeur sera donc } 0,3 \cdot 4 \leq b \leq 0,7 \cdot 4 \quad 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On va prendre **b = 30 cm**

B. Poutres secondaires :

$$L = 467 \text{ cm (entre axe)}$$

$$L = 467 - 60 = 407 \text{ cm}$$

$$(407/15) \leq h \leq (407/10) \quad 27,13 \text{ cm} \leq h \leq 40,7 \text{ cm}$$

On va prendre **h = 45 cm**

$$\text{Pour la largeur : } 0,4 \cdot 40 \leq b \leq 0,7 \cdot 40 \quad 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On va prendre **b=30 cm**

Il reste la vérification selon la RPA :

Tableau II. 1: Vérification selon le RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérfications
$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 45 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	Vérfifiée
$B \geq 20 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	Vérfifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} = 1,33$	$\frac{h}{b} = 1,33$	Vérfifiée

Conclusion :

On va opter pour la section (30x45) cm² pour les poutres principales

On va opter pour la section (30x40)cm² pour les poutres secondaires

II.4 Pré-dimensionnement des poteaux

$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPA}$

1) Charges permanentes :

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**

Tableau II. 2: Charge de plancher terrasse

Designation des elements	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Couche de gravier	17	0,05	0,85
Etanchiété multicouche	06	0,02	0,12
Béton en forme de pente	22	0,07	1,32
Faille de polyane	-	-	0,01
Hourdis et table de compression (16+5)	14	0,21	2,94
Isolation thermique	04	0,04	0,16
Enduit sous plafond	10	0,02	0,2
			G_t = 6,48 kN/m³

La charge permanente totale qu'on a est G= 6,48 KN/m2.

- **Plancher étage :**

Tableau II. 3: Charge de plancher pour chaque étage

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelages	22	0,02	0,44
Mortier de pose	10	0,02	0,20
Couche de sable	18	0,03	0,54
Dale en corps creux	14	0,21	2,94
Enduit platre	05	0,02	0,1
Cloiso de separation	09	0,1	0,9
Enduit platre	5	2x0,02	2x0,1
			G_t = 5,32 kN/m³

La charge permanente totale qu'on a est G= 5,32 KN/m2.

- **Mur extérieur :**

Tableau II. 4: Charge du mur extérieur

Désignation des elements	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	05	0.02	0,1
Briquescreuses	09	2x0.1	2x0,90
Enduit de ciment	10	0.02	0,2
			G_t = 2,10 kN/m³

La charge permanente totale qu'on a est $G = 2.10 \text{ KN/m}^2$.

- **Dalle pleine (balcon)**

Tableau II. 5: Charge de la dalle pleine (balcon)

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelagescellé	22	0,02	0,44
Mortier de pose	10	0,02	0,20
Couche de sable	18	0,03	0,54
Dallepleine	25	0,15	3,75
Enduit en ciment	10	0,02	0,2
Cloisobriquecreuse	09	0,1	0,9
Enduitenciment	10	2x0,02	2x0,1
			G_t = 6,43kN/m³

La charge permanente totale qu'on a est $G = 6.43 \text{ KN/m}^2$.

2. Charges d'exploitations :

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible est

$$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2.$$

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible et d'étage courant est $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre pour l'étage services est $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$. La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation des escaliers est $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation commerce (RDC) est $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.

- **Descente de charges :**

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

- **Loi de dégression :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à $0,5 Q$. [3]

Niveau des planchers	Surcharges	Σ Surcharges	Q (kN/m^2)
Terrasse	$Q_0 = 1$	Q_0	1
Buanderie	$Q_1 = 1.5$	$Q_0 + Q_1$	2.5
7	$Q_2 = 1.5$	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2)$	3.7
6	$Q_3 = 1.5$	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	4.6
5	$Q_4 = 1.5$	$Q_0 + 0.7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	5.2
4	$Q_5 = 1.5$	$Q_0 + 0.6(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	5.5
3	$Q_6 = 1.5$	$Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	5.5
2	$Q_7 = 1.5$	$Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	6.25
1	$Q_8 = 1.5$	$Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	7
RDC	$Q_9 = 3.5$	$Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	8.75

2.2) calcul de la descente de charges :

On doit tout d'abord choisir le poteau le **plus sollicité** sachant qu'il y'a 3 types de poteaux :

- Poteau centrale
- Poteau d'angle
- Poteau de rive

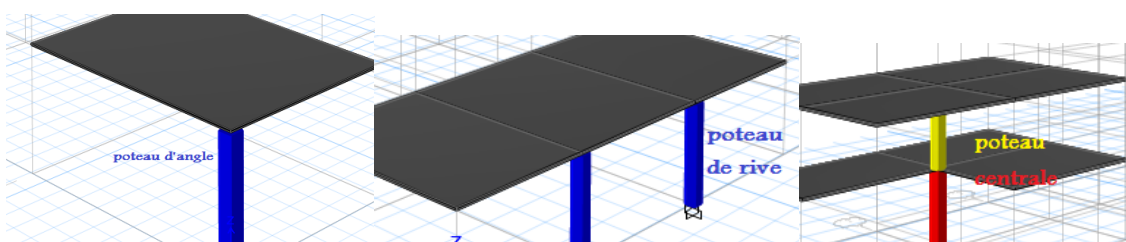


Figure II. 3: Les trois types de poteau

3. Surface d'influence du poteau :

II.4.1 Le poteau central :

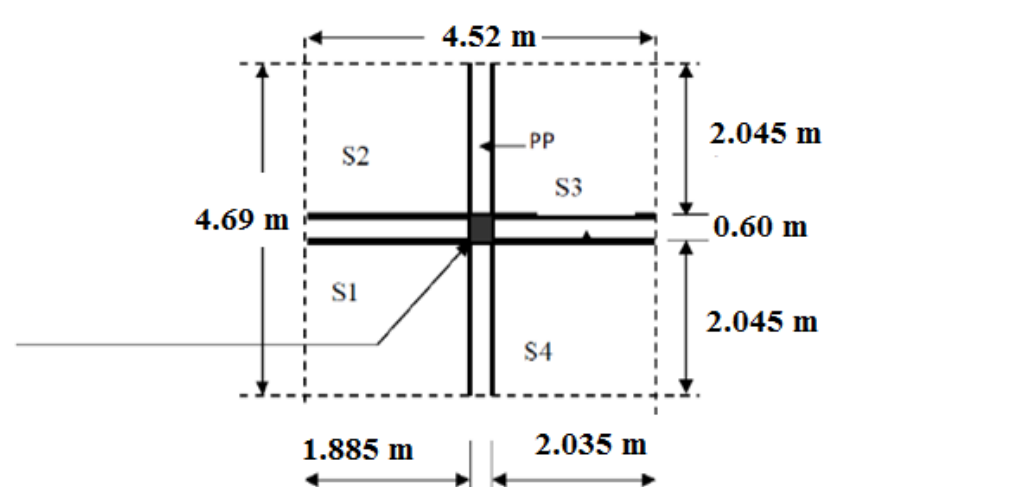


Figure II. 4: Schéma de la surface (poteau central)

$$S_1 = (2,045 \times 1,885) = 3,85 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (2,045 \times 1,885) = 3,85 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2,045 \times 2,035) = 4,16 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (2,045 \times 2,035) = 4,16 \text{ m}^2$$

$$S_t = 16,02 \text{ m}^2$$

a) Charge permanente revenant à chaque plancher :

Plancher terrasse : $G = 5,5 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage et RDC : $G = 5,32 \text{ kN/m}^2$

Plancher Sous-sol : $G = 5,32 \text{ kN/m}^2$

b) Poids de chaque plancher :

Plancher terrasse : $P = 5,5 \times 16,02 = 88,11 \text{ kN}$

Plancher étage-RDC : $P = 5,32 \times 16,02 = 85,22 \text{ kN}$

Plancher Sous-sol : $P = 5,32 \times 16,02 = 85,22 \text{ kN}$

c) Poids de chaque poutre :

Poutre principale : $P = (0,3 * 0,45) * 25 * 4,09 = 13,80 \text{ kN}$

Poutre secondaires : $P = (0,3 * 0,40) * 25 * 3,92 = 11,67 \text{ kN}$

Poids totales des poutres : $P_t = (12,27 + 11,67) = \mathbf{23,94 \text{ Kn}}$

d) Surcharges d'exploitations Q :

$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 16,02) = 16,02 \text{ kN}$

$Q_{\text{(Etages)}} = (1,5 * 16,02) = 24,03 \text{ kN}$

$Q_{\text{(RDC)}} = (4 * 16,02) = 80,10 \text{ kN}$

$Q_{\text{Sous sol}} = (2,5 * 16,02) = 40,05 \text{ kN}$

h) Poids des poteaux :

On doit d'abord fixer leurs dimensions minimales selon le **RPA** on a la wilaya de **Blida** située dans la zone **III**

Donc on propose les dimensions suivantes :

b = 30 cm

h = 30 cm

$G_{\text{Poteau sous sol}} = (0,3 * 0,3) * 3,35 * 25 = 7,53 \text{ kN}$

$G_{\text{poteau RDC}} = (0,3 * 0,3) * 4,54 * 25 = 10,21 \text{ kN}$

$G_{\text{poteau étages}} = (0,3 * 0,3) * 3,01 * 25 = 6,77 \text{ kN}$

Tableau II. 6 : Charge et surcharge de chaque étage(poteau central)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
10 ^{ème} ETAGES	N1	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	88,11 23,94 6,77 118,82	16,02

9 ^{ème} ETAGE	N2	N1 +Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	118,82 85,22 23,94 6,77 234,75	40,05
8 ^{ème} ETAGES	N3	N2 X	234,75 115,93 350,68	61,68
7 ^{ème} ETAGES	N4	N3 X	350,68 115,93 466,61	80,90
6 ^{ème} ETAGES	N5	N4 X	466,61 115,93 582,54	97,72
5 ^{ème} ETAGES	N6	N5 X	582,54 115,93 698,47	112,14
4 ^{ème} ETAGES	N7	N6 X	698,47 115,93 814,40	124,16
3 ^{ème} ETAGES	N8	N7 X	814,40 115,93 930,33	136,17
2 ^{ème} ETAGES	N9	N8 X	930,33 115,93 1046,26	148,19
1 ^{er} ETAGES	N10	N9 X	1046,26 115,93 1162,19	160,20
RDC	N11	N10 X	1162,19 119,37 1281,56	172,22
S-SOL	N12	N11 X	1281,56 116,69	192,24
TOTAL	/	/	1398,25	192,24

II.4.2 Le poteau de rive :

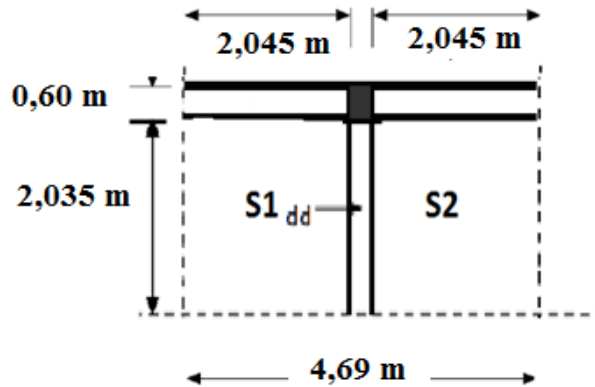


Figure II. 5: Schéma de surface (poteau de rive)

$$S_1 = (2,035 * 2,045) = 4,16 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (2,035 * 2,045) = 4,16 \text{ m}^2$$

$$S_t = 8,32 \text{ m}^2$$

a) Poids de chaque plancher :

$$\text{Plancher terrasse : } P = 6,48 * 8,32 = 45,76 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher étage-RDC : } P = 5,32 * 8,32 = 44,26 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher Sous-sol : } P = 5,32 * 8,32 = 44,26 \text{ kN}$$

b) Poids de chaque poutre :

$$\text{Poutre principale : } P = (0,3 * 0,45) * 25 * 4,09 = 12,27 \text{ kN}$$

$$\text{Poutre secondaires : } P = (0,3 * 0,40) * 25 * 2,045 = 6,135 \text{ kN}$$

$$\text{Poids totales des poutres : } P_t = (6,135 + 12,27) = 18,4 \text{ kN}$$

c) Surcharges d'exploitations Q :

$$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 8,32) = 8,32 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Etages}} = (1,5 * 8,32) = 12,48 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{RDC}} = (5 * 8,32) = 41,6 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Sous sol}} = (2,5 * 8,32) = 20,8 \text{ kN}$$

d) Poids des poteaux :

$$G_{\text{Poteau sous-sol}} = (0,3 * 0,3) * 3,35 * 25 = 7,53 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau RDC}} = (0,3 * 0,3) * 4,54 * 25 = 10,21 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poteau étages}} = (0,3 * 0,3) * 3,01 * 25 = 6,77 \text{ kN}$$

Tableau II. 7 : Charger et surcharge de chaque étage (poteau de rive)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
10 ^{ème} ETAGES	N1	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	45,76 18,4 6,77 70,93	8,32
9 ^{ème} ETAGE	N2	N1 + Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	70,93 44,26 18,4 6,77 140,63	20,80
8 ^{ème} ETAGES	N3	N2 X	140,43 69,43 209,43	32,03
7 ^{ème} ETAGES	N4	N3 X	209,43 69,43 279,22	42,02
6 ^{ème} ETAGES	N5	N4 X	279,22 69,43 348,65	50,75

Suite Tableau II. 8

5ème ETAGES	N6	N5 X	348,65 69,43 418,08	58,24
4ème ETAGES	N7	N6 X	418,08 69,43 487,51	64,48
3ème ETAGES	N8	N7 X	487,51 69,43 556,94	70,72
2ème ETAGES	N9	N8 X	556,94 69,43 626,37	76,96
1 ^{er} ETAGES	N10	N9 X	626,37 69,43 695,80	83,20
RDC	N11	N10 X	695,80 72,87 768,67	89,44
S-SOL	N12	N11 X	768,67 70,19	99,84
TOTAL		/	838,86	99,84

II.4.3 Le poteau d'angle :

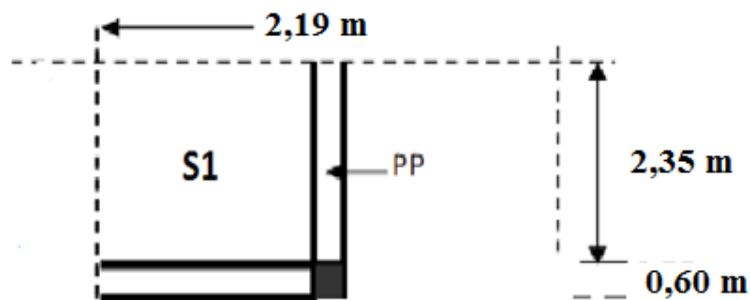


Figure II. 6: Schéma de surface (poteau d'angle)

$$S_i = (2,19 * 2,35) = 5,15 \text{ m}^2$$

$$S_t = 5,15 \text{ m}^2$$

a) Poids de chaque plancher :

Plancher terrasse : $P = 6,48 * 5,15 = 28,33 \text{ kN}$

Plancher étage-RDC : $P = 5,32 * 5,15 = 27,40 \text{ kN}$

Plancher Sous-sol : $P = 5,32 * 5,15 = 27,40 \text{ kN}$

b) Poids de chaque poutre :

Poutre principale : $P = (0,3 * 0,45) * 25 * 2,35 = 7,05 \text{ kN}$

Poutre secondaires : $P = (0,3 * 0,40) * 25 * 2,19 = 6,57 \text{ kN}$

Poids totales des poutres : $P_t = (7,05 + 6,57) = 13,62 \text{ kN}$

c) Surcharges d'exploitations Q :

$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 5,15) = 5,15 \text{ kN}$

$Q_{\text{Etages}} = (1,5 * 5,15) = 7,72 \text{ kN}$

$Q_{\text{Sous sol}} = (2,5 * 5,15) = 12,87 \text{ kN}$

$Q_{\text{RDC}} = (5 * 5,15) = 25,75 \text{ Kn}$

d) Poids des poteaux :

$G_{\text{Poteau sous-sol}} = (0,3 * 0,3) * 3,35 * 25 = 7,53 \text{ kN}$

$G_{\text{poteau RDC}} = (0,3 * 0,3) * 4,54 * 25 = 10,21 \text{ kN}$

$G_{\text{poteau étages}} = (0,3 * 0,3) * 3,01 * 25 = 6,77 \text{ kN}$

Tableau II. 9:Charge et surcharge de chaque étage (poteau d'angle)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
10ème ETAGES	N1	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	28,33 13,62 6,77 48,72	5,15
9ème ETAGE	N2	N1 + Poids du plancher étage Poids des Poutres PP+PS Poids du Poteau	48,72 27,40 13,62 6,77 96,51	12,88
8ème ETAGES	N3	N2 X	96,51 47,79 144,3	19,83

Suite Tableau II. 10

7ème ETAGES	N4	N3 X	144,3 47,79 192,09	26,01
6ème ETAGES	N5	N4 X	192,09 47,79 239,88	31,42
5ème ETAGES	N6	N5 X	239,88 47,79 287,67	36,05
4ème ETAGES	N7	N6 X	287,67 47,79 335,46	39,91
3ème ETAGES	N8	N7 X	335,46 47,79 383,25	43,78
2ème ETAGES	N9	N8 X	383,25 47,79 431,04	47,64
1 ^{er} ETAGES	N10	N9 X	431,04 47,79 478,83	51,50
RDC	N11	N10 X	478,83 51,23 530,06	55,36
S-SOL	N12	N11 X	530,06 48,55	61,80
TOTAL		/	578,61	61,80

II.4.4 Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$Nu(p) \leq \alpha \left[\frac{Br \times Fc \ 28}{0.9 \ \gamma b} + As \times \frac{fe}{\gamma s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

Nu: effort normal ultime (compression) = 1.35G+1.5Q

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (a = f(2))

λ : élancement d'EULER

i : rayon de giration

l_f : longueur de flambement

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : surface de la section du béton

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton $\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier $\gamma_s = 1.15$ (situation durable)

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 500$ MPa);

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa)

A_s : section d'acier comprimée

B_r : section réduite d'un poteau. Obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

4.1) Pour une section rectangulaire :

- moment d'inertie $I = bh^3 / 12$

- section du béton $B = a \times b$

- section réduite $B_r = ((a - 0.02) \times (b - 0.02))$

Selon le « BAEL 99 [1] » $0,2\% \leq A_s / B \leq 0,5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

Pour les poteaux. Il est préférable de prendre $\lambda = 35$ et $\alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s}\right)} = 0,0531 N_u$$

Pour une zone sismique **III**. On doit avoir au minimum :

Min (a ;b) > 30 cm

Min (a ;b) > h/20

1/4 < a/b < 4

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.
- h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a = b$).

Le poteau central :

Tableau II. 11: Choix des sections des poteaux centraux

Niveaux	Ng(kN)	Nq(kN)	Nu	Br	a=b	RPA	Le choix
10ème étage	118,820	16,020	184,437	9,794	5,129	30x30	30x30
9ème étage	234,750	40,050	376,988	20,018	6,474	30x30	30x30
8ème étage	350,680	61,677	565,934	30,051	7,482	30x30	30x30
7ème étage	466,610	80,901	751,275	39,893	8,316	30x30	30x30
6ème étage	582,540	97,722	933,012	49,543	9,039	30x30	30x30
5ème étage	698,470	112,140	1111,145	59,002	9,681	30x30	30x30
4ème étage	814,400	124,155	1285,673	68,269	10,263	30x30	35x35
3ème étage	930,330	136,170	1460,201	77,537	10,805	30x30	35x35
2ème étage	1046,260	148,185	1634,729	86,804	11,317	30x30	35x35
1 ^{er}	1162,190	160,200	1809,257	96,072	11,802	30x30	40x40
RDC	1281,560	172,215	1988,429	105,586	12,275	30x30	40x40
S-SOL	1398,25	192,24	2175,998	115,545	12,749	30x30	40x40

Tableau II. 12: Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux)

Etages	Nu	B	Nu/B	f_{bu}	Vérification	Le choix
10ème étage	184,44	900	2,05	14,17	vérifiée	30x30
9ème étage	376,99	900	4,19	14,17	vérifiée	30x30
8ème étage	565,93	900	6,29	14,17	vérifiée	30x30
7ème étage	751,28	900	8,35	14,17	vérifiée	30x30
6ème étage	933,01	900	10,37	14,17	vérifiée	30x30
5ème étage	1111,14	900	12,35	14,17	vérifiée	30x30
4ème étage	1285,67	1225	10,50	14,17	vérifiée	35x35
3ème étage	1460,201	1225	11,92	14,17	vérifiée	35x35
2ème étage	1634,73	1225	13,34	14,17	vérifiée	35x35
1 ^{er}	1809,26	1600	11,31	14,17	vérifiée	40x40
RDC	1988,43	1600	12,43	14,17	vérifiée	40x40
S-SOL	2175,998	1600	13,60	14,17	vérifiée	40x40

Vérification à l'ELS :

Tableau II. 13: Vérification poteaux centraux à l'ELS

Niveaux	Ns	B	Ns/1,15B	0,6*fc28	Vérification	Le choix
10ème étage	134,84	900	1,30	15	vérifiée	30x30
9ème étage	274,80	900	2,66	15	vérifiée	30x30
8ème étage	412,36	900	3,98	15	vérifiée	30x30
7ème étage	547,51	900	5,29	15	vérifiée	30x30
6ème étage	680,26	900	6,57	15	vérifiée	30x30
5ème étage	810,61	900	7,83	15	vérifiée	30x30
4ème étage	938,56	900	9,07	15	vérifiée	35x35
3ème étage	1066,50	900	10,30	15	vérifiée	35x35
2ème étage	1194,45	900	11,54	15	vérifiée	35x35
1 ^{er}	1322,39	900	12,78	15	vérifiée	40x40
RDC	1812,23	1600	11,33	18	Vérifiée	45x45
S-SOL	2000,90	2025	9,88	18	Vérifiée	45x45

II.4.4.1 Le poteau de rive :

Tableau II. 14: Choix des sections des poteaux de rives

Niveaux	Ng(kN)	Nq(kN)	Nu	Br	a=b	RPA	Le choix
10ème étage	118,820	8,320	172,887	9,180	5,030	30x30	30x30
9ème étage	234,750	20,800	348,113	18,485	6,299	30x30	30x30
8ème étage	350,680	32,032	521,466	27,690	7,262	30x30	30x30
7ème étage	466,610	42,016	692,948	36,796	8,066	30x30	30x30
6ème étage	582,540	50,752	862,557	45,802	8,768	30x30	30x30
5ème étage	698,470	58,240	1030,295	54,709	9,397	30x30	30x30
4ème étage	814,400	64,480	1196,160	63,516	9,970	30x30	30x30
3ème étage	930,330	70,720	1362,026	72,324	10,504	30x30	35x35
2ème étage	1046,260	76,960	1527,891	81,131	11,007	30x30	35x35
1 ^{er}	1162,190	83,200	1693,757	89,938	11,484	30x30	35x35
RDC	1281,560	89,440	1864,266	98,993	11,949	30x30	40x40
S-SOL	1398,25	99,84	2037,398	108,186	12,401	30x30	40x40

Vérification de critère de résistance : $NuB \leq f_u = 17\text{Mpa}$

Tableau II. 15: Vérification de critère de résistance (Poteaux de rives)

Niveaux	Nu	B	Nu/B	f bu	Vérification	Le choix
10ème étage	172,89	900	1,92	14,17	vérifiée	30x30
9ème étage	348,11	900	3,87	14,17	vérifiée	30x30
8ème étage	521,47	900	5,79	14,17	vérifiée	30x30
7ème étage	692,95	900	7,70	14,17	vérifiée	30x30
6ème étage	862,56	900	9,58	14,17	vérifiée	30x30
5ème étage	1030,29	900	11,45	14,17	vérifiée	30x30
4ème étage	1196,16	900	13,29	14,17	vérifiée	30x30
3ème étage	1362,03	1225	11,12	14,17	vérifiée	35x35
2ème étage	1527,89	1225	12,47	14,17	vérifiée	35x35
1 ^{er}	1693,76	1225	13,83	14,17	vérifiée	35x35
RDC	1864,27	1600	11,65	14,17	vérifiée	40x40
S-SOL	2037,398	1600	12,73	14,17	vérifiée	40x40

Tableau II. 16: Vérification poteaux de rives a l'ELS

Niveaux	Ns	B	Ns/1,15B	0,6*fc28	Vérification	Le choix
10ème étage	127,14	900	1,23	15	vérifiée	30x30
9ème étage	255,55	900	2,47	15	vérifiée	30x30
8ème étage	382,71	900	3,70	15	vérifiée	30x30
7ème étage	508,63	900	4,91	15	vérifiée	30x30
6ème étage	633,29	900	6,12	15	vérifiée	30x30
5ème étage	756,71	900	7,31	15	vérifiée	30x30
4ème étage	878,88	900	8,49	15	vérifiée	30x30
3ème étage	1001,05	900	9,67	15	vérifiée	35x35
2ème étage	1123,22	900	10,85	15	vérifiée	35x35
1 ^{er}	1245,39	900	12,03	15	vérifiée	35x35
RDC	1371,00	900	13,25	15	vérifiée	40x40
S-SOL	1498,09	900	14,47	15	vérifiée	40x40

II.4.4.2 Poteaux d'angle :

Tableau II. 17: Choix des sections des poteaux d'angle (carrés)

Niveaux	Ng(kN)	Nq(kN)	Nu	Br	a=b	RPA	Le choix
---------	--------	--------	----	----	-----	-----	----------

10ème étage	48,720	5,150	73,497	3,903	3,976	30x30	30x30
9ème étage	96,510	12,875	149,601	7,944	4,818	30x30	30x30
8ème étage	144,300	19,828	224,546	11,923	5,453	30x30	30x30
7ème étage	192,090	26,008	298,333	15,841	5,980	30x30	30x30
6ème étage	239,880	31,415	370,961	19,698	6,438	30x30	30x30
5ème étage	287,670	36,050	442,430	23,493	6,847	30x30	30x30
4ème étage	335,460	39,913	512,740	27,226	7,218	30x30	30x30
3ème étage	383,250	43,775	583,05	30,960	7,564	30x30	30x30
2ème étage	431,040	47,638	653,360	34,693	7,890	30x30	30x30
1^{er}	478,830	51,500	723,671	38,427	8,199	30x30	30x30
RDC	530,060	55,363	798,625	42,407	8,512	30x30	30x30
S-SOL	578,61	61,8	873,824	46,400	8,812	30x30	30x30

Tableau II. 18: Vérification de critère de résistance

Niveaux	Nu	B	Nu/B	f bu	Vérification	Le choix
10ème étage	5,15	900	0,06	14,17	Vérifiée	30x30
9ème étage	12,88	900	0,14	14,17	Vérifiée	30x30
8ème étage	19,83	900	0,22	14,17	Vérifiée	30x30
7ème étage	26,01	900	0,29	14,17	Vérifiée	30x30
6ème étage	31,42	900	0,35	14,17	Vérifiée	30x30
5ème étage	36,05	900	0,40	14,17	Vérifiée	30x30
4ème étage	39,91	900	0,44	14,17	Vérifiée	30x30
3ème étage	43,78	900	0,49	14,17	Vérifiée	30x30
2ème étage	47,64	900	0,53	14,17	Vérifiée	30x30
1^{er}	51,50	900	0,57	14,17	Vérifiée	30x30
RDC	55,36	900	0,62	14,17	Vérifiée	30x30
S-SOL	61,8	900	0,69	14,17	Vérifiée	30x30

Vérification a l'ELS :

Tableau II. 19: Vérification poteaux d'angle a l'ELS

Niveaux	N_s	B	N_s/1,15B	f bu	Vérification	Le choix
10ème étage	53,87	900	0,52	15	vérifiée	30x30
9ème étage	109,39	900	1,06	15	vérifiée	30x30

8ème étage	164,13	900	1,59	15	vérifiée	30x30
7ème étage	218,10	900	2,11	15	vérifiée	30x30
6ème étage	271,30	900	2,62	15	vérifiée	30x30
5ème étage	323,72	900	3,13	15	vérifiée	30x30
4ème étage	375,37	900	3,63	15	vérifiée	30x30
3ème étage	427,03	900	4,13	15	vérifiée	30x30
2ème étage	478,68	900	4,62	15	vérifiée	30x30
1 ^{er}	530,33	900	5,12	15	vérifiée	30x30
RDC	585,42	900	5,66	15	vérifiée	30x30
S-SOL	640,41	900	6,19	15	vérifiée	30x30

II.5 Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$e \geq \max\left(\frac{he}{20}; 15\right) \text{ cm} \quad e \geq \frac{he}{20} \quad e \geq \frac{4,76}{22}$$

$$e \geq 19,59 \text{ cm} \quad \text{alors } e_{\min} = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4e \quad L \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$$

Avec :

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur e = 20 cm.

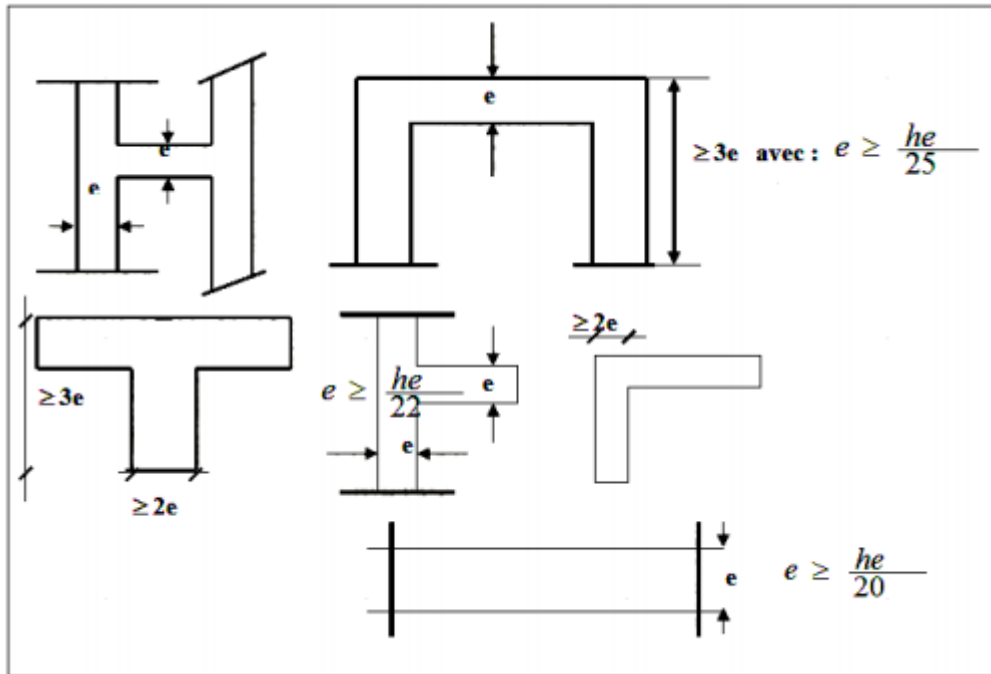


Figure II. 7: Coupes de voiles en plan (RPA 99 V 2003)

II.6 Conclusion

Tableau récapitulatif

Tableau II. 20: Dimensions des éléments porteurs

Niveaux	Section de poteau central	Section de poteau de rive	Section de poteau d'angle	Section de poutre principale	Section de poutre secondaire	Epaisseur des voiles
10 ^{ème} étage – 5 ^{ème} étage	30x30	30x30	30x30	30x 45	30 x 40	20
4 ^{ème} étage – 2 ^{ème} étage	35x35	30x30	30x30	30x 45	30 x 40	20
1 ^{er} étage	40x40	35x35	30x30	30x 45	30 x 40	20
RDC	40x40	40x40	30x30	30x 45	30 x 40	20
S-sol	40x40	40x40	30x30	30x 45	30 x 40	20

II.1 INTRODUCTION.....	10
II.2 PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	10
II.2.1 Plancher à Corps Creux :.....	10
II.2.2 Balcon (dalle pleine) :.....	11
II.3 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	11
II.4 PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	13
II.4.1 Le poteau central :.....	16
II.4.2 Le poteau de rive :.....	18
II.4.3 Le poteau d'angle :.....	21
II.4.4 Dimensionnement des poteaux :.....	23
II.4.4.1 Le poteau central :.....	25
II.4.4.2 Le poteau de rive :.....	26
II.4.4.3 Poteaux d'angle :.....	27
II.5 PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES.....	29
II.6 CONCLUSION TABLEAU RECAPITULATIF.....	30
Tableau II. 1: Vérification selon le RPA	12
Tableau II. 2: Charge de plancher terrasse	13
Tableau II. 3: Charge de plancher pour chaque étage.....	13
Tableau II. 4: Charge du mur extérieur	14
Tableau II. 5: Charge de la dalle pleine (balcon).....	14
Tableau II. 6: Charge et surcharge de chaque étage (poteau central)	17
Tableau II. 7: Charge et surcharge de chaque étage (poteau de rive).....	20
Tableau II. 8: Charge et surcharge de chaque étage (poteau d'angle).....	22

Tableau II. 9: Choix des sections des poteaux centraux (carrés).....	25
Tableau II. 10: Vérification de critère de résistance (Poteaux centraux).....	25
Tableau II. 11: Vérification poteaux centraux à l'ELS.....	26
Tableau II. 12: Choix des sections des poteaux de rives (carrés).....	26
Tableau II. 13: Vérification de critère de résistance (Poteaux de rives).....	27
Tableau II. 14: Vérification poteaux de rives a l'ELS.....	27
Tableau II. 15: Choix des sections des poteaux d'angle (carrés).....	27
Tableau II. 16: Vérification de critère de résistance.....	28
Tableau II. 17: Vérification poteaux d'angle a l'ELS.....	28
Tableau II. 18: Dimensions des éléments porteurs.....	30
Figure II. 1: Schéma Plancher à corps creux.....	10
Figure II. 2: Schéma de la dalle.....	11
Figure II. 3: Les trois types de poteau.....	16
Figure II. 4: Schéma de la surface (poteau central).....	16
Figure II. 5: Schéma de surface (poteau de rive).....	19
Figure II. 6: Schéma de surface (poteau d'angle).....	21
Figure II. 7: Coupes de voiles en plan (RPA 99 V 2003).....	30

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Les éléments secondaires ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale), comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique. Car ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et causer une torsion d'ensemble.

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

- Acrotère.
- Escaliers.
- Plancher.

III.2 Acrotère

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

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

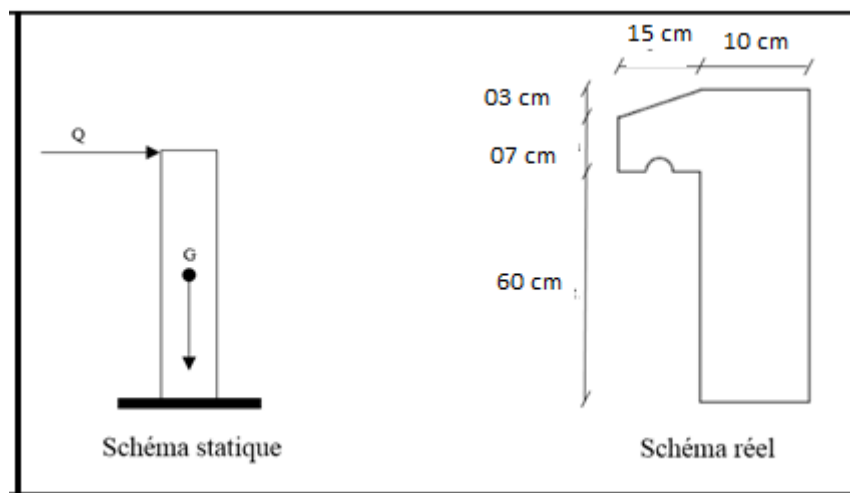


Figure III. 1: Schéma d'acrotère

Chargements de l'acrotère

$G = \text{Surface de section longitudinal} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ KN/m}^3$

$$G = \left[(0,1 \cdot 0,7) + (0,15 \cdot 0,07) + \left(\frac{1}{2} \cdot 0,03 \cdot 0,15 \right) \right] \cdot 25$$

$$G = 2,57 \text{ KN}$$

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

Calcul des efforts

○ **E.L.U :**

- Effort normal : $N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \cdot 2,57 = 3,47 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement : $M_u = 1,5 \cdot Qh \cdot h = 1,5 \cdot 2,2 \cdot 0,7 = 2,31 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \cdot Qh = 3,3 \text{ KN}$

○ **E.L.S :**

- Effort normal : $N_s = G = 2,57 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement $M_s = Qh \cdot h = 2,2 \cdot 0,7 = 1,54 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant $T_s = Qh = 2,2 \text{ KN.m}$

Calcul du ferrailage

- La fissuration est considérée comme préjudiciable
- Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée
- Le calcul est fait à l'aide du programme **Socotec**

Calcul des armatures verticales

○ **Calcul à l'ELU :**

Les sections calculées sont :

$h=10 \text{ cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $MU= 2.31 \text{ kN.m}$,

$NU = 3.47 \text{ KN}$; $d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$

$$A_{sup} = 0$$

$$A_s = 1,62 \text{ cm}^2$$

○ **Vérification :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + (0,06 f_{c28}) = 0,6 + (0,06 \cdot 25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 1000 \frac{2,1}{500} \Rightarrow A_{\min} \geq 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} \{A_{\min}, A_s\}$$

$$A = 1,62 \text{ cm}^2$$

On adopte alors $A_s = 1,62 \text{ cm}^2 = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

• **Espacement entre les barres :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\} \text{cm}$$

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\} \text{cm}$$

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

○ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

○ **Vérfications à l'ELS :**

Le logiciel **SOCOTEC** nous donne les résultats suivants :

$$\sigma_{b \text{ sup}} = 2,34 \text{ MPa} < \sigma_{b \text{ adm}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V.$$

$$\sigma_s = 107,05 \text{ MPa} < \sigma_{s \text{ adm}} = 201 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V.$$

○ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{3,3 \cdot 10^3}{1000 \cdot 90} = 0,037 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0,15 f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}] \quad ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

D'où alors :

$$\tau_u = 0,018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

○ **Vérification au séisme :**

D'après le **RPA 99 (article 6-2-3)** les éléments de structure secondaire doivent résister à la force horizontale due au séisme indiqué comme suit

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération horizontale en fonction de groupe d'usage de la zone sismique
[1]

$$A = 0,25$$

C_p : Facteur de force horizontale pour l'acrotère **[1]**

$$C_p = 0,8$$

W_p : Poids propre de l'élément secondaire

$$W_p = 2,57 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 2,57 \cdot 0,8 = 2,2 \text{ KN}$$

Il faut que : $F_p < 1.5 Q \Rightarrow 1,17 \text{ KN} < 1.5 \text{ KN}$

Alors l'acrotère est stable vis-à-vis de l'effet sismique

III.3 LES PLANCHERS

Le plancher est un élément horizontal qui limite sur la verticale l'espace d'un bâtiment, Les planchers sont constitués par une dalle générale d'épaisseur constante liée à des poutres secondaires et des poutres principales, elles même liées aux éléments support (Poteaux, refends).

Un plancher d'habitation est destiné à délimiter les étages et à supporter les revêtements des sols, dont les deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, elle doit supporter sous poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assuré complémentaiement par un faux plafond au un revêtement de sol approprié.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux, et une dalle pleine.

Plancher Corps Creux

Les planches de notre ouvrage sont à corps creux du type (16 + 5) *cm*. Elles sont constituées de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous ne nous intéresserons ici qu'aux planchers coulés sur place.

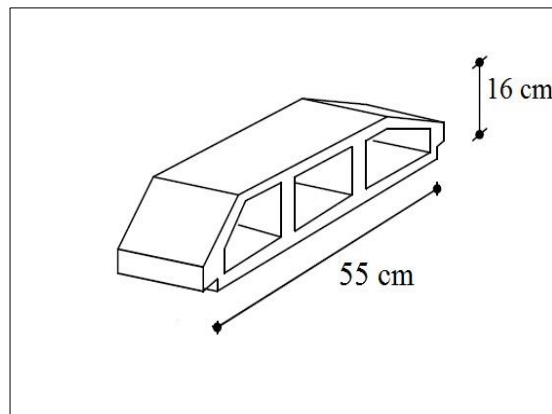


Figure III. 2: Corps Creux

Pré-dimensionnement des poutrelles

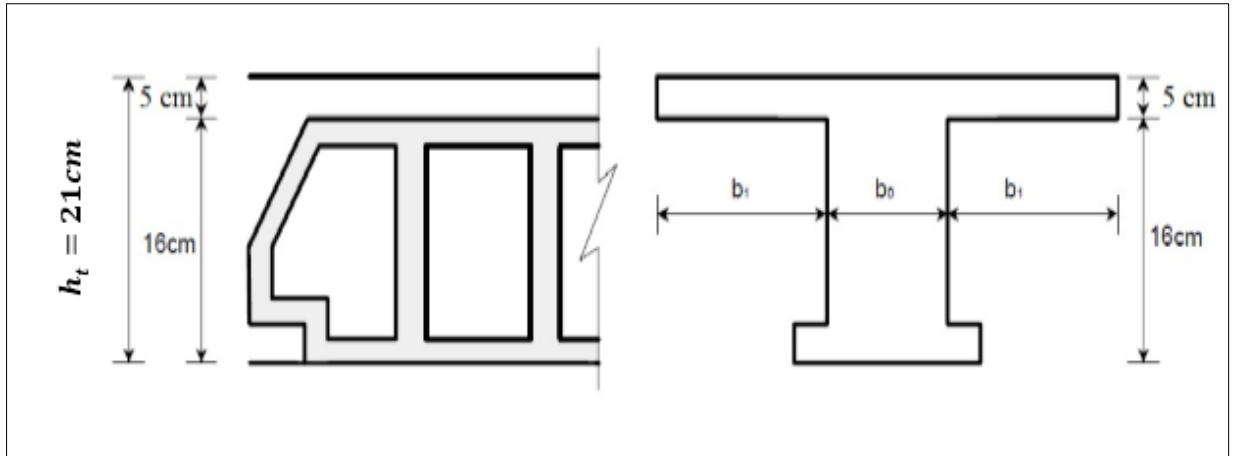


Figure III. 3: Plancher corps creux

h_t : Hauteur totale (hourdis + dalle de compression).

$$b_0 = (0,3 \div 0,5)h_t \rightarrow b_0 = (6,3\text{cm} \div 10,5\text{cm})$$

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

$$l_n = 55 + 10 = 65\text{cm} \text{ (Distance entre axe des poutrelles)}$$

$$b_1 = \frac{l_n - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} \rightarrow b_1 = 27,5\text{cm}$$

Méthode de calcul

On va utiliser la méthode forfaitaire.

Domaine d'application :

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct puisqu'elle évite au projeteur d'effectuer des calculs laborieux suite à l'étude des cas de surcharges défavorables. Elle est donc très pratique. Cependant, son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- La charge d'exploitation uniformément répartie est au plus égale à **2** fois la charge permanente ou **5 KN/m²**.

$$Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0,8** et **1,25**

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable vis-à-vis de la tenue du béton armé et de ses revêtements.

Principe de la méthode :

Son principe consiste à déterminer les moments sur appuis et les moments en travées suivant des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison. Cette dernière est la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges. Dans cette approche de calcul, on néglige la rigidité à la flexion des poteaux supportant les poutres et raideur à la torsion dans le cas de poutre supportant des dalles ou des poutrelles.

Application de la méthode :

Soit : α le rapport des charges d'exploitation à la sommes des charges permanentes et des charges d'exploitation (charges non majorées) :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison (moment isostatique).

M_e et M_w : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis gauche et droite de la travée considérée.

M_t : Le moment maximal dans la travée considérée.

Les valeurs de M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \beta M_0$ Tel que : $\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha)$
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ Pour une travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ Pour une travée intermédiaire.
- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
 - ✓ $0,6 M_0$ Pour une poutre à deux travées.
 - ✓ $0,5 M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre.
 - ✓ $0,4 M_0$ Pour le cas des appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Vérification des conditions d'application de la méthode :

- $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2) :$

Terrasse : $Q_{ter} \leq \min(2G_{ter} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(12,96 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Etage courant : $Q_{éc} \leq \min(2G_{éc} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10,64 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{C.V}$

RDC : $Q_{Rdc} \leq \min(2G_{Rdc} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10,64 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 :$

Travée	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
	4,37 m	4,67 m	4,37 m	4,37 m	3,94 m
	$\frac{L_i}{L_{i+1}}$	0,93	1,068	1	1,109

- $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- Les moments d'inertie sont les mêmes dans toutes les travées.....C.V
- La fissuration est peu préjudiciable.....C.V

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

On exprime les moments maximums en travée M_t et sur appuis (M_w, M_s) en fonction du moment fléchissant M_0 qui est la valeur maximale du moment dans la travée indépendante de même portée et de même chargement (évalue L'ELU)

Q: Charge d'exploitation.

G: Charge permanente

$q = 1,35G + 1,5Q$, et $P = 0,65. q$

Avec :

$M_0 = \frac{PL^2}{8}$: Moment fléchissant isostatique dans la travée indépendante de même portée et de même chargement que la travée considérée.

$V_0 = \frac{PL}{2}$: Effort tranchant isostatique (travée indépendante).

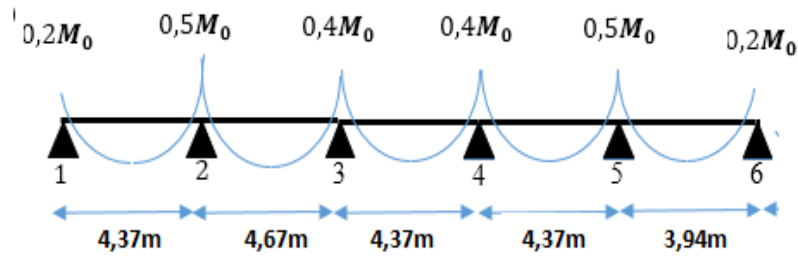


Figure III. 4: Moment fléchissant sur appuis

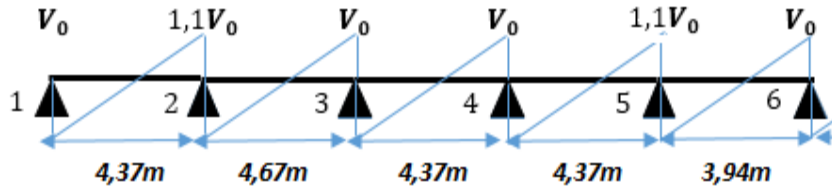


Figure III. 5: Effort tranchant sur appuis

Plancher terrasse

Calcul les moments et les efforts tranchants (ELU) :

Les charges : $\begin{cases} G = 6,48 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$q = 1,35G + 1,5Q = 10,24 \text{ KN/m}^2$

$P = 0,65 \cdot q = 6,66 \text{ KN/ml}$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,133$

$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,05$

Tableau III. 1: Evaluation des moments de plancher terrasse ELU

Travée (m)	4,37		4,67		4,37		4,37		3,94	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6
M_0 (KN.m)	15,89		18,15		15,89		15,89		12,92	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	3,1	7,94	9,075	7,26	6,35	6,35	6,35	7,94	6,46	2,58
M_t (KN.m)	9,85		9,43		8,26		8,26		8,01	
$M_{t\ cond1}$ (KN.m)	11,13		10,89		10,33		5,54		9	

Donc les moments max à ELU sont :

$$M_{t(max)} = 11,13 \text{ Kn.m}$$

$$M_{a(max)} = 9,075 \text{ Kn.m}$$

Tableau III. 2: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU

Travée (m)	4,37		4,67		4,37		4,37		3,94	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6
V_0 (KN)	14,55		15,55		13,74		14,55		13,12	
V_a (KN)	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0	V_0	V_0	V_0	V_0	V_0	V_0
	14,55	16	15,55	17,1	13,74	15,11	14,55	16	13,12	14,43

Donc :

$$V_{a(max)} = 17,1 \text{ Kn}$$

Calcul les moments (ELS) :

$$\text{Les charges : } \begin{cases} G = 6,48 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q = G + Q = 7,48 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 0,65 \cdot q = 4,86 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,133$$

$$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,05$$

Tableau III. 3: Evaluation des moments de plancher terrasse ELS

Travée (m)	4,37		4,67		4,37		4,37		3,94	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6
M_0 (KN.m)	11,60		13,24		11,60		11,60		9,43	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	2,32	5,8	6,62	5,29	4,64	4,64	4,64	5,8	4,71	1,88
M_t (KN.m)	7,19		6,88		6,032		6,032		5,84	
$M_{t \text{ cond1}}$ (KN.m)	8,12		7,94		6,54		6,54		6,60	

Donc les moments max à ELS sont :

$$M_{t(max)} = 8,12Kn.m$$

$$M_{a(max)} = 6,62KN.m$$

- **Ferraillage de poutrelle : (ELU)**

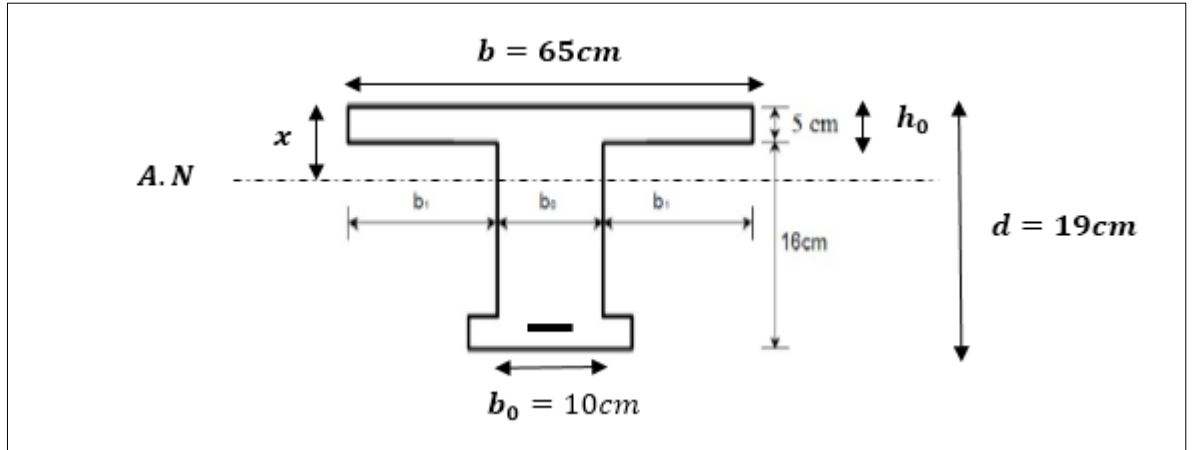


Figure III. 6: dimensions de la poutrelle

On utilise le logiciel **EXPERT 2010** pour calculer le ferraillage de la poutrelle :

- **Ferraillage en travée :**

Rapport EXPERT 2010 :

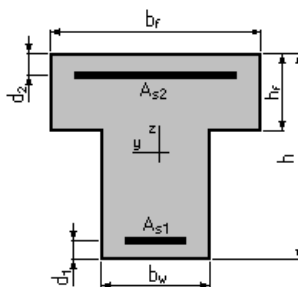
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b_f = 65.0 \text{ (cm)}$

$b_w = 10.0 \text{ (cm)}$

$h = 21.0 \text{ (cm)}$

$h_f = 5.0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$

$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	11.13	0.00
Etat Limite de Service	8.12	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{S1} = 1,41 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{S2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{S \text{ min}} = 0.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cas ELS $M_{max} = 8,12 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Position de l'axe neutre : $y = 3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4,53 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

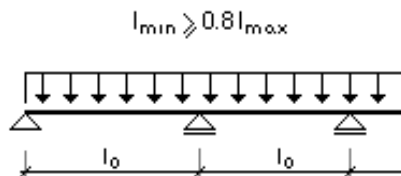
Tendue : $\sigma_s = 330,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_s \text{ lim} = 500.0 \text{ (MPa)}$

Flèche de la poutre due à la flexion simple

1. Schéma statique



travée intermédiaire

$l_0 = 4,67 \text{ (m)}$

2. Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 0.60$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente : $M_g = 0.00$ (kN*m)

Moment dû à la charge totale : $M_p = 8,12$ (kN*m)

Section des armatures : $A_{s1} = 1,41$ (cm²)

$A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Densité du ferrailage : $\rho = 1.24$ (%)

Densité du ferrailage minimale : $\rho_{min} = 0.10$ (%)

3. Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 8.1$ (mm) < $f_{adm} = 10.1$ (mm)

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 0.0$	0.00	0.0
$f_{gi} = 0.0$	0.00	0.0
$f_{pi} = 8.1$	0.76	261.5
$f_{ji} = 0.0$	0.00	0.0

Moment d'inertie de la section homogène : $I_0 = 20972.8$ (cm⁴)

$\lambda_i = 3.43$

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)

f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons

Δf_t - flèche nuisible

f_{adm} - flèche admissible

• **Ferrailage en appuis :**

Calcul de Section en Flexion Simple

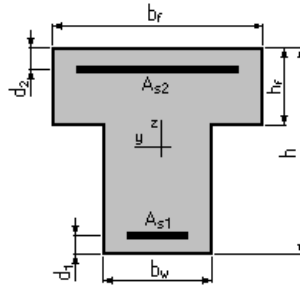
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa) **Acier :** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



- $b_f = 65.0$ (cm)
- $b_w = 10.0$ (cm)
- $h = 21.0$ (cm)
- $h_f = 5.0$ (cm)
- $d_1 = 2.5$ (cm)
- $d_2 = 2.5$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-9,075	0.00
Etat Limite de Service	-6,62	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 1,15$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0.3$ (cm²)

Cas ELS $M_{max} = -6,62$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Position de l'axe neutre : $y = -3$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4,03$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 328,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_s \text{ lim} = 500.0$ (MPa)

Ce tableau résume notre choix pour la poutrelle du plancher terrasse :

Tableau III. 4: Choix de section d'armature

	$A_s(cm^2)$	Choix	$A_s \text{ adopté}(cm^2)$
Ferraillage en travée	1,41	3HA10	2,36
Ferraillage en appuis	1,15	2HA10	1,57

○ **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

• **Diamètre des armatures transversales :**

Selon le CBA.93 : le Diamètre ϕ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min(6; 10; 10)mm$$

On prend :

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

• **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

Selon le CBA.93 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(17,1cm; 40cm)$$

On prend : $S_t = 16 \text{ cm}$

Selon RPA99/version2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min(5,25; 12) \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 5 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 10,5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Section d'armatures transversales :

Selon CBA.93 :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 MPa \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 b_0 S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot 100 \cdot 160}{400}$$

$$A_t \geq 0,16 \text{ cm}^2$$

- Vérification RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$A_t \geq 0,3 \text{ cm}^2$$

Donc pour les armatures transversales on adopte :

- 2HA6 $\Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$
- $S_t = 5 \text{ cm}$ Zone nodale
- $S_t = 10 \text{ cm}$ Zone courante

Vérifications :

- Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable, donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Pour la fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) = \min(3,33 MPa; 5 MPa) = 3,33 MPa .$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{17,1 \cdot 1000}{100 \cdot 190}$$

$$\tau_u = 0,89 MPa$$

Donc la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ est vérifiée.

• **Condition de non fragilité :**

Travée : $A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$, $A_{min} \geq 0,23 \cdot 650 \cdot 190 \frac{2,1}{500} = 1,19cm^2 < A_s = 2,36 cm^2 \dots CV$

Appuis : $A_{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$, $A_{min} \geq 0,23 \cdot 650 \cdot 190 \frac{2,1}{500} = 1,19cm^2 < A_s = 1,57cm^2 \dots CV$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Plancher étage courant

○ **Calcul les moments et les efforts tranchants (ELU) :**

Les charges : $\begin{cases} G = 5,53 KN/m^2 \\ Q = 1,5 KN/m^2 \end{cases}$

$q = 1,35G + 1,5Q = 9,71 KN/m^2$

$P = 0,65 \cdot q = 6,31 KN/ml$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,213$

$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,06$

Tableau III. 5: Evaluation des moments de plancher étage courant ELU

Travée (m)	4,37		4,67		4,37		4,37		3,94	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6
M_0 (KN.m)	15,062		17,20		15,062		15,062		12,24	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	3,012	7,53	8,6	6,88	6,02	6,026	6,02	6,02	6,12	2,44
M_t (KN.m)	9,51		9,15		8,01		8,01		7,73	
$M_{t cond1}$ (KN.m)	10,69		10,49		9,94		9,94		8,69	

Donc les moments max à ELU sont :

$M_{t(max)} = 10,69 KN.m$

$M_{a(max)} = 8,6 KN.m$

Tableau III. 6: Evaluation des efforts tranchants de plancher étage courant ELU

Travée (m)	4,37		4,67		4,37		4,37		3,94	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6
V_0 (KN)	13,78		14,73		13,78		13,78		12,43	
V_a (KN)	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0	V_0	V_0	V_0	V_0	V_0	V_0
	13,78	15,15	14,73	16,03	13,78	15,15	13,78	15,15	12,43	13,67

Donc :

$$V_{a(max)} = 16,03 \text{ KN}$$

- Calcul les moments (ELS) :

$$\text{Les charges : } \begin{cases} G = 5,53 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q = G + Q = 7,03 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 0,65 \cdot q = 4,56 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,213$$

$$\beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,06$$

Tableau III. 7: Evaluation des moments de plancher étage courant ELS

Travée (m)	4,37		4,67		4,37		4,37		3,94	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6
M_0 (KN.m)	10,88		12,43		10,88		10,88		8,84	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	2,176	5,44	6,21	4,97	3,35	3,35	3,35	5,44	4,42	1,76
M_t (KN.m)	6,87		6,61		5,76		5,76		5,56	
$M_{t \text{ cond1}}$ (KN.m)	7,72		7,58		8,032		7,13		6,28	

Donc les moments max à ELS sont :

$$M_{t(max)} = 8,032 \text{ KN.m}$$

$$M_{a(max)} = 6,21 \text{ KN.m}$$

○ **Ferraillage de poutrelle : (ELU)**

On utilise le logiciel **SOCOTEC** pour calculer le ferraillage de la poutrelle.

• **Ferraillage en travée :**

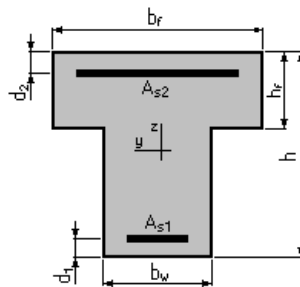
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b_f = 65.0$ (cm)

$b_w = 10.0$ (cm)

$h = 21.0$ (cm)

$h_f = 5.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 2.5$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	10,69	0.00
Etat Limite de Service	8,032	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 1,35$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0.3$ (cm²)

Cas ELS $M_{\max} = 8,032$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Position de l'axe neutre : $y = 3$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4,49$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 341,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0$ (MPa)

- **Ferrailage en appuis :**

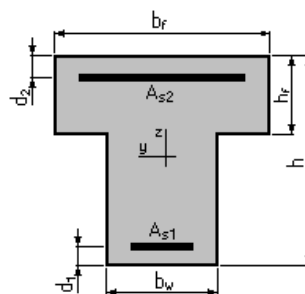
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa) **Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b_f = 65.0$ (cm)

$b_w = 10.0$ (cm)

$h = 21.0$ (cm)

$h_f = 5.0$ (cm)

$d_1 = 2.5$ (cm)

$d_2 = 2.5$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-8,6	0.00
Etat Limite de Service	-6,21	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 1,08$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0.3$ (cm²)

Cas ELS $M_{\text{max}} = -5.98$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0.00$ (kN*m)

Position de l'axe neutre : $y = 3$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5,34$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 453,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0$ (MPa)

Ce tableau résume notre choix pour la poutrelle du plancher étage courant :

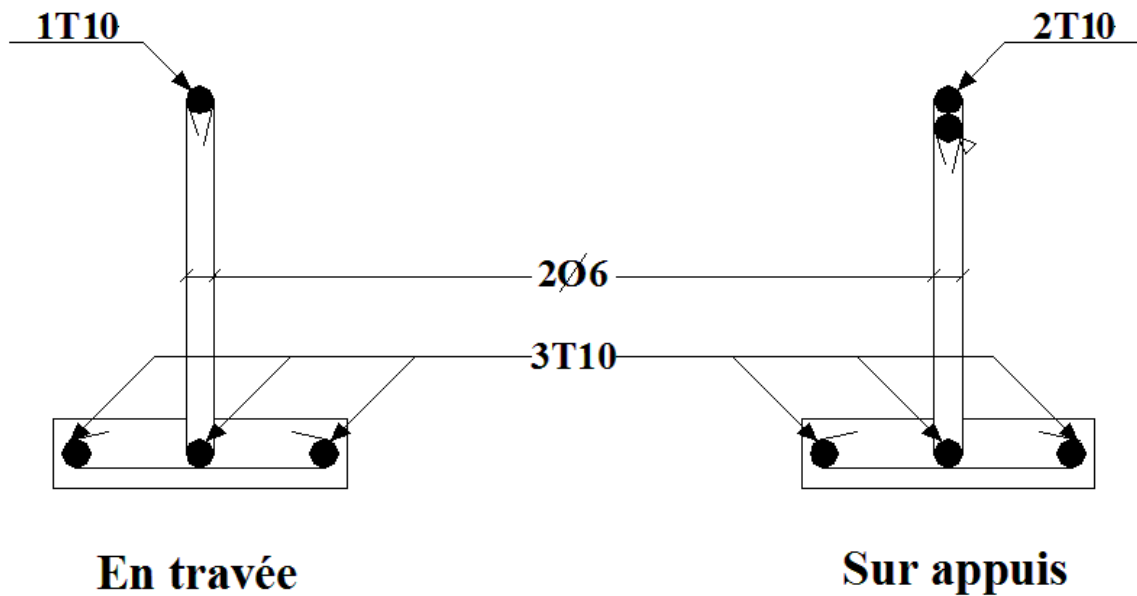
Tableau III. 8: Choix de section d'armature

	A_s (cm ²)	Choix	$A_{s \text{ adopté}}$ (cm ²)
Ferraillage en travée	1,35	3HA10	2,36
Ferraillage en appuis	1,08	2HA10	1,57

Calcul des armatures transversales et de l'espacement :

On remarque que les deux planchers (terrasse, étage courant) ont le même ferraillage longitudinal, donc on adopte pour la section des armatures transversales et de l'espacement, les mêmes résultats obtenus dans le calcul de la plancher terrasse :

- $2\phi 6 \Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$
- $S_t = 5\text{cm}$ Zone nodale
- $S_t = 10\text{cm}$ Zone courante



Ferrailage de poutrelle

Vérifications :

- **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable, donc il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Pour la fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min(3,33 MPa; 5MPa) = 3,33MPa .$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{16,03 \cdot 1000}{100 \cdot 190}$$

$$\tau_u = \mathbf{0,85 MPa}$$

Donc la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ est vérifiée.

Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage et en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - **20 cm** Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - **30 cm** Pour les armatures parallèles aux nervures.

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e}$$

$$L_1 \leq 80 \text{ cm} \quad \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Avec :

L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles.

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles.

f_e : Limite élastique de treillis soudés haute adhérence, $f_e = 500 \text{ MPa}$

Pour notre projet on a $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{65}{500} \Rightarrow A_1 = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_2 = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte un treillis soudés $\Phi 5$, de nuance FeE500, dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

III.4 ESCALIERS

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués de gradins, dalles inclinée (volées), avec des dalles horizontales (paliers) ; ces dernières sont coulées sur place.

Pour notre construction, les escaliers sont droits à trois volées.

Schéma statique des volées

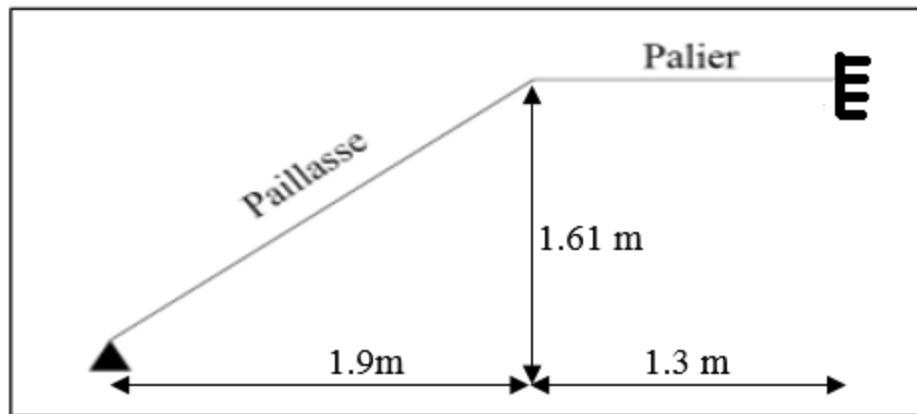


Figure III. 7: Schéma statique des volées.

Caractéristiques Géométriques

La détermination des caractéristiques géométriques des escaliers, sont données par des relations empiriques offrant des conditions de confort et de sécurité aux usagers, données comme suit :

- La formule de sécurité : $h + g \approx 46 \text{ cm}$
- La formule de confort ou de commodité : $g - h \approx 12$
- La relation de Blondel qui est la plus utilisée $55 \leq 2h + g \leq 65$

h : Hauteur de la contre marche ; tel que : h varie de 14 cm à 18,5 cm.

g : Giron ou la largeur de la marche ; tel que : g varie de 22 cm à 33 cm.

H : Hauteur de volée

L : Longueur de la paillasse

l : Longueur de foulée

n : Nombre des marches

n' : Nombre des contres marches

α : inclinaison de la paillasse

On adopte :

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

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$h + g = 47 \dots\dots\dots CV$$

$$g - h = 14 \dots\dots\dots CV$$

$$2h + g = 64 \dots\dots\dots CV$$

Tableau III. 9: Rez-de-chaussée.

<i>H (m)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>g (cm)</i>	<i>n</i>	<i>n'</i>	<i>l (m)</i>	<i>α</i>	<i>L (m)</i>
2,38	17	30	11	10	2.78	42.64°	3.2

Tableau III. 10: Etage courant.

<i>H (m)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>g (cm)</i>	<i>n</i>	<i>n'</i>	<i>l (m)</i>	<i>α</i>	<i>L (m)</i>
1.61	17	30	10	9	2.54	40.72°	3.211

Tableau III. 11: Sous-Sol.

<i>H (m)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>g (cm)</i>	<i>n</i>	<i>n'</i>	<i>l (m)</i>	<i>α</i>	<i>L (m)</i>
1,76	17	30	10	9	2.64	41.31°	3.2

- **Largeur des escaliers**

Pour des raisons de circulation des personnes le minimum est de 0,60 m. Dans cette étude la largeur est 1,45 m pour la 1^{er} et 1,60 m pour la 2^{ème} volée > 0,60m.

- **L'épaisseur de la volée.**

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux côtés.

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \max\left(\frac{\text{Portée}}{30} ; 10 \text{ cm}\right) \dots\dots\dots \text{Condition de limitation de la flèche}$$

Pour $L = 4,76 \text{ m}$ (cas plus défavorable RDC)

$$e \geq \max(10.66 ; 16 \text{ cm})$$

On adopte $e = 16 \text{ cm}$

Pour les paliers, l'épaisseur est au moins égale à celle de la paillasse. Donc on va garder la même épaisseur.

Evaluation des charges et surcharges

- **Palier :**

Tableau III. 12: Evaluation des charges et surcharges pour le palier.

Couche	Charge (KN/m²)
Carrelage	0,44
Mortier de pose	0.40
Poids propre de palier	4
Enduit de ciment	0.40
Charge permanente G	5,24
Charge d'exploitation Q	2,5

- **Volés :**

Tableau III. 13: Evaluation des charges et surcharges pour la paillasse.

Couche	Charge (KN/m²)		
	Sous-Sol	RDC	EC
Carrelage	0,44	0,44	0,44
Mortier de pose	0,40	0,40	0,40
Enduit de ciment	0,40	0,4	0,40
Poids propre de la marche	2,13	2,13	2,13
Poids propre du la volés	4,4	4,5	4.4
Garde de corps	0.60	0.6	0.6
Charge permanente G	8.5	8.5	8.33
Charge d'exploitation Q	2.5	2,5	2,5

Remarque : comme l'écart entre les charges permanentes des niveaux est petit, le calcul sera effectué pour un seul niveau dont les résultats seront généralisés pour l'ensemble des escaliers.

Combinaison des charges

Tableau III. 14: Evaluation des charges et surcharges pour le palier.

Elément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Palier	5.24	2,5	10.82	7.74
Paillasse	8.5	2,5	15.09	10.90

Sollicitations et ferrailage

Remarque : le calcul se fera au niveau de rez-de-chaussée (caractéristique géométriques importantes)

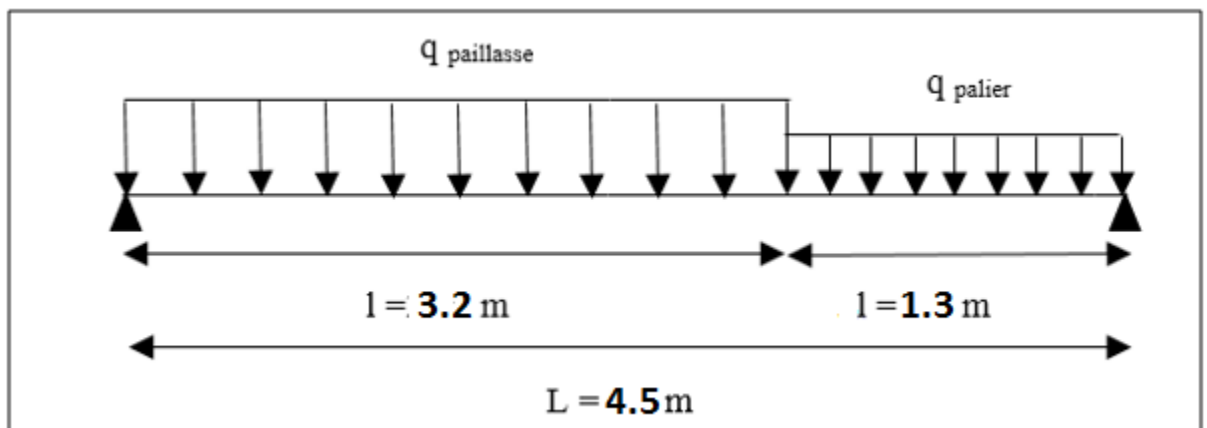


Figure III. 8: Schéma statique de la 1^{er} volé.

Sollicitations :

q_e : charge équivalente ; $q_e = \frac{\sum(q_i \cdot l_i)}{L}$

M_{max} : Moment fléchissant Isostatique maximum ; $M_{max} = \frac{q_e \cdot L^2}{8}$

M_t : Moment fléchissant max sur travée ; $M_t \approx 0,8 M_{max}$

M_a : Moment fléchissant max sur appuis ; $M_a \approx 0,50 M_{max}$

T : Effort tranchant en appuis ; $T = \frac{q_e \cdot L}{2}$

Tableau III. 15: Combinaison des charges.

Combinaison	q_e	M_{max} (KN.m)	M_t	M_a	T_{Max} (KN)
ELU	36.16	42.33	19,84	18.08	26,82
ELS	26.02	30.32	17,47	10,92	23,61

Ferraillage :

La section transversale de la poutre modèle est $(145 \times 15) \text{ cm}^2$, avec un enrobage de 2 cm , la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul se fera à l'ELU.

Le tableau suivant donne les résultats de ferraillage à l'ELU données par le programme FLEX :

Tableau III. 16: Résultats de ferraillage de la 1ere Volée.

Section	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)
Travée	7.73	0
Appuis	0	3.73

Armature longitudinal :

- ✓ Le diamètre des barres à utiliser ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur de la dalle avec un espacement maximal inférieur ou égal au : $\min(e, 33 \text{ cm})$.
- ✓ Des armatures de répartition sont à prévoir, avec une section au moins égale au quart de celle des armatures longitudinales

- **En travée :**

On adopte **7HA12 = 7,92 cm²/ml** espacé de **15 cm**

Pour les armatures de répartition **7HA10= 5,5 cm²/ml** espacé de **15 cm**

- **En appuis :**

On adopte **7HA10 = 5,5 cm²/ml** espacé de **15 cm**

Pour les armatures de répartition **7HA10= 5,5 cm²** espacé de **15 cm**

Armature transversal :

On doit vérifier notre escalier sous la contrainte de cisaillement maximale, la contrainte de cisaillement maximale donnée par la formule suivante doit être inférieur à la contrainte admissible donnée pour une fissuration peu préjudiciable (milieu non exposé à des agents agressifs) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot 0,9h} \leq \bar{\tau}_u = \min[0,2 f_{c28}/\gamma_b ; 4 MPa]$$

$$\bar{\tau}_u = \min[3,33; 4] = 3,33 MPa$$

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 1,39 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ et } A'_s \geq A_{min} \dots\dots\dots CV$$

Les conditions sont vérifiées

III.5 Porte à faux :

Afin de faciliter le passage vers les appartements on utilise un porte-à-faux de 2.35 m en dalle pleine.

Porte -à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine sur 3 appuie.

Soumis à :

- son poids propres.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde –corps.
- La force descendante.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

L'Epaisseur de porte à faux :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{1,5}{10} = 15cm$$

On prend : e=15cm

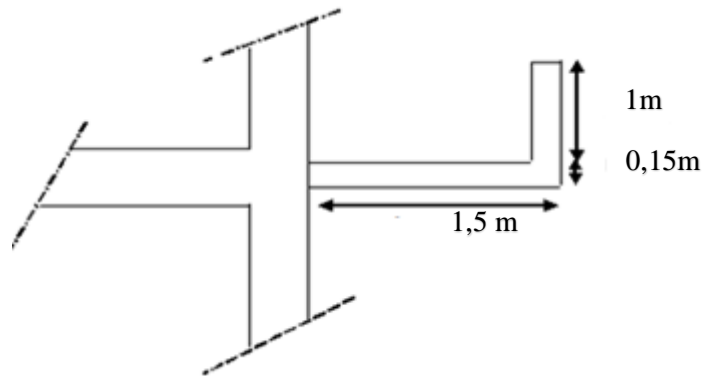


Figure III. 9: Dimensions du balcon.

Evaluation des charges :

- **Charge permanente :**

$$G= 6,43 \text{ kN/m}^2$$

-Charge d'exploitation :

$$Q=3,50\text{kN/m}^2$$

- **Charge concentrée "F":**

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

- Maçonnerie (ép = 10 cm) 0,90 kN/m²

- Enduit au ciment 0,36 kN/m

$$\mathbf{F = 1,62 \text{ kN/m}^2}$$

- **Moment dû à la main courante :**

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN}$$

- **La force descendante :**

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,5m de long et ceci, en zone sismique II et III (4.4.2 RPA99V2003).

$$F_v = 0,5. A. W_p$$

A : coefficient sismique de la zone.

W_p : poids propre de l'élément en porte à faux.

D'où :

$$F_v = 0,5 \times 0,25 \times 25,99 = 3,24 \text{ KN}$$

○ **Schéma statique :**

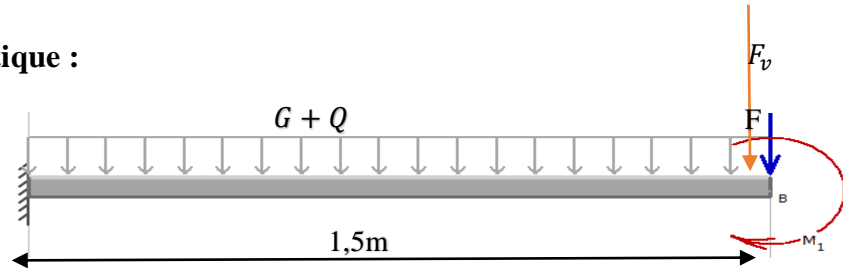


Figure III. 10: Schéma statique de la porte à faux

Combinaison des charges

- **Moment fléchissant :**

$$M(x) = - \left(\frac{q}{2} x^2 + Fx + M_{mc} \right)$$

- **Effort tranchant $T(x) = (qx + F)$**

$$X = 1.5$$

Tableau III. 17: Combinaison des charges

	ELU	ELS
q (kN/ml)	19,93	9.93
F(kN)	2.19	1.62
F_v (kN)	4,37	3,24
M_{mc}	1,50	1,00

Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Tableau III. 18: résultats des efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	26,7	14,6
T_{max} (kN)	19,93	16,52

Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de $1m$.

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $b=100cm$; $h=15cm$; $d=13,5cm$

Tableau III. 19: Ferrailage du porte-à-faux

Mu(kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A's (cm²)	α	Z (cm)	As cal s (cm²)	Choix	As adp s (cm²)	Esp (cm)
26,7	0,103	Oui	0	0,136	12,76	4,81	6T12	6,79	15

o **Espacement :**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22cm) \dots\dots\dots \text{pour un charge concentré} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33cm \\ 22cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérifications :

Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} = 2,30cm^2$$

Le choix est : **3T10=2,36 cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1,30 cm^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{19,93 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,147MPa < 2,5MPa$$

Vérification des contraintes à L'ELS :

Avec : $n=15$; $c'=5cm$; $d=13,5cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta \right) = 225MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 20: Vérification des contraintes du porte-à-faux

$M_{ser}(kN.m)$	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \sigma_s$
14,60	6,79	3,12	6087.13	8.483	Vérifiée	216.13	Vérifiée

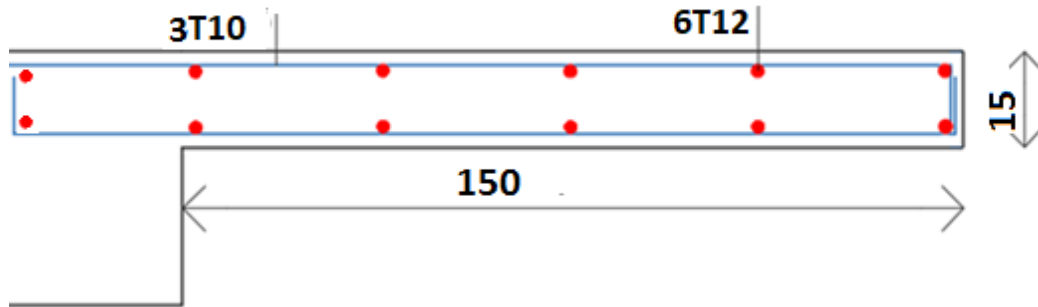


Figure III. 11: schéma de ferrailage de la porte à faux

III.1 Introduction	32
III.2 Acrotère	32
III.3 LES PLANCHERS.....	36
III.4 ESCALIERS.....	54
III.5 Porte à faux :	60
Tableau III. 1: Evaluation des moments de plancher terrasse ELU	40
Tableau III. 2: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU	41
Tableau III. 3: Evaluation des moments de plancher terrasse ELS	41
Tableau III. 4: Choix de section d'armature	46
Tableau III. 5: Evaluation des moments de plancher étage courant ELU	48
Tableau III. 6: Evaluation des efforts tranchants de plancher étage courant ELU	49
Tableau III. 7: Evaluation des moments de plancher étage courant ELS	49
Tableau III. 8: Choix de section d'armature	52
Tableau III. 9: Rez-de-chaussée.....	56
Tableau III. 10: Etage courant.	56
Tableau III. 11: Sous-Sol.	56
Tableau III. 12: Evaluation des charges et surcharges pour le palier.	57
Tableau III. 13: Evaluation des charges et surcharges pour la paillasse.....	57
Tableau III. 14: Evaluation des charges et surcharges pour le palier.	58
Tableau III. 15: Combinaison des charges.....	59
Tableau III. 16: Résultats de ferrailage de la 1ere.	59
Tableau III. 17: Combinaison des charges.....	62
Tableau III. 18: résultats des efforts internes.....	62
Tableau III. 19: Ferrailage du porte-à-faux	63
Tableau III. 20: Vérification des contraintes du porte-à-faux.....	64
Figure III. 1: Schéma d'acrotère.....	32
Figure III. 2: Corps Creux.....	36
Figure III. 3: Plancher corps creux	37
Figure III. 4: Moment fléchissant sur appuis	40
Figure III. 5: Effort tranchant sur appuis	40
Figure III. 6: dimensions de la poutrelle.....	42
Figure III. 7: Schéma statique des volées.	55
Figure III. 8: Schéma statique de la 1ere et 3eme Volée.	58
Figure III. 9: Dimensions du balcon.	61
Figure III. 10: Schéma statique de la porte à faux	62
Figure III. 11: schéma de ferrailage de la porte à faux	65

CHAPITRE IV

Etude Dynamique Zone sismique

IV.1 Introduction

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, ce phénomène se produit à cause du mouvement des plaques tectoniques.

Du moment que ce phénomène est imprévisible, la rigueur lors des analyses sismiques est cruciale pour assurer la sécurité et la longévité des structures, afin d'éviter la ruine en cas de séisme.

IV.2 Caractéristique dynamiques propres

Une structure idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle puisse vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

{ \ddot{x} } : Vecteur des accélérations.

{ x } : Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

{A} : Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnus « Ai ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice s'annule c'est à dire :

$$\Delta\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Equation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2). Les (n) solutions ($\omega_1^2 ; \omega_2^2 ; \dots ; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles. Le **1^{er} mode** vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (**modal Shape**).

IV.3 Modélisation de la structure

IV.3.1 Introduction

Vu la complexité de l'analyse, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts sismiques. Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel ETABS v 16.2.0.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

IV.3.2 Modélisation de la rigidité

On suppose que la structure a « p » nœuds et total n DDL numérotés de 1 à n, on considère six DDL par nœud, on aura donc : $n=6 \cdot p$.

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

IV.3.2.1 Les voiles

Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque (Wall éléments) à 04 nœuds.

IV.3.2.2 Le Diaphragme

Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent se déformer qu'hors plan.

IV.3.2.3 Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.3.2.4 Connectivité Sol/Structure

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

IV.3.3 Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta \times Q)$.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres avec la dalle pleine est prise égale à celle du béton armé.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), le logiciel EATBS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure.

Tel que : $\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, service) {Selon l'art 4.5 des RPA 99 v2003}

IV.4 Etude sismique**IV.4.1 Introduction**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

IV.4.2 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 99 modifié 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

IV.4.2.1 La méthode statique équivalente**IV.4.2.1.1 Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.4.2.1.2 Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones 'I' et 'II' et à 30m en zones 'III'.

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure **est irrégulière en plan** avec une hauteur supérieure à **10 m**), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4.2.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Tel que le nôtre.

IV.4.2.2.1 Principe

Le maximum des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combiné afin d'obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales **90%**.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que : $K > 3 \times \sqrt{N} = 9$ et $T_k < 0.20 \text{ sec}$... [1]

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

IV.4.2.2.2 Analyse spectrale

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation (ω).

Donc pour des accélero-grammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant [1]:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_i} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_i \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse. Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
Il est fonction du système de contreventement.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.

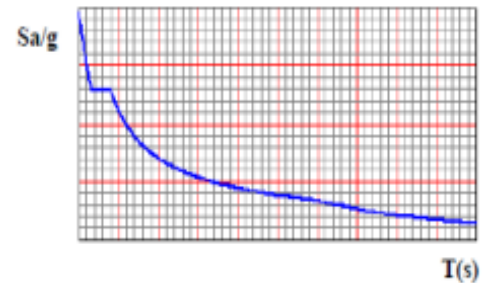


Figure IV. 1: Spectre de réponse.

IV.4.3 Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) « **E_{x/y}** » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « **V_{x/y}** » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [2].

Si **Vt < 0,8V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (**forces, déplacements, moments, ...**) en les multipliant fois le rapport : $\frac{0,8 V}{V}$.

IV.4.3.1.1 Calcul de l'effort tranchant a la base par la méthode statique équivalente

La force sismique totale « **V** » appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone : 0,25 pour : - Groupe d'usage : 2.
- Zone sismique : III.

D : facteur d'amplification dynamique moyen. Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

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

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site [1]

Catégorie **S3** site meuble.

$$T_1 = 0,15$$

$$T_2 = 0,50$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{Pour } \xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0,8819$$

IV.4.4 Estimation de la période fondamentale de la structure « T »

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser[1]:

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage

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

$$C_T = 0,05$$

$$h_N = 37,06 \text{ m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré :

- $D_x = 22,51\text{m}$
- $D_y = 13,58 \text{ m.}$

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (37,06)^{0,75} = 0,751 \text{ sec} \quad \text{dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x-x) $0,09 \times \frac{37,06}{\sqrt{22,51}} = 0,703$

- Suivant la direction (y-y) $0,09 \times \frac{37,06}{\sqrt{13,58}} = 0,905$

Sens (x-x) : $T_x = \text{Min} (0,751; 0,703) = 0,703\text{sec}$

Sens (y-y) : $T_y = \text{Min} (0,751; 0,905) = 0,751\text{sec}$

Q :

R : Coefficient de comportement.

Les systèmes structuraux sont classifiés en attribuant à chacun un facteur appelé « coefficient de comportement R » selon le système de contreventement. Ce coefficient reflète la ductilité des structures.

R = 4 (Structure contreventée par des voiles) [1]

Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". [1]

Tableau IV. 1: Facteur de qualité « Q ».

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1- Condition minimale sur les files de contreventement	No/observé	0,05	No/observé	0,05
2- Redondances en plan	No/observé	0,05	No/observé	0,05
3- Régularité en plan	No/observé	0,05	No/observé	0,05
4- Régularité en élévation	No/observé	0,05	No/observé	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0	Observé	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0	observé	0
Total		0,2		0,2

Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,20$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 1,76 \times 1,2}{3,5} \times W = 0,150 \times W$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,25 \times 1,68 \times 1,2}{3,5} \times W = 0,144 \times W$$

IV.4.5 Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée [1] :

$$\Delta_K^X \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 \times h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^X = Rr_X \times \delta_{eK}^X \quad \text{et} \quad \delta_K^Y = Rr_Y \times \delta_{eK}^Y$$

$$\Delta_K^X = \delta_K^X \times \delta_{K-1}^X \quad \text{et} \quad \Delta_K^Y = \delta_K^Y - \delta_{K-1}^Y$$

Δ_K^X : Correspond au déplacement plastique relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x (pareil dans le sens y-y, Δ_K^Y).

δ_{eK}^X : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens x-x (pareil dans le sens y-y, δ_{eK}^Y).

IV.5 Résultats de l'analyse dynamique du modèle

IV.5.1 Modèle initial

La structure sans des voiles de contreventements.

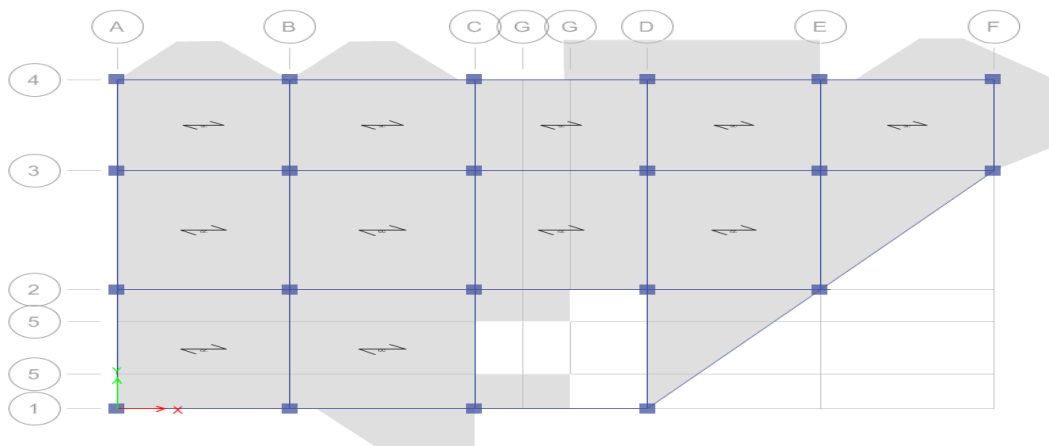


Figure IV. 2: modèle initial.

IV.5.1.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle

Tableau IV. 2: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

Modes	Périodes(s)	U _x	U _y	U _z	Σ U _x	Σ U _y	Σ R _z
Mode 1	1,05	0,7757	0,0217	0,7757	0,0217	0,0024	0,0024
Mode 2	1,014	0,0243	0,7064	0,8001	0,7281	0,0622	0,0647
Mode 3	0,92	0,000002325	0,0668	0,8001	0,7948	0,7307	0,7954
Mode 4	0,35	0,1105	0,0023	0,9106	0,7971	0,0003	0,7957
Mode 5	0,338	0,0021	0,1088	0,9127	0,9059	0,0103	0,806
Mode 6	0,311	0,0000167	0,0091	0,9127	0,9151	0,1072	0,9132
Mode 7	0,196	0,021	0,0048	0,9337	0,9199	0,000002244	0,9132
Mode 8	0,192	0,0013	0,0001	0,935	0,9199	0,000002937	0,9132
Mode 9	0,191	0,0068	0,002	0,9418	0,922	0,000006585	0,9132
Mode 10	0,19	0,011	0,0069	0,9528	0,9288	0,00001772	0,9132
Mode 11	0,19	0,00002066	0,0002	0,9528	0,929	0,000005651	0,9133
Mode 12	0,189	0,0004	0,0024	0,9533	0,9314	6,50E-07	0,9133

IV.5.1.2 Constatations

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 1,05s** ;
- $K > 3 \times \sqrt{11} = 9$ et $T_{12} = 0,338 \text{ sec} > 0.20 \text{ sec}$ [1]
- Le **1^{er} mode** est un mode de translation
- Le **2^{ème} mode** est un mode de translation.
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation.

IV.5.1.3 Résultantes des forces sismiques

W = 25598,1689 kN

On aura donc :

$V_x = 0,150 \times 25598,168 = 3854,515 \text{ Kn} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 3854,515 = 3083,612 \text{ kN}$

$V_y = 0,144 \times 25598,168 = 3688,450 \text{ Kn} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 3688,450 = 2950,760 \text{ kN}$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = v_t^x = 2603,1701 \rightarrow r_x = 1,18$$

$$F_2 = V_t^y = 2244,56 \rightarrow r_y = 1,31$$

On multiplie le spectre de réponse pour le sens X-X par le coefficient $r_x = 1,18$ et les sens Y-Y par le coefficient $r_y = 1,31$ [1]

IV.5.1.4 Vérification des déplacement inter étage

Tableau IV. 3: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial.

	U1(cm)	U2(cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation	
10^{ème}	12,89	10,8711	45,76	38,59	3,05	2,00	3,23	vérifiée	vérifiée
9^{ème}	12,03	10,3085	42,71	36,60	4,05	2,56	3,23	n/vérifiée	vérifiée
8^{ème}	10,89	9,5871	38,66	34,03	7,84	3,22	3,23	n/vérifiée	vérifiée
7^{ème}	8,6802	8,6802	30,81	30,81	3,43	3,43	3,23	n/vérifiée	n/vérifiée
6^{ème}	7,7153	7,7153	27,39	27,39	3,81	3,81	3,23	n/vérifiée	n/vérifiée
5^{ème}	6,6426	6,6426	23,58	23,58	3,85	3,85	3,23	n/vérifiée	n/vérifiée
4^{ème}	5,5582	5,5582	19,73	19,73	4,06	4,06	3,23	n/vérifiée	n/vérifiée
3^{ème}	4,4143	4,4143	15,67	15,67	4,00	4,00	3,23	n/vérifiée	n/vérifiée
2^{ème}	3,2873	3,2873	11,67	11,67	4,53	4,02	3,23	n/vérifiée	n/vérifiée
1^{er}	2,01	2,1545	7,14	7,65	-0,18	3,71	3,23	vérifiée	n/vérifiée
RDC	2,06	1,1106	7,31	3,94	7,31	3,94	4,76	n/vérifiée	vérifiée

IV.5.1.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limité comme suit [1] :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (**25 MPa**).

Tableau IV. 4: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveaux	N_d (kN)	h (mm)	b (mm)	ν	Obs
RDC	3054,107	40	40	0,764	Non vérifié
Etage 1	2674,7825	40	40	0,669	Non vérifié
Etage 2	2303,2782	35	35	0,752	Non vérifié
Etage 3	1951,6617	35	35	0,637	Non vérifié
Etage 4	1616,5974	30	30	0,718	Non vérifié
Etage 5	1308,6215	30	30	0,582	Non vérifié
Etage 6	1019,3972	30	30	0,453	Non vérifié
Etage 7	757,4251	30	30	0,337	Non vérifié
Etage 8	517,4995	30	30	0,230	vérifié
Etage 9	310,0637	30	30	0,138	vérifié
Etage 10	135,7775	30	30	0,060	vérifié

IV.5.2 Modèle final

La structure comporte les voiles de contreventement (**e = 20cm**).

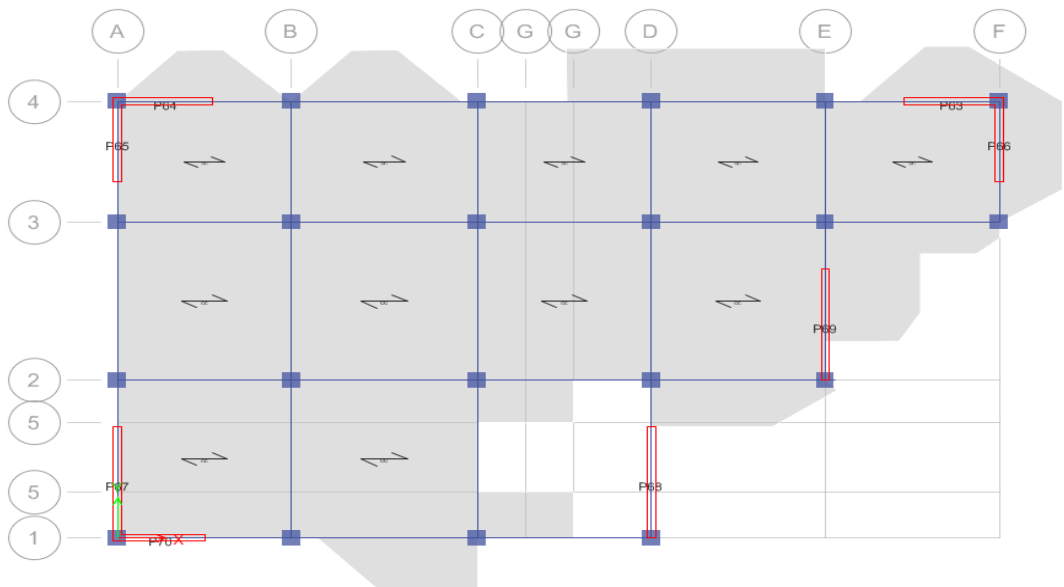


Figure IV. 3: Modèle final.

IV.5.2.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle final

Tableau IV. 5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Mode	Périodes(s)	U _x	U _y	R _z	Σ U _x	Σ U _y	Σ R _z
Modal	0,896	0,7485	0,0002	0,7485	0,0002	0,0029	0,0029
Modal	0,683	0,0002	0,703	0,7487	0,7032	0,0046	0,0074
Modal	0,567	0,0028	0,0051	0,7515	0,7082	0,702	0,7095
Modal	0,279	0,1412	0,000003802	0,8927	0,7082	0,0006	0,71
Modal	0,197	0,00002758	0,0837	0,8927	0,7919	0,0002	0,7102
Modal	0,193	0,00004067	0,0188	0,8927	0,8107	0,000008357	0,7102
Modal	0,192	0,00001389	0,000008648	0,8927	0,8107	0,000007993	0,7102
Modal	0,191	0,00000742	0,0042	0,892	0,815	0,00000533	0,710
Modal	0,19	0,0001	0,0011	0,892	0,816	0,00002705	0,710
Modal	0,19	0,00003238	0,0007	0,892	0,816	0,00000331	0,710
Modal	0,189	0,0001	0,0004	0,893	0,817	0,00002202	0,710
Modal	0,189	0,0001	0,001	0,893	0,818	0,00002324	0,710
Modal	0,188	0,0001	0,0002	0,893	0,818	0,00003471	0,710
Modal	0,188	0	0,00001959	0,893	0,818	0	0,710
Modal	0,188	0,00000993	0,0001	0,8933	0,8186	0,000001347	0,7104
Modal	0,184	0,0002	0,0741	0,8935	0,8927	0,0005	0,7108
Modal	0,157	0,0011	0,000006654	0,8945	0,8927	0,1828	0,8936
Modal	0,142	0,0507	0,00003666	0,9452	0,8927	0,0003	0,894
Modal	0,896	0,7485	0,0002	0,7485	0,0002	0,0029	0,0029

IV.5.2.2 Constatations

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 0,914 s** ;
- $K > 3 \times \sqrt{11} = 9$ et $T_{12} = 0,096 \text{ sec} < 0.20 \text{ sec}$

[1]

- Le **1^{er} mode** est un mode de translation parallèlement à Y - Y.
- Le **2^{ème} mode** est un mode de translation parallèlement à X - X.
- Le **3^{ème} mode** est un mode de rotation.

IV.5.2.3 Résultantes des forces sismiques

$W = 31686,740 \text{ kN}$

On aura donc :

$V_x = 0,130 \times 31686,740 = 4132,083 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 4132,083 = 3305,667 \text{ kN}$

$V_y = 0,125 \times 31686,740 = 3954,059 \text{ kN} \rightarrow 0,8 \times V_y = 0,8 \times 3954,059 = 3163,247 \text{ kN}$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$F_1 = V_t^x = 3343,93$

$F_2 = V_t^y = 3184,98$

IV.5.2.4 Vérification des déplacement inter étage

Tableau IV. 6: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final.

	U1(cm)	U2(cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation	
10^{ème}	4,1193	2,6501	14,42	9,28	0,91	0,91	323,00	Vérifiée	Vérifiée
9^{ème}	3,8586	2,3904	13,51	8,37	1,06	0,94	323,00	Vérifiée	Vérifiée
8^{ème}	3,5545	2,1213	12,44	7,42	1,22	0,97	323,00	Vérifiée	Vérifiée
7^{ème}	3,2048	1,8434	11,22	6,45	1,34	0,99	323,00	Vérifiée	Vérifiée
6^{ème}	2,8208	1,5605	9,87	5,46	1,47	0,99	323,00	Vérifiée	Vérifiée
5^{ème}	2,3997	1,277	8,40	4,47	1,53	0,97	323,00	Vérifiée	Vérifiée
4^{ème}	1,9618	1,0011	6,87	3,50	1,58	0,91	323,00	Vérifiée	Vérifiée
3^{ème}	1,5093	0,7411	5,28	2,59	1,55	0,76	323,00	Vérifiée	Vérifiée
2^{ème}	1,0671	0,5233	3,73	1,83	1,47	0,65	323,00	Vérifiée	Vérifiée
1^{er}	0,6478	0,338	2,27	1,18	1,23	0,43	323,00	Vérifiée	Vérifiée
RDC	0,2955	0,215	1,03	0,75	1,03	0,75	476,00	Vérifiée	Vérifiée

IV.5.2.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limité comme suit [1] :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (**25 MPa**).

Tableau IV. 7: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveaux	N_d (kN)	h (mm)	b (mm)	v	Obs
RDC	3098,6128	65	65	0,293	vérifiée
Etage 1	2651,646	65	65	0,251	vérifiée
Etage 2	2179,0243	60	60	0,242	vérifiée
Etage 3	1757,813	60	60	0,195	vérifiée
Etage 4	1372,655	55	55	0,182	vérifiée
Etage 5	1049,3933	55	55	0,139	vérifiée
Etage 6	771,5345	50	50	0,123	vérifiée
Etage 7	558,7597	50	50	0,089	vérifiée
Etage 8	399,9162	45	45	0,079	vérifiée
Etage 9	279,2701	45	45	0,055	vérifiée
Etage 10	150,9811	40	40	0,038	vérifiée

IV.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

L'effet du second ordre représente le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du **2^e ordre** (ou **effet P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [1] :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \quad \text{Avec :}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K:
 K :

$$P_k = Q = 1 + \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}).$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

H_k : Hauteur d'étage K.

Tableau IV. 8: Vérification de l'effet P-Δ du modèle final.

Etage	h_k (m)	P_k (kN)	Δ_K^x (cm)	$V_k x-x$ (kN)	Δ_K^y (cm)	$V_k y-y$ (kN)	θ_k^x	θ_k^y	Observation	
10 ^{me}	323,00	2922,6827	0,91	555,6023	0,91	662,4082	0,015	0,012	Vérifiée	Vérifiée
9 ^{eme}	323,00	5980,4716	1,06	1069,9643	0,94	1281,0354	0,018	0,014	Vérifiée	Vérifiée
8 ^{eme}	323,00	9038,2605	1,22	1500,1902	0,97	1785,9369	0,023	0,015	Vérifiée	Vérifiée
7 ^{eme}	323,00	12179,9388	1,34	1872,7245	0,99	2210,7895	0,027	0,017	Vérifiée	Vérifiée
6 ^{eme}	323,00	15321,6171	1,47	2196,6572	0,99	2582,4979	0,032	0,018	Vérifiée	Vérifiée
5 ^{eme}	323,00	18555,6636	1,53	2481,8688	0,97	2905,3799	0,035	0,019	Vérifiée	Vérifiée
4 ^{eme}	323,00	21789,71	1,58	2739,0492	0,91	3181,4137	0,039	0,019	Vérifiée	Vérifiée
3 ^{eme}	323,00	25124,6536	1,55	2962,0663	0,76	3416,185	0,041	0,017	Vérifiée	Vérifiée
2 ^{eme}	323,00	28459,5972	1,47	3147,802	0,65	3614,8447	0,041	0,016	Vérifiée	Vérifiée
1 ^{er}	323,00	31903,9415	1,23	3291,5435	0,43	3765,5153	0,037	0,011	Vérifiée	Vérifiée
RDC	476,00	35728,5426	1,03	3379,5276	0,75	3854,4615	0,023	0,015	Vérifiée	Vérifiée

Les résultats obtenus vérifient les conditions $\theta_x < 0,1$ et $\theta_y < 0,1$, par conséquent les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.7 Justification du choix du coefficient de comportement

Le pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

L'effort normal total à la base de la structure $P_{\text{Total}} = 34368,7115 \text{ kN}$

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{\text{voiles}} = 13474,805 \text{ kN}$

$$\frac{P(\text{voiles})}{P(\text{total})} = \frac{13474,805}{34368,7115} = 39,20\% > 20\%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Donc la supposition de **R = 3,5 (système 2)** est vérifiée

Table des matières

IV.1 Introduction.....	65
IV.2 Caractéristique dynamiques propres.....	65
IV.3 Modélisation de la structure.....	66
IV.3.1 Introduction	66
IV.3.2 Modélisation de la rigidité.....	66
IV.3.3 Modélisation de la masse	67
IV.4 Etude sismique.....	68
IV.4.1 Introduction	68
IV.4.2 Choix de la méthode de calcul	68
IV.4.3 Effort tranchant à la base.....	70
IV.4.4 Estimation de la période fondamentale de la structure « T »	71
IV.4.5 Vérification des déplacements inter étage.....	73
IV.5 Résultats de l'analyse dynamique du modèle	73
IV.5.1 Modèle initial	73
IV.5.2 Modèle final	76
IV.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	80
IV.7 Justification du choix du coefficient de comportement.....	81
Tableau IV. 1: Facteur de qualité « Q ».....	72
Tableau IV. 2: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial	74
Tableau IV. 3: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial.....	75
Tableau IV. 4: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.....	76
Tableau IV. 5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle final	77
Tableau IV. 6: Vérifications des déplacements inter-étages du modèle final.....	78
Tableau IV. 7: Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux.....	79
Tableau IV. 8: Vérification de l'effet P- Δ du modèle final	80
Figure IV. 1: Spectre de réponse.	70
Figure IV. 2: modèle initial.....	73
Figure IV. 3: Modèle final.	77

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments principaux

V.1 INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments principaux sera fait conformément aux « **BAEL 91 modif 99** » et « **RPA 99 modif 2003** ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une **flexion composée** due à un effort normal « **N** » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant

« **M** » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

Tableau V. 1: Contraintes du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	500	434,78
Accidentelle	1,15		18,47	1		500

V.2.2. Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Situation durable :

- ELU $1.35G+1.5Q$
- ELS $G+Q$

Situation accidentelle :

- ELU $G+Q+E$
- ELU $0,8G+E$

Avec :

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations

E : actions sismiques

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N_{\max}^{\text{compression}}, M^{\text{correspondant}}$
- $N_{\max}^{\text{Traction}}, M^{\text{correspondant}}$
- $N^{\text{correspondant}}, M_{\max}$
- $N_{\min} = 0, M_{\max}^{\text{correspondant}}$

V.2.3. Recommandations du « BAEL91 modif 99 »

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4 \times U \text{ (} U: \text{perimètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2 \text{)} \\ 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{array} \right.$$

B : Section brute du béton.

V.2.4. Recommandations des « RPA 99 modif 2003 »

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

$$0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C).}$$

$$0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : La section brute du béton.

- Le diamètre minimal est de $\varnothing_l = 12$ mm
- Une longueur de recouvrement minimale de $l_R = 50 \times \varnothing_l$. (Zone III) [1].
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 3,75 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

- h_e : la hauteur d'étage.
- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

V.2.5. Méthode de calcul

- On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu'on puisse vérifier si on aura un gain d'armature ou on généralise le ferraillage si la différence d'armature est petite.
- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferraillage pour les sections similaires seulement si la différence d'armature n'est pas trop élevée.
- Le calcul du ferraillage est obtenu par les deux logiciels **SOCOTEC v1.02**.

❖ Utilisation du logiciel BAELR/SOCOTEC

C'est un logiciel utilisé pour le calcul de ferraillage longitudinal des sections rectangulaires soumises à la flexion composée sur un seul plan seulement. Le poteau sera considéré soumis au couple (N et M) et le ferraillage longitudinal obtenu sera réparti sur le deuxième plan.

V.2.6. Calcul du ferrailage

Tableau V. 2: Calcul du ferrailage des poteaux.

Niveau (b×h) cm ²	Cas	Efforts (kN,m)	Situation	A _S SOCOTEC (cm ²)
RDC + 1^{er} (65x65)	N _{max} ⁻	-2724,5127	S.D. T	0
	M ^{corr}	3,5861		
	N _{max} ⁺	-1406,139	S. A	21,79
	M ^{corr}	140,2631		
	N _{corr}	-2586,122	S. A	0
	M _{max}	338,7648		
	N _{min}	-1,6191	S. A	10
M ^{corr}	259,4022			
2^{ème} + 3^{ème} (60x60)	N _{max} ⁻	-2146,6854	S.D. T	0
	M ^{corr}	2,9167		
	N _{max} ⁺	893,3223	S. A	16,51
	M ^{corr}	140,9986		
	N _{corr}	-1761,4656	S. A	0
	M _{max}	278,8538		
	N _{min}	-5,1017	S. A	10,24
M ^{corr}	241,547			
4^{ème} + 5^{ème} (55x55)	N _{max} ⁻	-1628,9315	S.D. T	0
	M ^{corr}	4,5333		
	N _{max} ⁺	-442,2702	S. A	10,35
	M ^{corr}	107,9357		
	N _{corr}	-1077,386	S. A	0
	M _{max}	231,2371		
	N _{min}	-2,1295	S. A	9,61
M ^{corr}	203,7545			
6^{ème} + 7^{ème} (50x50)	N _{max} ⁻	-1139,7523	S.D. T	0
	M ^{corr}	6,9475		
	N _{max} ⁺	149,23	S. A	5,56
	M ^{corr}	73,4437		
	N _{corr}	-805,4688	S. A	0
	M _{max}	180,0945		
	N _{min}	2,2953	S. A	9,33
M ^{corr}	177,0338			

Tableau V. 3: Suite du Calcul du ferraillage des poteaux.

Niveau (b×h) cm ²	Cas	Efforts (kN,m)	Situation	As ^{SOCOTEC} (cm ²)
8 ^{ème} +9 ^{ème} (45x45)	Nmax ⁻	-672,7426	S.D. T	0
	M ^{corr}	8,5557		
	Nmax ⁺	-93,7091	S. A	6,26
	M ^{corr}	79,8463		
	N ^{corr}	-451,3941	S. A	0
	Mmax	126,3707		
	Nmin	-0,3197	S. A	2,61
	M ^{corr}	45,8436		
10 ^{ème} (40X40)	Nmax ⁻	-221,0137	S.D. T	0
	M ^{corr}	-11,2109		
	Nmax ⁺	18,5965	S. A	5,71
	M ^{corr}	81,9844		
	N ^{corr}	-137,3406	S. A	0
	Mmax	-92,0877		
	Nmin	-1,3207	S. A	6,02
	M ^{corr}	89,6708		

NB : les valeurs positives (+) signifient que l'effort est un effort de **traction**.

Les valeurs négatives (-) signifient que l'effort est un effort de **compression**.

S.D.T : Situation durable et transitoire.

S.A : Situation accidentelle

Tableau V. 4: Pourcentage d'armatures minimal.

Niveau (b×h) cm ²	As min BAEL(cm ²)		As min RPA(cm ²)	As max	
	4×U	0,2%B	0,9%B	Z.C = 3%B	Z.R = 6%B
RDC + 1 ^{er} (65x65)	10,4	8,45	38,025	126,75	253,5
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (60x60)	9,6	7,2	32,4	108	216
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (55x55)	8,8	6,05	27,325	90,75	181,5
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (50x50)	8	5	22,5	75	150
8 ^{ème} +9 ^{ème} (45x45)	7,2	4,05	18,22	60,75	121,5
10 ^{ème} (40X40)	6,4	3,2	14,4	48	96

V.2.7. Choix des armatures

Tableau V. 5: Choix d'armatures verticales des poteaux.

Niveau (b×h) cm ²	As ^{cal} (cm ²)	Choix d'un coté	As ^{adp} (cm ²)	Choix de la section	As min (cm ²)	As ^{tot} (cm ²)
RDC + 1 ^{er}	21,79	4T20+2T25	22,38	4T25+8T20	38,025	44,77
2 ^{ème} + 3 ^{ème}	16,51	6T20	18,85	12T20	37,7	33,18
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	10,35	T16+2T14	11,12	8T16+4T20	27,325	28,65
6 ^{ème} + 7 ^{ème}	9,33	4T14 +2T16	10,18	12T16	22,5	24,13
8 ^{ème} +9 ^{ème}	3,26	6T12	6,79	4T16+8T14	18,22	20,36
10 ^{ème}	6,02	6T12	6,79	4T14+8T12	14,4	15,21

V.2.8. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Acier : - Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \{2/3 f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28})\}$

- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = 0,8 \times \xi$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\overline{\sigma}_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 6: Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).

Niveau (b × h) cm ²	Efforts (kN, m)		Cas	σs	σbc	σs	σbc	Observation
	N max	M Corr						
RDC+1 ^{er} (65x65)	N max	-1984,6	SEC	63,8	4,26	250	15	OK
	M Corr	2,5743						
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (60x60)	N max	-1563,3	SEC	59,6	3,98	250	15	OK
	M Corr	2,0575						
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (55x55)	N max	-1186,2	SEC	54,6	3,66	250	15	OK
	M Corr	3,3238						

Suite Tableau V. 7

6 ^{ème} + 7 ^{ème} (50x50)	N _{max}	-830,1607	SEC	48	3,23	250	15	OK
	M _{Corr}	5,0751						
8 ^{ème} +9 ^{ème} (45x45)	N _{max}	-659,33	SEC	46,9	3,19	250	15	OK
	M _{Corr}	7,0622						
10 ^{ème} (40X40)	N _{max}	-325,17	SEC	34,9	2,44	250	15	OK
	M _{Corr}	7,5709						

Tableau V. 8: Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).

Niveau (b × h) cm ²	Efforts (kN, m)		Cas	σ _s	σ _{bc}	σ _s	σ _{bc}	Observation
RDC+1 ^{er} (65x65)	N _{Corr}	-1120,6	SEC	43,6	2,98	250	15	OK
	M _{max}	34,56						
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (60x60)	N _{Corr}	-845,53	SEC	41,3	2,85	250	15	OK
	M _{max}	32,08						
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (55x55)	N _{Corr}	-601,68	SEC	41,3	2,91	250	15	OK
	M _{max}	37,611						
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (50x50)	N _{Corr}	-601,68	SEC	51,8	3,69	250	15	OK
	M _{max}	37,611						
8 ^{ème} +9 ^{ème} (45x45)	N _{Corr}	-387,48	SPC	51,2	3,79	250	15	OK
	M _{max}	41,391						
10 ^{ème}	N _{Corr}	-196,33	SPC	65,8	5,62	250	15	OK
	M _{max}	41,187						

NB : les valeurs des contraintes sont en MPa.

V.2.9. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.

- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\overline{\tau_u}$ Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\overline{\tau_u}$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le « BAEL91 modif 99 » :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon le « RPA99 modif 2003 » :

$$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ si l'élanement } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{ si l'élanement } \lambda_g < 5$$

Avec :

- λ_g : L'élanement du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$
- L_f : Longueur de flambement.
- a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

Tableau V. 9: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.

Niveau (b × h) cm ²	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_u}^{\text{RPA}}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}^{\text{BAEL}}$ (MPa)	Observation
RDC+1^{er} (65x65)	338,7648	0,85	4,210769231	0,04	1	2,5	OK
2^{ème} + 3^{ème} (60x60)	292,9773	0,87	4,561666667	0,04	1	2,5	OK
4^{ème} + 5^{ème} (55x55)	246,6083	0,88	4,976363636	0,04	1	2,5	OK
6^{ème} + 7^{ème} (50x50)	194,2972	0,84	5,474	0,075	1,87	2,5	OK
8^{ème}+9^{ème} (45x45)	138,8631	0,75	6,082222222	0,075	1,87	2,5	OK
10^{ème} (40X40)	100,0684	0,69	6,8425	0,075	1,87	2,5	OK

V.2.10. Ferraillage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} (0,9d; 40\text{cm}) \\ \varnothing t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \varnothing l \right) \\ \frac{At \times fe}{b \times St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

Avec :

- At : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- St : Espacement des armatures transversales.
- $\varnothing t$: Diamètre des armatures transversales.
- $\varnothing l$: Diamètre des armatures longitudinales.

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times fe}$$

Avec :

- Tu : Effort tranchant à l'ELU.
- fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$
- λ_g : L'élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $St \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).
- $St \leq \text{Min} (b/2 ; h /2 ; 10\varnothing l)$ Zone courante (zone III).

Le pourcentage d'armatures transversales maximal $\frac{At}{St \times b}$ est donné par :

0,3% si l'élancement $\lambda_g \geq 5$

0,8% si l'élancement $\lambda_g < 5$

Sinon on procède à une interpolation entre 0,8% et 0,3%.

Tableau V. 10: Espacement des cadres des poteaux.

Niveau (b × h) cm ²	Ferrailage Longitudinal	Ø _l (mm)	St (cm)	
			Z. N	Z.C
RDC+1 ^{er} (65x65)	4T25+8T20	25 ;20	10	15
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (60x60)	12T20	20 ;16	10	15
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (55x55)	8T16+4T20	20 ;16	10	15
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (50x50)	12T16	16 ; 12	10	15
8 ^{ème} +9 ^{ème} (45x45)	4T16+8T14	16 ; 14	10	15
10 ^{ème} (40X40)	4T14+8T12	14 ;12	10	15

Tableau V. 11: Choix d'armatures transversales des poteaux.

Niveau (b × h) cm ²	Zone	St (cm)	T _u ^{max} (kN)	λ g	A _t ^{cal} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	Choix	A _t ^{adp} (cm ²)
RDC+1 ^{er} (65x65)	Z. N	10	338,76	4,21	3,9	1,95	8T10	6,28
	Z.C	15			5,86	2,92	8T10	6,28
2 ^{ème} + 3 ^{ème} (60x60)	Z. N	10	292,97	4,56	3,66	1,8	8T10	6,28
	Z.C	15			5,49	2,92	8T10	6,28
4 ^{ème} + 5 ^{ème} (55x55)	Z. N	10	246,60	4,97	3,36	1,65	7T10	5,5
	Z.C	15			5,04	2,47	7T10	5,5
6 ^{ème} + 7 ^{ème} (50x50)	Z. N	10	194,297	5,47	1,94	4	12T8	6,03
	Z.C	15			2,91	6	12T8	6,03
8 ^{ème} +9 ^{ème} (45x45)	Z. N	10	138,86	6,08	1,54	3,6	11T8	5,53
	Z.C	15			2,31	5,4	11T8	5,53
10 ^{ème} (40X40)	Z. N	10	100,06	6,84	1,25	3,2	12T8	6,03
	Z.C	15			1,87	4,8	12T8	6,03

V.2.11. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \times \text{Ø}l$ (zone III) [2].

T14 : $L_r = 70$ cm

T16 : $L_r = 80$ cm

T20 : $L_r = 100$ cm

T25 : $L_r = 125$ cm

V.2.12. Ferraillage des poteaux du sous-sol

Le calcul des poteaux du sous-sol se fait en statique car ces derniers font partie de la partie enterrée aussi appelée « boîte rigide », par conséquent ces éléments travaillent en compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br}{0,9} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Br : Section réduite du poteau : [Br = (a - 2) (b - 2)] cm²

α : Coefficient dépendant de l'élanement.

λ = L_f/i

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \frac{(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau (B = a × b).

Nu : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement L_f = 0,7 × l₀.

V.2.12.1 Calcul du ferraillage

$$i = \sqrt{I/B} = \sqrt{\frac{650 \times 650^3}{12 \times 650 \times 650}} = 17,32 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = L_f/i = 271/17,32 = 15,64 \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 2 \left(\frac{15,64}{35} \right)^2} = 0,607$$

$$Br = (650-20) \times (650-20) = 3364 \text{ cm}^2$$

$$Nu = 4578,9 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \left(\frac{4578,9 \times 10^3}{0,607} - \frac{3364 \times 10^2}{0,9} \cdot \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 0,9\%B$$

$$A_s = A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 32,40 \text{ cm}^2$$

On prend un choix identique à celui des poteaux du RDC à savoir : 4T25+8T20.

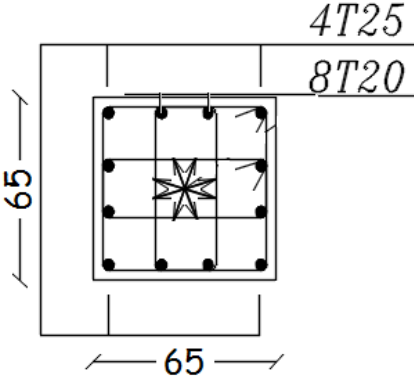
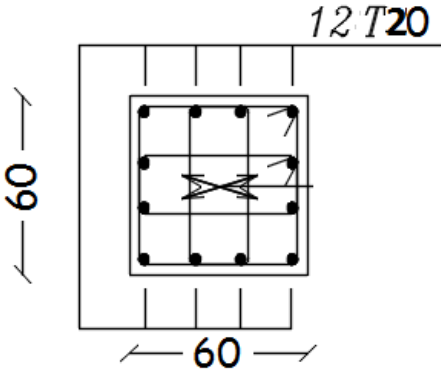
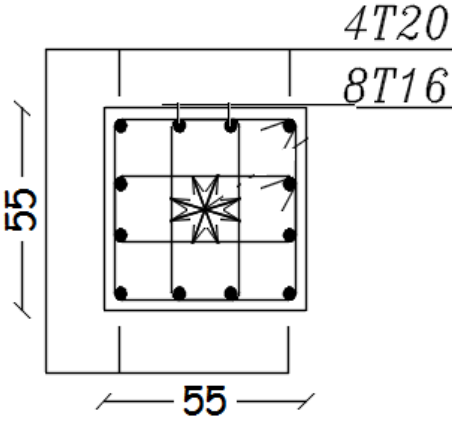
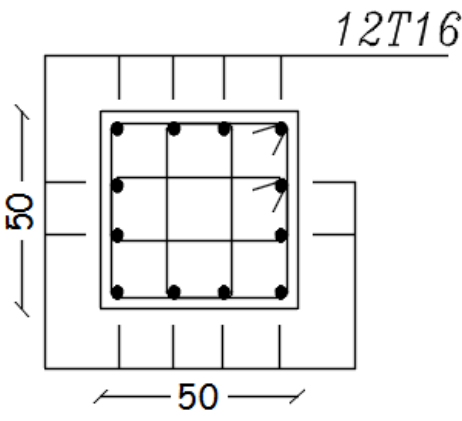
Tableau V. 12: Vérifications des contraintes des poteaux rectangulaires du sous-sol.

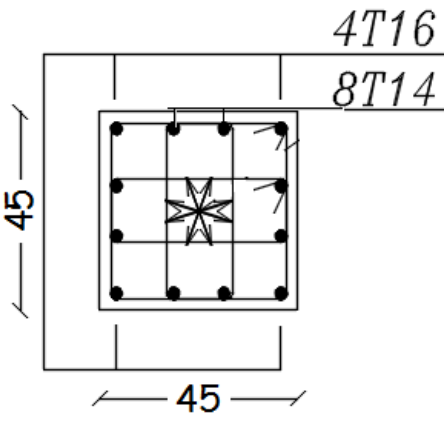
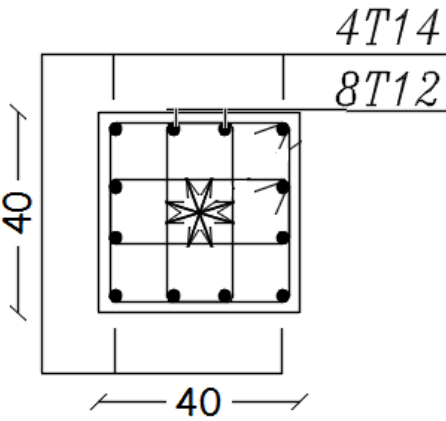
Section (cm ²)	Nser (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
65 x 65	3069,33	115,40	250	7,72	18	Ok

V.2.12.2 Ferraillage transversal

On garde le même ferraillage que celui des poteaux du RDC.

Tableau V. 13: Schémas de ferraillage de poteaux.

	
<p>Poteau S-Sol + RDC + 1^{er}</p>	<p>Poteau 2^{ème} + 3^{ème}</p>
	
<p>Poteau 4^{ème} + 5^{ème}</p>	<p>Poteau 6^{ème} + 7^{ème}</p>

	
<p>Poteau 8^{ème} + 9^{ème}</p>	<p>Poteau 10^{ème}</p>

V.3 FERRAILLAGE DES POUTRES

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux.

V.3.2 Les combinaisons d'actions

Mêmes combinaisons que celles énoncées en §. V.2.2.

V.3.3 Recommandations des règlements

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section ^[1].
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux des poteaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III ^[1].
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures transversales " At ", est donnée par : $At = 0,003 \times St \times L$

Avec :

L : longueur de la poutre.

St : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing \right) & Z.N. \\ St \leq \frac{h}{4} & Z.C. \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

\varnothing : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

V.3.4 Calcul du ferrailage

La structure ne comporte deux types de poutres :

Poutre principale 30 x 45

Poutre secondaire 30 x 40.

Les poutres travaillent en flexion simple.

On note :

As : Section d'armatures tendus.

As' : Section d'armatures comprimés.

Les tableaux qui regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections et

Le choix d'armatures calculées par (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge sont dans .

Tableau V. 14: Ferraillage des poutres principales et secondaires.

Section	Situation	Position	M max (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)	As max (Z.C)	As max (Z.R)
30x45	S.D. T	Appui	71,727	0	4,26	6,75	54	81
		Travée	6,4725	0,36	0	6,75		
	S. A	Appui	-81,624	0	4,18	6,75		
		Travée	19,9038	0,98	0	6,75		
30x40	S.D. T	Appui	1,77	0	3,70	6	48	72
		Travée	10,1694	0,66	0	6		
	S. A	Appui	-81,624	0	4,84	6		
		Travée	19,9038	1,12	0	6		

Tableau V. 15: Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires

Section	Position	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
30x45	Appui	3T14+2T12	6,88
	Travée	3T14+2T12	6,88
30x40	Appui	6T12	6,79
	Travée	3T16	6,03

V.3.5 Vérifications

V.3.5.1 Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_{min\ s} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,17 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre principale})$$

$$A_s \geq A_{min\ s} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,04 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre secondaire})$$

En travée : A travée = 6,88 cm² > A_{min s} = 1,17 cm² Vérifiée.

Sur appui : A appui = 6,03 cm² > A_{min s} = 1,17 cm² Vérifiée.

En travée : A travée = 6,88cm² > A_{min s} = 1,04 cm² Vérifiée.

Sur appui : A appui = 6,79cm² > A_{min s} = 1,04 cm² Vérifiée.

V.3.5.2 Espacement

• **Poutre principale**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 4-3 \times 1,4}{2} = 8,9 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 8,9 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (1,4 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 4-3 \times 1,4}{2} = 8,9 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 12,8 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (1,4 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

• **Poutre secondaire**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 4-3 \times 1,2}{2} = 12,8 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 12,8 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (1,2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 4-3 \times 1,2}{2} = 12,8 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 12,8 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (1,2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

V.3.5.3 Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

• **Poutre principale**

$$T_u = 71,4157 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \times d} = 0,88 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

• **Poutre secondaire**

$$T_u = 78,6988 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \times d} = 0,97 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

Selon le BAEL

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{At}{b \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28} \times K}{0,8 \times f_e} \quad K = 1 \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

Selon les RPA

$$\begin{cases} At = 0,003 \times St \times b \\ St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) & \text{Z. N.} \\ St \leq \frac{h}{4} & \text{Z. C.} \end{cases}$$

Tableau V. 16: Contrainte tangentielle et ferraillage transversal des poutres.

Section	Tu (kN)	τ_u (MPa)	St (cm)		At (cm ²)	Choix
			Z. N	Z. C		
30x45	71,4157	0,88	10	10	0,9	4T8
30x40	78,6988	0,97	10	10	0,9	4T8

V.3.5.4 Contraintes à l'E.L. S

Tableau V. 17: Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.

Section (cm ²)	Position	M ser (kN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
30x45	Appui	40,6	250	235	5,41	15	OK
	Travée	4,7011		27,2	0,63		OK
30x40	Appui	22,428		100,2	2,61		OK
	Travée	7,3204		32,7	0,85		OK

V.3.5.5 Flèche

Flèche totale : $\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f}$

f_{gv} : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

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

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

-Moment d'inertie de la section rectangulaire homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y + d')^2]$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \quad : \text{coefficient pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{c28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \quad : \text{coefficient pour la déformation différée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \quad : \text{pourcentage des armatures}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : contrainte de traction effective de l'armatures correspondant au ca de charge considéré σ_s

- **Poutre principale :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 18: Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.

Mser (kN.m)	M _G kN.m	A _s (cm ²)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
23,27	18,76	6,88	0,0057	68,8	3,71	1,48	0,04	994301,9	1291575,42	1165121,35

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

$$f_{pi} = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{23,37 \times 10^6 \times (4,96 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,2 \times 1291575,42} = 0,138 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{23,37 \times 10^6 \times (4,96 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,2 \times 1291575,42} = 0,111 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{iv} \times I_{fv}} = \frac{23,37 \times 10^6 \times (4,96 \times 10^3)^2}{10 \times 10818,86 \times 1165121,35} = 0,366 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G) appliquées au Moments de la mise en œuvre des cloisons

$$f_{ji} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{23,37 \times 10^6 \times (4,96 \times 10^3)^2}{10 \times 34179,6 \times 1291575,42} = 0,111 \text{ mm}$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,2823 \text{ mm} \quad \bar{f} = 5 + \frac{L}{1000} = 9,96 \text{ mm}$$

On constate que : $\Delta ft < \bar{f}$ (la flèche est vérifiée)

- **Poutre secondaire :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 19: Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.

Mser (kN.m)	M _G kN.m	As (cm ²)	ρ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
15,76	20,93	6,03	0,05	63,1	3,76	1,5	0,34	697888,69	933537	826407,46

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

$$f_{pi} = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{15,76 \times 10^6 \times (4,74 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,195 \times 933537,02} = 0,117 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{20,93 \times 10^6 \times (4,74 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,195 \times 933537,02} = 0,0156 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{iv} \times I_{fv}} = \frac{20,93 \times 10^6 \times (4,74 \times 10^3)^2}{10 \times 10818,865 \times 826407,465} = 0,053 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G) appliquées au Moments de la mise en œuvre des cloisons

$$f_{ji} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{20,93 \times 10^6 \times (4,74 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,195 \times 933537,02} = 0,0156 \text{ mm}$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,139 \text{ mm} \qquad \bar{f} = 5 + \frac{L}{1000} = 9,74 \text{ mm}$$

On constate que : $\Delta ft \ll \bar{f}$ (la flèche est vérifiée)

V.3.6 Arrêt des barres

Armatures inférieures tendues : $X \leq \frac{L}{10}$ pour $L = \text{Max (Droite ; Gauche)}$.

Armatures tendues supérieures :

$$X \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} \text{ pour appuis de travée de rive.} \\ \frac{L^{max}}{5} \text{ pour appui de travée intermédiaire.} \end{cases}$$

• **Poutre principale :**

Armatures inférieures tendues :

$$L_{\text{droite}} = 0,496 \text{ m} \qquad L_{\text{Gauche}} = 0,36 \qquad \text{donc : } X \leq 0,496 \text{ m}$$

Armatures supérieures tendues :

$$X \geq 1,24 \text{ m} \quad (\text{appui travée de rive})$$

$$X \geq 0,992 \text{ m} \quad (\text{appui travée intermédiaire})$$

• **Poutre secondaire :**

Armatures inférieures tendues :

$$L_{\text{max}} = 4,74 \text{ m} \qquad \text{donc : } X \leq 0,456 \text{ m}$$

Armatures supérieures tendues :

$$X \geq 1,14 \text{ m} \quad (\text{appui travée de rive})$$

$$X \geq 0,912 \text{ m} \quad (\text{appui travée intermédiaire})$$

Tableau V. 20: Schémas de ferraillage des poutres

Poutre principale 30 x 45	
Ferraillage sur appui	Ferraillage en travée
Poutre secondaire 30 x 40	
Ferraillage sur appui	Ferraillage en travée

V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement **CBA.93** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.1 Voiles pleins

○ **Armature verticale :**

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99/Version2003** :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontale de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être rattachées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

○ Armature horizontale :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité. Les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

○ Règles communes :

Dans le calcul du ferraillage des voiles, le **RPA 99/version 2003** préconise les règles suivantes :

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile égale à 0,15%
 - ✓ En zone courante égale à 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ✓ $S \leq 1,5 e$ (e : épaisseur du voile)
 - ✓ $S \leq 30cm$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassée $1/10$ de l'épaisseur de voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20Φ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajoutée à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement.

V.4.2 Combinaison de charge

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99 version 2003**) les combinaisons considérées pour les voiles sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

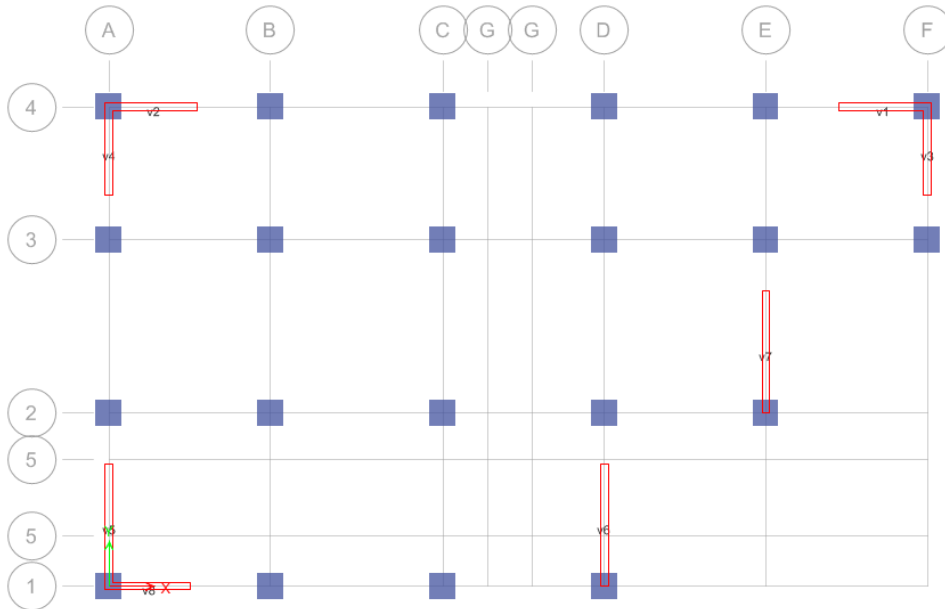


Figure V. 1: disposition des voiles avec numérotation.

V.4.3 Ferraillage vertical

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes (**méthode de Navier-Bernoulli**) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M Y}{I}$$

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

Y_{max} : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

X_g, Y_g : coordonnées du centre de gravité de section transversale.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

○ **Premier cas : $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$**

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min} = 0,15 \% . e . L$).

○ **Deuxième cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$**

La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée). On calcule le volume des contraintes de traction $F_t = (\sigma_1 + \sigma_2) . \frac{L}{2} . e$

$$\text{D'où la section des armatures verticales } A_v = \frac{F_t}{6_s}$$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec A_v

○ **Troisième cas : (σ_1, σ_2) Sont de signe différent**

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue $F_t = \frac{1}{2} . \sigma_2 . L_t . e$

$$\text{D'où la section des armatures verticales } A_v = \frac{F_t}{6_s}$$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec A_v

Remarque :

Le ferrailage des voiles se fera pour les zones suivantes :

Zone I : RDC, 1ère étage.

Zone II : 1ère, 3ème, étage.

Zone III : 3ème 4ème, étage.

Zone IV : 5ème 6ème étage,

Zone V : 7ème 8ème, étage

Zone VI : 9ème 10ème étage

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles, **(3.4. RPA99v2003)**.

Afin de prendre cette hypothèse en considération on doit majorer les combinaisons sismiques par un coefficient obtenu de rapport $\frac{V_{total}}{V_{voiles}}$

V_{total} = effort tranchant total.

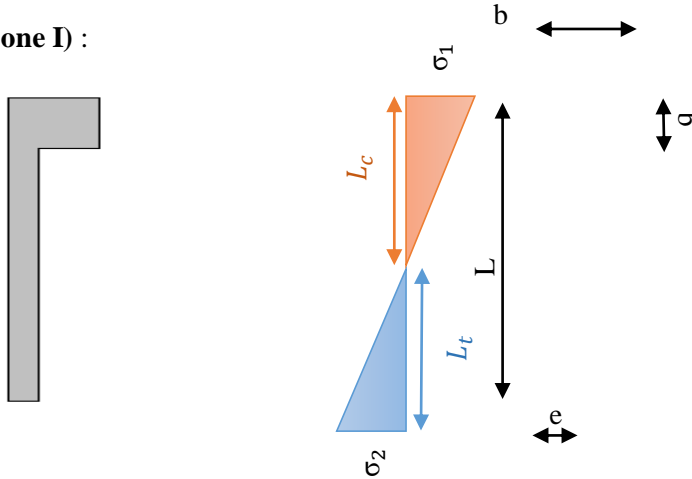
V_{voiles} = effort tranchant repris par les voiles.

- Sens x-x

V.4.4 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L = 2,00m$, $e = 0,20m$, $b = 60$) du RDC

(Zone I) :



- **Détermination des sollicitations :(situation accidentelle)**

$M = 2657,33 \text{ KN.m}$

$N = 2125,8 \text{ Kn}$

- **Caractéristiques géométriques :**

$L = 2,4 \text{ m}$

$e = 0,2 \text{ m}$

$$\Omega = (L - b)e + (b \times b) = (2,4 - 0,65) \times 0,2 + (0,65 \times 0,65) = 0,77 \text{ m}^2$$

$$Y_g = \frac{\Omega_1 \cdot Y_{g1} + \Omega_2 \cdot Y_{g2}}{\Omega_1 + \Omega_2} = \frac{(0,65 \times 0,65 \times 2,38) + (0,2 \times 2,4 \times 1,25)}{(0,65 \times 0,65) + (0,2 \times 2,4)} = 1,20\text{m}$$

$Y_{max} = 1,00\text{m}$

$$I = I_1 + I_2 = \left(\frac{b \times b^3}{12} + \Omega_1 \times (Y_{g1} - Y_g)^2 \right) + \left(\frac{e \times (L - b)^3}{12} + \Omega_2 \times (Y_{g2} - Y_g)^2 \right)$$

$$I = \left(\frac{0,6 \times 0,65^3}{12} + (0,65 \times 0,65) \times (2,8 - 1,0)^2 \right) + \left(\frac{0,2 \times (4,69 - 0,65)^3}{12} + (2,5 \times 0,2) \times (1,25 - 1,0)^2 \right)$$

$I = 0,18\text{m}^4$

- **Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{2125,8}{0,37} + \frac{2657,33 \times 1,20}{0,18}$$

$$\sigma_1 = 23460,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{2125,8}{0,37} - \frac{2657,33 \times 1,2}{0,18}$$

$$\sigma_2 = -11970,27 \text{ KN/m}^2$$

σ_1, σ_2 Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction :

- **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 2,00 \left(\frac{23460,84}{11970,27 + 23460,86} \right) = 1,59 \text{ m}$$

- **La force de traction :**

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot e = 0,5 \times 23460,86 \times 1,59 \times 0,20 = 3728,32 \text{ Kn}$$

- **Section d'armature :**

$$6_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ mpa}, \quad \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = \frac{F_t}{6_s} = \frac{3728,32 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 74,57 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

- **Dans la zone tendue : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :**

$$A_{RPA} = 0,20\% \cdot e \cdot L_t = 0,20\% \times 0,20 \times 1,59 = 6,36 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :**

$$A_{zc} = 0,10\% \cdot e \cdot L = 0,10\% \times 0,2 \times 2,40 = 4,8 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) :**

$$A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L = 0,15\% \times \Omega = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_{vt} ; A_{RPA}) = \max(74,57 ; 4,8) \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 74,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{74,57 \times 2,40}{1,59}$$

$$A_s = 112,55 \text{ cm}^2$$

○ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \frac{722,58}{500}$$

$$A_{vj} = 15,87 \text{ cm}^2$$

○ **Espacement :**

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

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

$$S_a = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \text{ Dans la zone d'about, } \left(\frac{L}{10}\right)$$

○ **Choix de barres vertical : 24HA25**

○ **Choix de barres couture : 24HA10**

$$A_{\text{adopté}} = 117,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj\text{adopté}} = 18,85 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte admissible :**

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ mpa}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\bar{\sigma}_c = 11970,21 \text{ KN/m}^2 = 11,97 \text{ mpa}$$

$$\sigma_c = 11,97 < \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ mpa}$$

Tableau V. 21: résultats détaillés du ferrailage vertical

Voile	p	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	nbr de barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M	M ²	M ⁴	M	kN/m ²	kN/m ²	m	Kn	cm ²	cm ²	Cm ²	Cm ²
RDC V1	2125,8	2657,3332	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	23 460,84	-11 970,27	1,59	3 728,32	74,57	112,61	23,00	15,8
RDC V2	2001,8	2728,1532	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	23 597,88	-12 777,50	1,56	3 674,09	73,48	113,27	24,00	16,5
RDC V3	2107,7	1513,0958	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	15 783,82	-4 390,79	1,88	2 963,67	59,27	75,76	16,00	9,41
RDC V4	1967,5	1601,761	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	15 996,07	-5 360,74	1,80	2 875,42	57,51	76,78	16,00	10,3
RDC V5	2493,5	2962,6428	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	15 516,16	-5 737,58	2,41	3 738,07	74,76	102,41	21,00	16,3
RDC V6	1438,4	1554,9053	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	8 397,71	-2 757,05	2,48	2 086,29	41,73	55,42	28,00	12,6
RDC V7	1692,7	1564,0736	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	8 929,36	-2 291,17	2,63	2 344,99	46,90	58,93	30,00	12,6
RDC V8	2097,2	2419,313	2,20	0,20	0,34	0,13	1,10	26 639,42	-14 302,80	1,43	3 813,30	76,27	117,21	24,00	14,9

- Choix final des armatures verticaux des voiles (RDC) +1er :

Tableau V. 22: choix du ferrailage vertical des voiles du RDC.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V2+V8	24HA25	24HA10	20	10
V3+V4	16 HA25	16HA10	20	10
V5	22 HA25	22HA10	20	10
V6+V7	30 HA16	30HA10	20	10

- Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :

Tableau V. 23: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du RDC.

Voiles	σ_c (MPa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
RDC V1	-11 970,27	18,478	112,61	5,55	Vérifiée
RDC V2	-12 777,50	18,478	113,27	5,55	Vérifiée
RDC V3	-4 390,79	18,478	75,76	5,55	Vérifiée
RDC V4	-5 360,74	18,478	76,78	5,55	Vérifiée
RDC V5	-5 737,58	18,478	102,41	7,65	Vérifiée
RDC V6	-2 757,05	18,478	55,42	7,65	Vérifiée
RDC V7	-2 291,17	18,478	58,93	7,65	Vérifiée
RDC V8	-14 302,80	18,478	117,21	5,1	Vérifiée

- Ferrailage vertical des voiles (2+ 3ème étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V. 24: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 2ème étage.

Voile	P	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	nbr de barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M	M ²	M ⁴	M	kN/m ²	kN/m ²	m	kN	cm ²	cm ²		Cm ²
V1	1571,2	942,466	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	10 529,67	-2 036,54	2,01	2 117,56	42,35	50,54	26,00	9,97
V2	1359,7	1032,15	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	10 555,91	-3 206,10	1,84	1 943,21	38,86	50,67	26,00	11,1
V3	1485	719,082	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	8 807,39	-780,38	2,20	1 941,73	38,83	42,28	22,00	7,11
V4	1348,5	723,354	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	8 466,83	-1 177,89	2,11	1 783,87	35,68	40,64	21,00	7,39
V5	1586,5	1421,5	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	8 209,59	-1 988,09	2,66	2 181,00	43,62	54,18	27,00	12,6
V6	1413,5	1421,97	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	7 872,07	-2 329,04	2,55	2 004,68	40,09	51,96	26,00	12,2
V7	1638,4	1466,94	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	8 474,29	-2 049,39	2,66	2 251,92	45,04	55,93	28,00	12,6
V8	1255,1	849,512	2,20	0,20	0,34	0,13	1,10	10 879,68	-3 496,68	1,66	1 811,37	36,23	47,87	24,00	9,32

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (2+3ème étage):**

Tableau V. 25: choix du ferraillage vertical des voiles du 2ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V2+V8	26HA16	26HA10	20	10
V3+V4	22 HA16	22HA10	20	10
V5	28HA16	28HA10	20	10
V6+V7	28 HA16	28HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferraillage :**

Tableau V. 26: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 2ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm²)	A_{min} (cm²)	Condition
V1	-2 036,54	18,478	50,54	5,55	Vérifiée
V2	-3 206,10	18,478	50,67	5,55	Vérifiée
V3	-780,38	18,478	42,28	5,55	Vérifiée
V4	-1 177,89	18,478	40,64	5,55	Vérifiée
V5	-1 988,09	18,478	54,18	7,65	Vérifiée
V6	-2 329,04	18,478	51,96	7,65	Vérifiée
V7	-2 049,39	18,478	55,93	7,65	Vérifiée
V8	-3 496,68	18,478	47,87	5,1	Vérifiée

• Ferraillage vertical des voiles (4+5ème étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferraillage vertical :

Tableau V. 27: résultats détaillés du ferraillage vertical des voiles du 5ème étage.

Voile	ρ	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	nbr de barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M	M ²	M ⁴	M	kN/m ²	kN/m ²	m	Kn	cm ²	cm ²		Cm ²
V1	1196,8	605,517	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	7 271,27	-802,28	2,16	1 571,69	31,43	34,90	23,00	7,84
V2	1012	706,635	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	7 445,94	-1 975,86	1,90	1 412,27	28,25	35,74	24,00	9,12
V3	1075,1	529,261	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	6 434,05	-622,75	2,19	1 407,90	28,16	30,88	21,00	5,83
V4	964,58	530,089	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	6 140,88	-926,96	2,09	1 280,52	25,61	29,48	20,00	5,94
V5	1112	1039,76	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	5 910,04	-1 549,12	2,61	1 545,27	30,91	39,01	26,00	10,6
V6	1182,9	1050,4	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	6 087,08	-1 448,42	2,67	1 622,63	32,45	40,17	27,00	10,4
V7	1360,6	1079,82	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	6 541,08	-1 205,44	2,79	1 822,66	36,45	43,17	29,00	10,7
V8	912,07	576,854	2,20	0,20	0,34	0,13	1,10	7 563,63	-2 198,52	1,70	1 289,25	25,79	33,28	22,00	7,7

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (4+5 éme étage):**

Tableau V. 28: choix du ferraillage vertical des voiles du 5éme étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V2+V8	24HA14	24HA10	20	10
V3+V4	22HA14	22HA10	20	10
V5	24HA14	24HA10	20	10
V6+V7	30 HA14	30HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferraillage :**

Tableau V. 29: vérification des contrainte et des sections minimales du ferraillages des voiles du 5éme étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm²)	A_{min} (cm²)	Condition
V1	-802,28	18,478	34,90	5,55	Vérifiée
V2	-1 975,86	18,478	35,74	5,55	Vérifiée
V3	-622,75	18,478	30,88	5,55	Vérifiée
V4	-926,96	18,478	29,48	5,55	Vérifiée
V5	-1 549,12	18,478	39,01	7,65	Vérifiée
V6	-1 448,42	18,478	40,17	7,65	Vérifiée
V7	-1 205,44	18,478	43,17	7,65	Vérifiée
V8	-2 198,52	18,478	33,28	5,1	Vérifiée

• Ferraillage vertical des voiles (6+7ème étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferraillage vertical :

Tableau V. 30: résultats détaillés du ferraillage vertical des voiles du 5ème étage.

Voile	Q_0	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	nbr de barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M	M ²	M ⁴	M	kN/m ²	kN/m ²	m	Kn	cm ²	cm ²		cm ²
V1	887,9	371,44	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	4 875,99	-76,54	2,36	1 152,15	23,04	23,40	21,00	5,83
V2	838,15	478,269	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	5 453,73	-923,19	2,05	1 119,41	22,39	26,18	24,00	7,1
V3	702,94	336,265	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	4 141,61	-341,93	2,22	918,18	18,36	19,88	18,00	4,24
V4	624,82	338,516	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	3 945,48	-568,07	2,10	827,74	16,55	18,94	17,00	4,28
V5	731,85	698,852	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	3 941,76	-1 071,75	2,59	1 022,71	20,45	26,02	24,00	8,50
V6	890,8	711,284	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	4 298,01	-804,68	2,78	1 194,68	23,89	28,37	26,00	8,61
V7	1025,1	719,361	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	4 590,35	-570,28	2,94	1 347,42	26,95	30,30	27,00	8,72
V8	736,58	391,139	2,20	0,20	0,34	0,13	1,10	5 476,05	-1 143,23	1,82	996,66	19,93	24,09	22,00	6,1

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (6+7 éme étage):**

Tableau V. 31: choix du ferrailage vertical des voiles du 5éme

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V2+V8	22 HA12	22HA10	20	10
V3+V4	18 HA12	22HA10	20	10
V5	24 HA12	22HA10	20	10
V6+V7	28HA12	22HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau V. 32: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 5éme étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm²)	A_{min} (cm²)	Condition
V1	-76,54	18,478	23,40	5,55	Vérifiée
V2	-923,19	18,478	26,18	5,55	Vérifiée
V3	-341,93	18,478	19,88	5,55	Vérifiée
V4	-568,07	18,478	18,94	5,55	Vérifiée
V5	-1 071,75	18,478	26,02	7,65	Vérifiée
V6	-804,68	18,478	28,37	7,65	Vérifiée
V7	-570,28	18,478	30,30	7,65	Vérifiée
V8	-1 143,23	18,478	24,09	5,1	Vérifiée

- Ferrailage vertical des voiles (8+9^{ème} étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V. 33: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 7^{ème} étage.

Voile	p	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	nbr de barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M	M ²	M4	M	kN/m ²	kN/m ²	m	Kn	cm ²	cm ²		Cm ²
V1	646,66	165,638	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	2 851,97	643,47	2,40	838,91	16,78	16,78	22,00	3,45
V2	640,82	286,063	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	3 639,02	-175,14	2,29	833,26	16,67	17,47	23,00	4,84
V3	407,82	153,31	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	2 124,28	80,15	2,40	529,06	10,58	10,58	14,00	2,37
V4	406,4	338,516	2,40	0,20	0,37	0,18	1,20	3 355,14	-1 158,41	1,78	598,57	11,97	16,10	21,00	4,28
V5	492,24	382,155	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	2 335,95	-405,60	2,81	656,82	13,14	15,42	20,00	5,82
V6	574,98	381,342	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	2 495,26	-240,45	3,01	751,06	15,02	16,47	21,00	6,1
V7	661,67	362,82	3,30	0,20	0,51	0,46	1,65	2 598,80	-4,04	3,29	856,28	17,13	17,15	22,00	6,01
V8	607,88	226,496	2,20	0,20	0,34	0,13	1,10	3 704,39	-128,62	2,13	787,62	15,75	16,30	21,00	4,09

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (8+9ème étage):**

Tableau V. 34: choix du ferraillage vertical des voiles du 7ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V2+V8	22HA10	22HA10	20	10
V3+V4	22HA10	22HA10	20	10
V5	20HA10	20HA10	20	10
V6+V7	22HA10	22HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferraillage :**

Tableau V. 35: vérification des contrainte et des sections minimales du ferraillages des voiles du 7ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	643,47	18,478	16,78	5,55	Vérifiée
V2	-175,14	18,478	17,47	5,55	Vérifiée
V3	80,15	18,478	10,58	5,55	Vérifiée
V4	-1 158,41	18,478	16,10	5,55	Vérifiée
V5	-405,60	18,478	15,42	7,65	Vérifiée
V6	-240,45	18,478	16,47	7,65	Vérifiée
V7	-4,04	18,478	17,15	7,65	Vérifiée
V8	-128,62	18,478	16,30	5,1	Vérifiée

- Ferrailage vertical des voiles (10^{ème} étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V. 36: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 7^{ème} étage.

Voile	P	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	nbr de barre	A_{vj}
e	kN	kN.m	M	M	M ²	M4	M	kN/m ²	kN/m ²	m	KN	cm ²	cm ²		Cm ²
V1	236,61	180,989	2,4	0,2	0,3	0,18	1,20	1 846,07	-567,11	1,84	338,94	6,78	8,86	18,00	1,18
V2	233,64	283,448	2,4	0,2	0,3	0,18	1,20	2 521,11	-1 258,20	1,60	403,63	8,07	12,10	16,00	2,92
V3	157,88	251,449	2,4	0,2	0,3	0,18	1,20	2 103,04	-1 249,61	1,51	316,61	6,33	10,09	21,00	0,23
V4	130,83	271,068	2,4	0,2	0,3	0,18	1,20	2 160,72	-1 453,52	1,43	310,02	6,20	10,37	21,00	0,31
V5	290,85	310,044	3,3	0,2	0,5	0,46	1,65	1 682,41	-541,81	2,50	419,95	8,40	11,10	23,00	1,9
V6	276,1	300,934	3,3	0,2	0,5	0,46	1,65	1 620,80	-538,07	2,48	401,56	8,03	10,70	22,00	2,01
V7	260,7	315,078	3,3	0,2	0,5	0,46	1,65	1 641,34	-619,00	2,40	393,31	7,87	10,83	22,00	1,4
V8	226,11	225	2,2	0,2	0,3	0,13	1,10	2 568,88	-1 238,82	1,48	381,28	7,63	11,30	23,00	2,12

- Choix final des armatures verticaux des voiles (9+10ème étage):

Tableau V. 37: choix du ferrailage vertical des voiles du 7ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V2+V8	16HA10	16HA10	20	10
V3+V4	16HA10	16HA10	20	10
V5	16HA10	16HA10	20	10
V6+V7	16HA10	16HA10	20	10

- Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :

Tableau V. 38: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 7ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	-567,11	18,478	8,86	5,55	Vérifiée
V2	-1 258,20	18,478	12,10	5,55	Vérifiée
V3	83,72	18,478	4,10	5,55	Vérifiée
V4	46,48	18,478	3,39	5,55	Vérifiée
V5	-225,67	18,478	6,04	7,65	Vérifiée
V6	-310,89	18,478	6,61	7,65	Vérifiée
V7	65,30	18,478	5,79	7,65	Vérifiée
V8	-1 238,82	18,478	11,30	5,1	Vérifiée

V.4.5 Ferrailage horizontal

○ Vérification des voiles à l'Effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (**Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003**)

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

e : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile. $d = 0,9 L$

D'après l'article (**7.7.2 des RPA 99/Version 2003**). La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

○ Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

D'après l'article (**A.5.1.2.3 de CBA 93**) La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)}{0,9 f_e}$$

- $k = 0$: Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.
- $k = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $k = 1 + 3\sigma_{cm} f_{c28}$: En flexion composée avec N, effort de compression.
- $k = 1 - 10\sigma_{tm} f_{c28}$: En flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{cm} , σ_{tm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- Pour $\tau_u \leq 0,025 f_{c28}$: $A_{tmin} \geq 0,0015 b_0 S_t$
- Pour $\tau_u > 0,025 f_{c28}$: $A_{tmin} \geq 0,0025 b_0 S_t$

V.4.6 Exemple d'application

On prend comme exemple le voile V1 ($L = 2,4m$, $e = 0,20m$) du RDC (**Zone I**) :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d} = 1,4 \frac{722,587}{0,2 \times (0,9 \times 2,0)} = 2341,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

- Dans notre cas $k = 1 - 10\sigma_{tm} f_{c28}$: En flexion composée avec N, effort de traction, Donc :

$$k = \frac{1 - 10\sigma_{tm}}{f_{c28}} = \frac{1 - 10 \times 5725,28}{25 \times 1000} = -2,29$$

D'après l'article (7.7.4.3 des RPA99/Version2003) l'espacement des barres doit être :

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

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{1(2,34 - 0,3 \times 2,1 \times 200x - 2,29) \times 0,2 \times 0,2 \times 1000}{0,9 f_e}$$

$$A_t \geq 1,68 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales ($A_{t \min}$)**

$$\tau_u = 5 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{t \min} \geq 0,0025 b_0 s_t$$

$$A_{t \min} \geq 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0,2 ; 0,5) \text{ cm}^2 \quad A_t = 0,5 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres : 2HA12**

Pour les résultants des ferrailages horizontaux (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 39: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles

<i>voile</i>	<i>L</i> (m)	<i>T</i> (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	<i>S_t</i> (m)	<i>K</i>	<i>A_t</i> (cm ²)	<i>A_{t min}</i> (cm ²)	<i>Choix des barre</i>
V1	2,40	722,587	2,341	5	<i>oui</i>	0.2	-2,2	1,68	0,5	2HA12
V2	2,40	751,7651	2,436	5	<i>oui</i>	0.2	-2,1	1,68	0,5	2HA12
V3	2,40	427,8754	1,386	5	<i>oui</i>	0.2	-2,2	1,25	0,5	2HA12
V4	2,40	470,066	1,523	5	<i>oui</i>	0.2	-2,1	1,27	0,5	2HA12
V5	3,30	744,3792	1,754	5	<i>oui</i>	0.2	-1,9	1,32	0,5	2HA12
V6	3,30	574,1437	1,353	5	<i>oui</i>	0.2	-1,1	0,91	0,5	2HA10
V7	3,30	575,7448	1,356	5	<i>oui</i>	0.2	-1,3	0,97	0,5	2HA10
V8	2,20	678,8468	2,399	5	<i>oui</i>	0.2	-2,4	1,75	0,5	2HA12

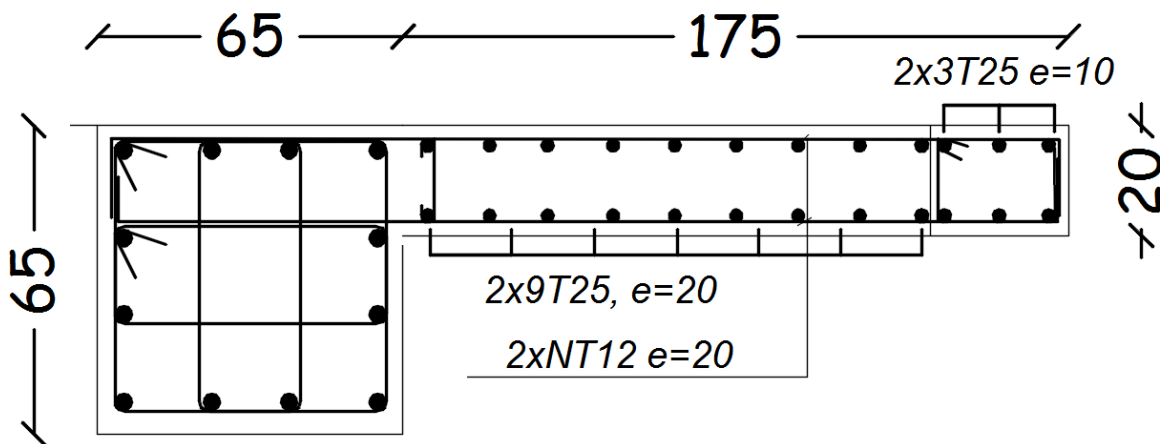


Figure V. 2: Schéma de ferrailage de voile VX 1.

V.1	INTRODUCTION	82
V.2	FERRAILLAGE DES POTEAUX	82
V.2.1.	Introduction :	82
V.2.2.	Combinaisons d'actions	83
V.2.3.	Recommandations du « BAEL91 modif 99 »	83
V.2.4.	Recommandations des « RPA 99 modif 2003 »	83
V.2.5.	Méthode de calcul	84
V.2.6.	Calcul du ferraillage	85
V.2.7.	Choix des armatures	87
V.2.8.	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	87
V.2.9.	Vérification de la contrainte de cisaillement	88
V.2.10.	Ferraillage transversal des poteaux	90
V.2.11.	Longueur de recouvrement	91
V.2.12.	Ferraillage des poteaux du sous-sol	92
V.2.12.1	Calcul du ferraillage	92
V.2.12.2	Ferraillage transversal	93
V.3	FERRAILLAGE DES POUTRES	95
V.3.1	Introduction	95
V.3.2	Les combinaisons d'actions	95
V.3.3	Recommandations des règlements	95
V.3.4	Calcul du ferraillage	95
V.3.5	Vérifications	96
V.3.5.1	Condition de non-fragilité	96
V.3.5.2	Espacement	97
V.3.5.3	Effort tranchant	97
V.3.5.4	Contraintes à l'E.L. S	98
V.3.5.5	Flèche	98
V.3.6	Arrêt des barres	101
V.4	FERRAILLAGE DES VOILES :	103
V.4.1	Voiles pleins	103
V.4.2	Combinaison de charge	105
V.4.3	Ferraillage vertical	105
V.4.4	Exemple d'application	107
V.4.5	Ferraillage horizontal	121
V.4.6	Exemple d'application	122

Figure V. 1: disposition des voiles avec numérotation.....	105
Figure V. 2: Schéma de ferraillage de voile VX 1.....	123
Tableau V. 1: Contraintes du béton et de l'acier.....	82
Tableau V. 3: Calcul du ferraillage des poteaux.....	85
Tableau V. 4: Suite du Calcul du ferraillage des poteaux.....	86
Tableau V. 5: Pourcentage d'armatures minimal.....	86
Tableau V. 6: Choix d'armatures verticales des poteaux.....	87
Tableau V. 7: Vérification des contraintes des poteaux (N max, M corr).....	87
Tableau V. 8: Vérification des contraintes des poteaux (M max, N corr).....	88
Tableau V. 9: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.....	89
Tableau V. 10: Espacement des cadres des poteaux.....	91
Tableau V. 11: Choix d'armatures transversales des poteaux.....	91
Tableau V. 12: Vérifications des contraintes des poteaux rectangulaires du sous-sol.....	93
Tableau V. 13: Schémas de ferraillage de poteaux.....	93
Tableau V. 14: Ferraillage des poutres principales et secondaires.....	96
Tableau V. 15: Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires..	96
Tableau V. 16: Contrainte tangentielle et ferraillage transversal des poutres.....	98
Tableau V. 17: Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.....	98
Tableau V. 18: Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.....	99
Tableau V. 19: Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.....	100
Tableau V. 20: Schémas de ferraillage des poutres.....	102
Tableau V. 21: résultats détaillés du ferraillage vertical.....	109
Tableau V. 22: choix du ferraillage vertical des voiles du RDC.....	110
Tableau V. 23: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du RDC.....	110
Tableau V. 24: résultats détaillés du ferraillage vertical des voiles du 2ème étage.....	111
Tableau V. 25: choix du ferraillage vertical des voiles du 2ème étage.....	112
Tableau V. 26: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 2ème étage.....	112
Tableau V. 27: résultats détaillés du ferraillage vertical des voiles du 5ème étage.....	113
Tableau V. 28: choix du ferraillage vertical des voiles du 5ème étage.....	114
Tableau V. 29: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 5ème étage.....	114
Tableau V. 30: résultats détaillés du ferraillage vertical des voiles du 5ème étage.....	115

Tableau V. 31: choix du ferraillage vertical des voiles du 5 ^{ème}	116
Tableau V. 32: vérification des contrainte et des sections minimales du ferraillages des voiles du 5 ^{ème} étage.	116
Tableau V. 33: résultats détaillés du ferraillage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.....	117
Tableau V. 34: choix du ferraillage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.	118
Tableau V. 35: vérification des contrainte et des sections minimales du ferraillages des voiles du 7 ^{ème} étage.	118
Tableau V. 36: résultats détaillés du ferraillage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.....	119
Tableau V. 37: choix du ferraillage vertical des voiles du 7 ^{ème} étage.	120
Tableau V. 38: vérification des contrainte et des sections minimales du ferraillages des voiles du 7 ^{ème} étage.	120
Tableau V. 39: résultats détaillés du ferraillage vertical des voiles.....	123

CHAPITRE VI

Etude des fondations

VI.1 INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue une partie importante de l'ouvrage.

VI.1.1 Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.1.2 Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.2 CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1 +N_2$

N_1 : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q+E].

N_2 : Charge du sous-sol calculé par la combinaison [1,35 G+1,5Q].

VI.2.1 Radier général

VI.2.1.1 Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.2.1.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 54432,13\text{kN} \\ \sigma_{sol} = 2,5\text{bars} \end{cases}$

La surface du bâtiment $S_b=246,8 \text{ m}^2$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_b} = 220,55 \text{ . KPa} \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ KPa}$$

Donc on a :

$$S_s > 50\% S_{R+10+s-s} \Rightarrow \frac{54432,13}{250} = 217,72 > 123,4$$

Alors on déduit que le radier général est nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du zone R+10+s-sol.

VI.2.1.3 Pré dimensionnement de radier

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec: } L_{\max} = 4,69\text{m}$$

Donc $h_r \geq 23,45$ cm prend

$$h_{r1} = 30\text{cm}$$

- **Condition de cisaillement :** [1]

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous-sol).

$N_u = 54432,13\text{kN}$

$L = 4,69\text{m}$, $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2 S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2 S_{rad} \cdot b \cdot (0,9 h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2 S_{rad} \cdot b \cdot (0,9 \bar{\tau})} = 17,28 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_3 \geq 17,28 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2 ; h_3) = 63,5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$

Nervures :

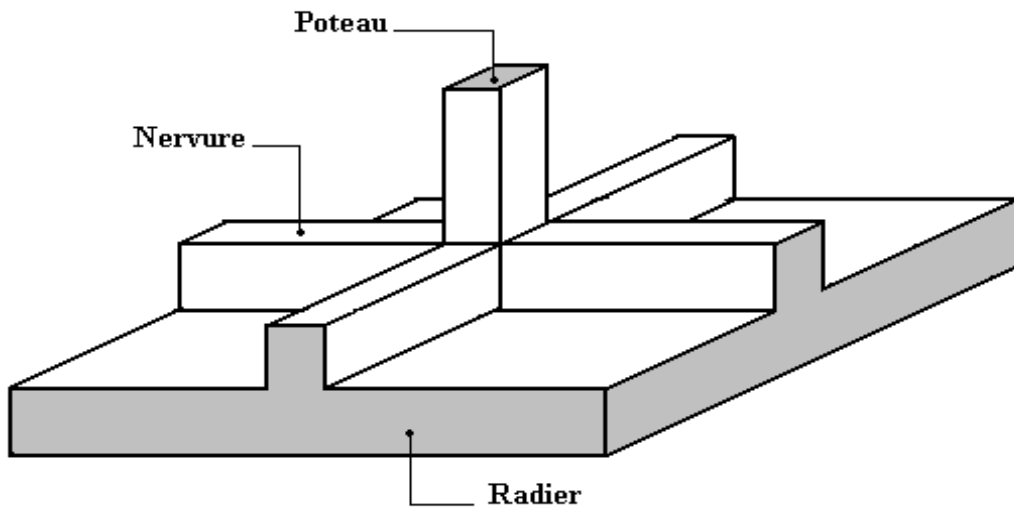


Figure VI. 1 : disposition des nervures par rapport au radier et poteau

a. Condition de coffrage : (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{469}{10}$$

On opte pour b=50 cm

b. La hauteur des nervures :

b.1. Condition de poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1) \text{ Avec :}$$

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=2890\text{kN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c=2[(a+b) +2h]$)

a,b: Dimensions du poteau du sous-sol (65x65)

$$N_u \leq 0,045 (4a + 4h) \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1) \Rightarrow h_1 \geq 70,89\text{cm}$$

On prend : $h_1=80\text{cm}$

b.2. Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10} \text{ On a : } L_{\max}=4,69\text{m} \Rightarrow 31,26\text{cm} < h_2 < 46,9\text{cm}$$

On prend : $h_2=45\text{cm}$

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.

- $K=4$ [kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12$ [kg/cm³] → pour un très bon sol.

On aura: $h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi} - 4\right)}{E}} \Rightarrow h_2 = 63,5\text{cm}$

Conclusion :

$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 80$

On prend : $h = 80\text{cm}$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h_r = 30\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 80\text{cm} \\ b = 65\text{cm} \end{cases}$

VI.2.1.4 Caractéristiques géométriques du nervure

A- Position du centre de gravité (voir figure en fin de chapitre).

Après le calcul on trouve :

$$X_g = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \begin{cases} X_G = 9,73\text{m} \\ Y_G = 7,4\text{m} \end{cases}$$

$$Y_g = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

B- L'inertie longitudinale

$I_{xx} = \sum [I_{ix} + S_i (d_y)^2] \text{ m}^4 \quad \Rightarrow I_{xx} = 12620,70 \text{ m}^4$

C- L'inertie transversale

$I_{yy} = \sum [I_{iy} + S_i (d_x)^2] \text{ m}^4 \quad \Rightarrow I_{yy} = 12885,90\text{m}^4$

VI.2.1.5 Vérification de la stabilité du radier

La radier est sollicité par un effort normal venant des charges et surcharges de la structure et par un moment de renversement qui résulte de l'action sismique, donc on doit vérifier les contraintes à la surface du radier.

Il faut vérifier la condition suivante :

$\frac{M_s}{M_{ren}} > 1,5$

M_s : Moment stabilisateur

M_{ren} : Moment de renversement du aux forces sismiques.

- Moment stabilisateur M_s

La seule action qui stabilise le bâtiment contre le renversement est celle qui est due au poids de l'ouvrage

- Moment de renversement M_{rev}

Le moment de renversement résulte de l'action sismique

$$M_{ren} = M_0 + V_0 \cdot h$$

M_0 : moment à la base de la structure

V_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'ancrage de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier ETABS

a- sens longitudinal

$$M_s = P_T \cdot Y_g$$

Avec :

P_T : poids de la structure y compris le poids du radier.

$$P_T = P_S + P_R = 39723 \text{ kN}$$

Y_g : la position du centre de gravité.

AN:

$$M_s = 35580,08 \times 9,73 = 346201,184 \text{ kN}$$

$$M_0 = 17890,47 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 2500,22 \text{ kN}$$

$$h = 3,53 \text{ (hauteur du sous-sol)}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 17890,47 \text{ kN.m} \\ V_0 = 2500,22 \text{ kN} \\ h = 3,53 \text{ (hauteur du sous-sol)} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{rev} = 26716,24 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{rev}} = 12,95 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ C'est vérifié.}$$

$$\frac{M_{rev}}{N} < \frac{L_{max}}{4} \Rightarrow \frac{26716,24}{54432,13} = 0,49 < 5,62 \dots\dots\dots \text{ C'est vérifié}$$

b- sens transversal

$$M_s = P_T \cdot X_g$$

Avec :

P_T : poids de la structure y compris le poids du radier $P_T = 39723\text{kN}$

X_g : la position du centre de gravité.

AN:

$$M_s = 39723 \times 7,4 = 293950,2\text{kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 73548,57 \text{ kN.m} \\ V_0 = 6361,94 \text{ kN} \\ h = 3,53 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_{\text{rev}} = 96006,21 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{\text{rev}}} = 3,061 > 1,5 \dots\dots\dots \text{la condition de soul\`evement est v\`erifi\`e.}$$

$$\frac{M_{\text{rev}}}{N} < \frac{L_{\text{max}}}{4} \Rightarrow \frac{96006,21}{39721,06} = 1,76 < 5,62 \dots\dots \text{la condition de renversement est v\`erifier}$$

La stabilit\`e est assur\`ee dans les deux sens

VI.2.1.6 V\`erification des contraintes dans le sol

On doit v\`erifier la contrainte du sol

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rod}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{39721,06}{246,8} = 1,6\text{bar} < 2,50\text{bar}$$

On doit v\`erifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{\text{max}}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la R\`epartition est trap\`ezo\`idale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas d\`epasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la R\`epartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas d\`epasser 1,33 fois la contrainte admissible.

ELS :

Sens x-x :

$$X_G = 9,73\text{m}$$

$$I_{yy} = 12885,90\text{m}^4$$

$$M_{\text{rev}} = 26716,24 \text{ kN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 39721,06 \text{ kN}$$

$$S = 246,8\text{m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M_{\text{ser}}}{I_{yy}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 121,58\text{kPa} \\ \sigma_2 = 73,90\text{kPa} \end{cases}$$

Sens-y-y

$$y_G = 7,4\text{m}$$

$$I_{xx} = 12620,70\text{m}^4$$

$$M_{\text{rev}} = 96006,21\text{kN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 39721,06\text{kN}$$

$$S = 246,8\text{m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 126,14\text{kPa} \\ \sigma_2 = 69,08\text{kPa} \end{cases}$$

Remarque : $\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ kPa}$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI. 1: vérification a l'état limite de service

	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	σ_m [kN/m ²]
Sens x-x	121,58	73,90	97,74
Sens y-y	126,14	69,08	67,61
vérification	< σ_{sol}	> 0	< σ_{sol}

ELU :

Sens x-x :

$$X_G = 9,74\text{m}$$

$$I_{yy} = 12885,90\text{m}^4$$

$$M_{\text{rev}} = 26716,24\text{kN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 54432,13\text{kN}$$

$$S = 246,8\text{m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M_{\text{ser}}}{I_{yy}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 172,73\text{kPa} \\ \sigma_2 = 65,13\text{kPa} \end{cases}$$

Sens-y-y

$$y_G = 7,4\text{m}$$

$$I_{xx} = 12620,70\text{m}^4$$

$$M_{\text{rev}} = 78938,5\text{kN.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 54342,61\text{kN}$$

$$S = 246,8\text{m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 201,58\text{kPa} \\ \sigma_2 = 67,45\text{kPa} \end{cases}$$

Tableau VI. 2: vérification a l'état limite ultime

	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	σ_m [kN/m ²]
Sens x-x	172,73	65,13	118,93
Sens y-y	201,58	67,45	134,51
vérification	< σ_{sol}	> 0	< σ_{sol}

Conclusion :

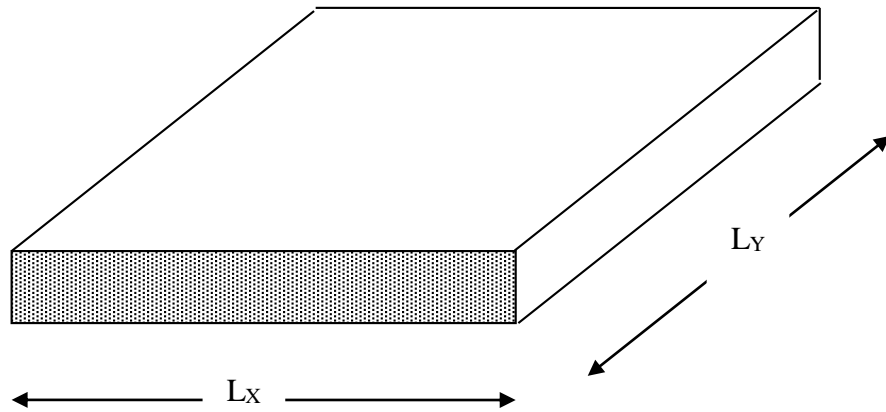
Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.2.1.7 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux.

Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferrailage pour tous les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

Le panneau sera calculé comme simplement appuyé sur ses quatre cotés et sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatiques en travées et sur appuis.



a. Ferrailage de la dalle du ra

$\rho = L_x/L_y = 4,69$ **Figure VI. 2:** vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (BAEL91)

- ELU : $v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0392 \\ \mu_y = 0,9322 \end{cases}$
- ELS: $v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0465 \\ \mu_y = 0,9541 \end{cases}$

a.1. Valeur de la pression sous radier :

ELU: $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 181,75 \text{ kN/m}$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 139,15 \text{ kN/m}$

a.2. Détermination des efforts : [1]

⇒ ELU

$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0392 \cdot 181,75 \cdot (4,69)^2 = 156,71 \text{ kN.m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,9322 \cdot 156,71 = 146,08 \text{ kN.m}$

$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 156,71 = 133,20 \text{ kN.m}$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \cdot 146,08 = 124,168 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 (156,71) = 78,35 \text{ kN.m}$$

⇒ ELS

$$M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0465 \cdot 139,15 \cdot (5,1)^2 = 142,32 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,9541 \cdot 156,71 = 149,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 133,20 = 113,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \cdot 124,168 = 105,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 (78,35) = 39,17 \text{ kN.m}$$

Tableau VI. 3: récapitulatifs des moments

	ELU	ELS
M_{tx} [kN.m]	133,20	113,22
M_{ty} [kN.m]	124,168	105,54
$M_{ax,y}$ [kN.m]	78,35	39,17

a.3. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Avec : $b = 100 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm}$

$d = 63 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau VI. 4: choix des armatures

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_i (cm)
Travée	x-x	173,56	0,062	0,08	47,58	13,50	6T20	18,86	15
	y-y	150,1	0,06	0,07	45,92	10,63	6T16	12,06	15
Appui	x-x y-y	97,36	0,036	0,047	48,16	4,13	6T14	9,24	15

Espacement : [1]

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} < \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} < \text{Min} (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} < \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} < \text{Min} (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Tableau VI. 5: vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	150,02	18,86	13	5,30	15	222,54	250	vérifier
	y-y	144,25	12,06	13	6,55	15	291,6	250	Non vérifier
Appuis	x-x y-y	90,69	9,24	11	4,11	15	259,73	250	Non vérifier

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

:

Redimensionnement des sections d'armatures

	Sens	Choix/ ml	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	6T20	18,85	15
	y-y	6T20	18,85	15
Appui	x-x y-y	6T16	12,06	15

Vérification des contraintes à l'ELS : [1]

Tableau VI. 6: vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	150,02	18,86	13	5,30	15	222,54	250	Vérifiée
	y-y	144,25	18,85	14,01	5,24	15	201,3	250	Vérifiée
Appuis	x-x y-y	90,69	12,06	12,32	3,90	15	194,87	250	Vérifiée

b. Ferrailage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifié 99" [2].

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

$b = 65 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm} ; L = 4,69 \text{ m} ; q = 192,8 \text{ kN/ml}$

Tableau VI. 7: ferrailage des nervures

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	450,59	0,061	0,082	99,06	12,8	8T16	16,08
Appuis	265,05	0,037	0,049	102,5	7,46	4T16+4T14	14,2

b.3. Vérifications nécessaires :

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI. 8: vérification des contraintes

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	487,32	14,07	28,36	3,12	15	190,3	250	Vérifiée
Appuis	290,63	9,11	20,50	2,47	15	193,65	250	Vérifiée

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{192,8 \times 4,69}{2} = 452,16 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{452,16 \cdot 10^3}{650 \times 720} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

4. Vérification de la flèche :

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{80}{469} = 0,17 > 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{14,07}{65 \times 72} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{80}{469} = 0,17 \geq \frac{487,32}{5301,6} = 0,091 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appuis.

h : la hauteur totale de la section.

M₀ : le moment isostatique.

M_t : le moment maximal en travée.

A_s : la section de l'armature tendue correspondante

f_e : la limite d'élasticité de l'acier

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la flèche.

b.4. Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99 [2] :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ct} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

RPA99 version 2003 [2] :

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_1 \right) = 19,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zonenodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zoncourante}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10} \right) = 1,6\text{cm}$$

$$f_c = 500\text{MPa} ; \tau_u = 0,96 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 72\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 6,60 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t = 1,0 \text{ cm}$$

On prend : 6 T12 = 6,79 cm²

d. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiment courant on a 1 cm² / m pour les armatures de peau

On opte 4T14 = 6,16 cm²

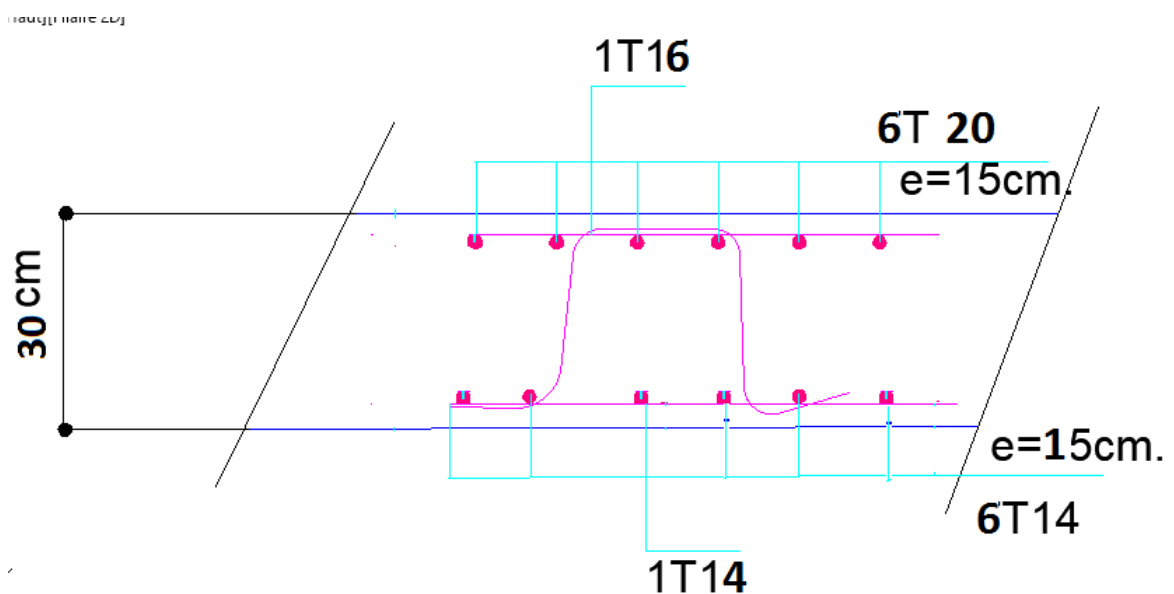


Figure VI. 3: ferrailage de la dalle du radier

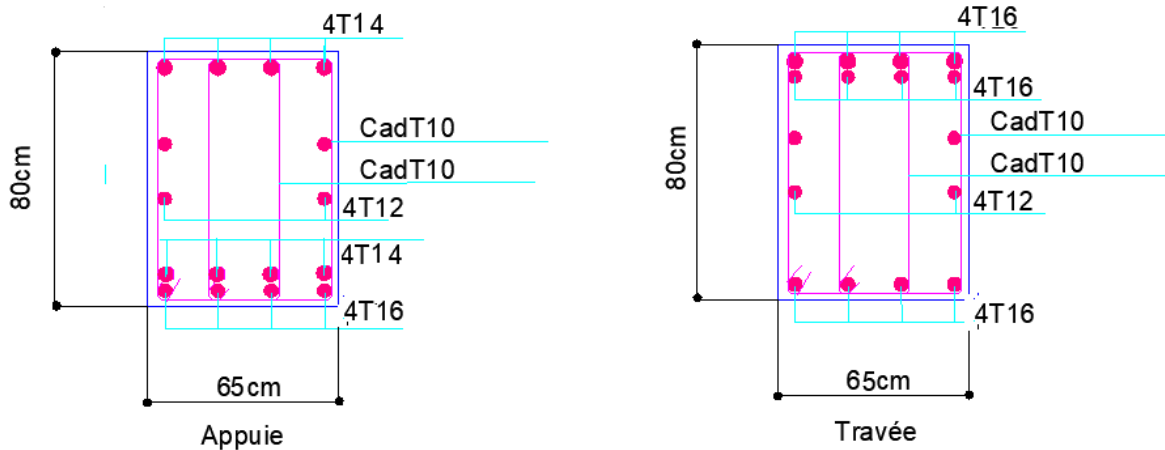


Figure VI. 4: ferrailage des nervures

VI.3 ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

VI.3.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.3.2 PREDIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003,

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.3.3 EVALUATION DES CHARGES

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x=3,06m$; $L_y=5,25m$; $e =20$ cm.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon BAEL91 modifier 99 [2], la charge de poussées des terres est données par : $Q=A.\gamma.H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=21,90kN/m^3$).

H : Hauteur du voile ($H=3,06m$).

$$\varphi = 28^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,361$$

$$\text{Donc : } Q = A.\gamma.H = 24,19 \text{ kN / ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 Q = 32,65 \text{ kN / ml}$$

VI.3.4 EFFORT DANS LA DALLE

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,58 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,0851 ; \mu_y=0,2703$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 26,02 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,03 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx}=0,85M_x=22,11kNm$$

$$M_{ty}=0,85M_y=5,98kNm$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=13,01$$

VI.3.5 CALCUL DU FERRAILLAGE

b=100cm ; h=20cm ; d=18,00cm ; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 9: ferrailage du voile périphérique

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	22,11	0,048	0	0,062	17,55	3,62	7T10	5,50	15
	y-y	5,98	0,013	0	0,016	17,88	0,96	5T10	3,93	20
Appuis	x-x y-y	13,01	0,028	0	0,036	17,74	2,11	4T10	3,14	15

VI.3.6 CONDITION DE NON FRAGILITÉ

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm (12≤e≤30) (cm).

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq A_x^{\min} ; \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; \quad A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{array} \right.$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(3 - \frac{3,06}{5,25} \right) \times \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,93 \quad \text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \quad \text{cm}^2$$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 3,62 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \\ A_y = 0,96 \text{ cm}^2 < A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y = 1,60 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Sur appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 2,11 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2,11 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

VI.3.7 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 46,13 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 33,30 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 46,13 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{46,13 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,26 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

VI.3.8 VERIFICATION À L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,58 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 24,19 \text{ kN / ml}$$

$$\mu_x = 0,0897$$

$$\mu_y = 0,4462$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 20,32 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9,07 \text{ kNm}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,58 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 24,19 \text{ kN / ml}$$

$$\mu_x = 0,0897$$

$$\mu_y = 0,4462$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 20,32 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9,07 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx}=0,85M_x=17,27 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=7,71 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=10,16 \text{ kNm}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI. 10: vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	17,27	5,50	4,69	18054,10	4,49	15	190,98	201,6	Vérifiée
	y-y	7,71	2,51	3,61	10948,56	2,54	15	181,90	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x	10,16	3,14	3,67	11319,62	3,30	15	192,93	201,6	Vérifiée
	y-y									

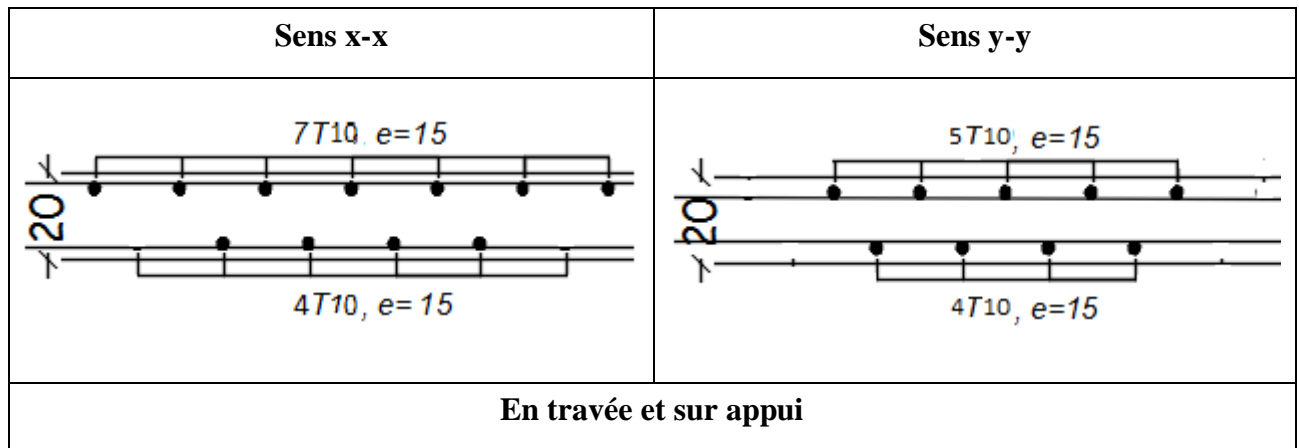
c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément : [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,065 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,065 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 3,05 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau VI 11: Schéma de ferrailage du voile périphérique



VI.1	INTRODUCTION	124
VI.1.1	Fonctions assurées par les fondations.....	124
VI.1.2	Classification des fondations	124
VI.2	CALCUL DES FONDATIONS	124
VI.2.1	Radier général	125
VI.2.1.1	Introduction.....	125
VI.2.1.2	Surface nécessaire.....	125
VI.2.1.3	Pré dimensionnement de radier.....	126
VI.2.1.4	Caractéristiques géométriques du radier.....	128
VI.2.1.5	Vérification de la stabilité du radier	128
VI.2.1.6	Vérification des contraintes dans le sol	130
VI.2.1.7	Ferraillage du radier.....	133
VI.3	ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	139
VI.3.1	Introduction.....	139
VI.3.2	predimensionnement	139
VI.3.3	evaluation des charges	140
VI.3.4	effort dans la dalle.....	140
VI.3.5	calcul du ferraillage.....	141
VI.3.6	condition de non fragilité	141
VI.3.7	verification de l'effort tranchant	142
VI.3.8	verification à l'els.....	142
Tableau VI. 1:	vérification a l'état limite de service	131
Tableau VI. 2:	vérification a l'état limite ultime.....	132
Tableau VI. 3:	récapitulatifs des moments.....	134
Tableau VI. 4:	choix des armatures.....	134
Tableau VI. 5:	vérification des contraintes	135
Tableau VI. 6:	vérification des contraintes	135
Tableau VI. 7:	ferraillage des nervures	136
Tableau VI. 8:	vérification des contraintes	136
Tableau VI. 9:	ferraillage du voile périphérique	141
Tableau VI. 10:	vérification des contraintes	143
Tableau VI.11:	Schéma de ferraillage du voile périphérique.....	143
Figure VI. 1 :	disposition des nervures par rapport au radier et poteau	126

Figure VI. 2: vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicite	133
Figure VI. 3: ferrailage de la dalle du radier	138
Figure VI. 4: ferrailage des nervures	139