

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA

جامعة سعد دحلب - البليدة 1

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme
de master 2 en Génie civil

Option : STRUCTURES

THÈME

Etude d'une structure
RDC+9étages+2s/sol contreventée par des portiques et des voiles
en béton armé

Réalisé par :

- ❖ MCHID HEDJALA Fatiha
- ❖ ASSOULI Mouloud

Encadré par :

- ❖ Promoteur : Mr. AZZAZ
- ❖ Co - promoteur : Mr. DERBAL

PROMOTION : 2021 - 2022

Remerciements

Avant tout nous tenons à remercier Dieu de nous avoir guidés et accordés sa sauvegarde pour mener à terme ce modeste travail.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce travail et en particulier notre promoteur **Mr A .Azzaz** notre Co-promoteur **Mr I. DERBAL** pour leur aide et leur orientations précieuses.*

*Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université Saad Dahleb de Blida et particulièrement à ceux du département de Génie Civil et un grand merci à la société " **berap** "*

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous nos amis pour leur aide et leur encouragement.

Dédicace

*Avant tout je remercie **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours.*

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont encouragé et soutenu tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères frère Sidali ;Rida et Redouane .

A mes enseignants, particulièrement Mr.Azzaz l'aide et le temps qu'elle nous a consacrés.

*A **Mr. Fouzi Belhouchet** de nous avoir guidé en se rendant disponible pour reprendre à toutes nos questions et nous avoir soutenu avec beaucoup de gentillesse et de disponibilité.*

A Mon binôme et sa famille.

A Mes chers amies Imene, Chifaa, et tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

A Tous les étudiants du Département de Génie Civil.

Fatiha Mchid

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents, qui ont fait tant de sacrifices

Pour que j'arrive où j'en suis aujourd'hui, qui ont toujours été derrière moi pour me réconforter et m'accorder son soutien moral, que ce soit dans mes études ou en dehors.

A Mon frère, Mes sœurs ainsi qu'à toute la famille ASSOULI.....

Tous Mes amis de promotion et spécialement ayoub et ossama et saiid et bilal et ali et aymen.

Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de Loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier.

MERCI

Assouli Mouloud

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري وإداري تتألف من طابق ارضي + 9 طوابق + طابقين سفليين، يتم انجازها بولاية تيبازة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة عارضات، أعمدة وجدران خرسانية مسلحة. دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج (ETABS V20).

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99).

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة SOCOTEC, أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا.

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation, commercial et administratif de R+9 étages+ 2 s/ sol qui sera implantée dans la wilaya de TIPAZA, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS V20). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur, à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003). Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles a été fait manuellement. La foundation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential, commercial use and office use of R+9 floors +2 underground which will be located in TIPAZA, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (ETABS V20). The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003). Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software SOCOTEC, while the shell element was done manually. The foundation system is consisted by rib raft foundation.

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicace

ملخص

Résumé

Abstract

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction 3

I.2 Implantation de l'ouvrage 3

I.3 Présentation du bâtiment 3

I.3.1 Dimensions en élévation : -----3

I.3.2 Dimensions en plan-----3

I.4 Conception de la structure 4

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux 5

I.5.1 Béton : 5

I.5.2 Acier 8

I.6 Hypothèses de calcul 9

I.7 Conclusion : 10

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

II.1	Introduction-----	12
II.2	Evaluation des charges et surcharges-----	12
	<u>II.2.1 Charges permanentes</u>	12
	<u>II.2.2 Les surcharges d'exploitations</u>	15
II.3	Pré dimensionnement des éléments-----	16
	<u>III.3.1 Les planchers</u>	16
	<u>III.3.2 Les poutres</u>	17
	<u>III.3.3 Les poteaux</u>	18
II.4	Descente des charges et pré dimensionnement :-----	19
	<u>II.4.1 Poteau centrale : « POTEAUE H-6 ».</u>	19
	<u>II.4.2 Poteau d'angle</u>	23
	<u>II.4.3 Poteau de rive</u>	27
II.5	Vérification des poteaux au flambement-----	32
II.6	Voiles-----	33
II.7	Conclusion-----	34

CHAPITRE III : Ferrailage des éléments secondaire

III.1	Acrotère-----	36
	<u>III.1.1 Définition</u>	36
	<u>III.1.2 Evaluation des charges</u>	36
	<u>III.1.3 Calcul des efforts</u>	37
	<u>III.1.4 Ferrailage de l'acrotère</u>	38
	<u>III.1.5 Vérification</u>	39
	<u>III.1.6 Vérification des à L'ELS</u>	39
III.2	Etude des balcons (type 1)-----	42
	III.2.1 Introduction-----	42
	III.2.2 Calcul de ferrailage-----	44
	III.2.3 Vérification nécessaire-----	45

III.3	Etude des balcons (type 2)	47
<u>III.3.1</u>	<u>Epaisseur du balcon</u>	<u>47</u>
<u>III.3.2</u>	<u>Calcul de ferrailage</u>	<u>49</u>
<u>III.3.3</u>	<u>Armatures de répartition</u>	<u>50</u>
<u>III.3.4</u>	<u>Vérifications nécessaires</u>	<u>50</u>
<u>III.3.5</u>	<u>Schéma de ferrailage du balcon</u>	<u>52</u>
III.4	Escalier : (type 1)	52
<u>III.4.1</u>	<u>Définition</u>	<u>52</u>
<u>III.4.2</u>	<u>Pré dimensionnement</u>	<u>53</u>
<u>III.4.3</u>	<u>Evaluation des charges</u>	<u>54</u>
<u>III.4.4</u>	<u>Calcul de ferrailage</u>	<u>57</u>
<u>III.4.5</u>	<u>La Poutre palière</u>	<u>60</u>
III.5	Escalier : (type 2)	63
<u>III.5.1</u>	<u>Introduction</u>	<u>63</u>
<u>III.5.2</u>	<u>Type d'escalier</u>	<u>63</u>
<u>III.5.3</u>	<u>Evaluation Des Charges</u>	<u>65</u>
III.6	Etude des planchers (corps creux)	72
<u>III.6.1</u>	<u>Définition</u>	<u>72</u>
<u>III.6.2</u>	<u>Calcul des poutrelles</u>	<u>72</u>
<u>III.6.3</u>	<u>Plancher terrasse</u>	<u>75</u>
<u>III.6.4</u>	<u>Plancher étage courant</u>	<u>77</u>
<u>III.6.5</u>	<u>Plancher étage courant</u>	<u>78</u>
III.7	Ferrailage de la dalle de compression	84
<u>III.7.1</u>	<u>Dimensionnement de la dalle</u>	<u>85</u>

III.7.2 Evaluation des charges 85

III.7.3 Combinaison des charges 86

III.7.4 Calcul des efforts 86

III.7.5 Ferrailage 87

III.7.6 Conclusion 90

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction 92

IV.2 Étude dynamique 92

IV.2.1 Objectifs : 92

IV.2.2 Modélisation mathématique : 92

IV.2.3 Caractéristiques dynamiques propres 92

IV.3 Modélisation de la structure 94

IV.3.1 Description du logiciel « ETABS V.20» 94

IV.3.2 Modélisation des éléments structuraux 94

IV.3.3 Modélisation de la masse 95

IV.4 Étude Sismique 95

IV.4.1 Introduction 95

IV.4.2 Méthode dynamique modale spectrale 96

IV.4.3 Procédure de calcul 97

IV.5 Résultats de l'analyse : 101

IV.5.1 Modèle N°=1 (sans voile) 102

IV.5.2 Modèle N°=2 (avec voiles) :R=4 105

IV.5.3 Modèle N°=3 (avec voiles) 109

**IV.5.4 Modèle N°=3 (Résultat d'analyse avec coefficient de comportement 3.5)
115**

IV.6 Conclusion 119

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants

V.1 Introduction 121

V.2 Ferrailage des poteaux 121

V.2.1 Définition 121

V.2.2 Combinaison d'action 122

V.2.3 Choix des armatures 125

V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service 125

V.2.5 Vérification de L'effort Tranchant 126

V.2.6 Ferrailage transversal des poteaux 128

V.2.7 Longueur de recouvrement 130

V.2.8 Ferrailage des poteaux de sous-sol 130

V.2.9 Schéma des ferrailages 133

V.3 Ferrailage des poutres 133

V.3.1 Définition 133

V.3.2 Calcul de ferrailage 134

V.3.3 Ferrailage de poutre 135

V.3.4 Vérifications 137

V.4 Ferrailage des voiles 140

V.4.1 Règles à suivre 140

V.4.2 Combinaison de charge 142

V.4.3 Exemple d'application 143

V.4.4 Ferrailage horizontal 156

V.5 Ferrailage des linteaux 159

CHAPITRE VI : Etude des Fondations

VI.1 Introduction 168

VI.2 Fonctions assurées par les fondations 168

VI.3 Classification des fondations 168

VI.4 Choix de type de fondation 168

VI.5 Calcul des fondations : 169

VI.6 Choix de type de fondation 169

VI.6.1 Semelles isolées 169

VI.6.2 Semelles filantes 170

VI.6.3 Radier générale 171

VI.6.4 Ferrailage du radier 178

VI.7 Voile périphérique 185

VI.7.1 Introduction 185

VI.7.2 Pré dimensionnement 186

VI.7.3 Evaluation des charges 186

VI.7.4 Effort dans la dalle 187

VI.7.5 Ferrailage de la dalle 188

VI.7.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003 188

VI.7.7 Condition de non fragilité 188

VI.7.8 Vérification de l'effort tranchant 189

VI.7.9 Vérification à L'ELS : 189

CONCLUSION GENERALE 191

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Diagramme Contraintes – Déformations ELU.	8
Figure I. 2: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS	8
Figure I. 3: Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.	9
Figure II. 1: Charge permanente due aux planchers terrasse.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 2: Charge permanente due aux planchers courant.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 3: Dimension de l'acrotère.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 4: Le poteau central.	20
Figure II. 5: Section du poteau de d'angle.	23
Figure II. 6: Section du poteau de rive.	28
Figure II. 7: Schéma du voile.	34
Figure III. 1: Dimension de l'acrotère.	36
Figure III. 2: Efforts internes et moment.	37
Figure III. 3: Coupe verticale de l'acrotère.	38
Figure III. 4: distance de l'axe neutre.	39
Figure III. 5: Schéma de Ferrailage d'un acrotère.	42
Figure III. 6: Schéma statique du balcon.	42
Figure III. 7: Diagramme du moment fléchissant à ELU.	44
Figure III. 8: Diagramme de l'effort tranchant à ELU.	44
Figure III. 9: Diagramme du moment fléchissant à ELS.	44
Figure III. 10: Diagramme de l'effort tranchant à ELS.	44
Figure III. 11: Schéma de ferrailage du balcon.	47
Figure III. 12: Schéma statique du balcon.	48
Figure III. 13: Diagramme du moment fléchissant à ELU.	48
Figure III. 14: Diagramme de l'effort tranchant à ELU.	49
Figure III. 15: Diagramme du moment fléchissant a ELS.	49
Figure III. 16: Diagramme de l'effort tranchant à ELS.	49
Figure III. 17: schéma de ferrailage de balcon.	52
Figure III. 18: Schéma Statique de l'escalier.	53
Figure III. 19: Schéma statique de la 1ere Volée.	57
Figure III. 20: Schéma de ferrailage du l'escalier.	60
Figure III. 21: type d'escalier balancé.	63
Figure III. 22: dimensionnement d'un voleé.	65
Figure III. 23: Méthode de calcul de longueur développée de l'hélice	66
Figure III. 24: Chargement d'escalier.	66
Figure III. 25: schéma de Ferrailage de l'escalier.	72
Figure III. 26: Plancher corps creux	73
Figure III. 27: schéma de ferrailage des poutrelles.	85
Figure III. 28: Schéma de Dalle machine.	91

Figure IV. 1: Spectre de réponse.	98
Figure IV. 2: modèle N°=1 (sans les voiles).....	102
Figure IV. 3: les trois premiers modes (modèle N°=1).....	104
Figure IV. 4: Disposition des voiles.	106
Figure IV. 5: les trois premiers modes (Modèle N°=2).	107
Figure IV. 6: Disposition des voiles.	110
Figure IV. 7: les trois premiers modes (Modèle N°=3).	111
Figure IV. 8: les trois premiers modes (modèle N°=4).....	115
Figure V. 1: schéma de ferrailage des poteaux.....	133
Figure V. 2: Schéma de ferrailage De la poutre principale avec voile.....	139
Figure V. 3: Schéma de ferrailage De la poutre principale sans voile.....	139
Figure V. 4: Disposition des voiles dans la structure.	142
Figure V. 5: Schéma de ferrailage du bout de voile.	158
Figure V. 6: Schéma de ferrailage du voile.	159
Figure V. 7: Effort tranchant et moment dans les linteaux.....	162
Figure V. 8: Ferrailage des linteaux. (RDC a 4 émé).....	167
Figure VI. 1: Principe des Semelle filante.....	171
Figure VI. 2: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	173
Figure VI. 3: Présentation de la zone d'impacte de la charge concentrée.	175
Figure VI. 4: contraint sous le radier.....	177
Figure VI. 5: panneau le plus sollicité.	180
Figure VI. 6: Schéma de ferrailage du radier.....	182
Figure VI. 7: Ferrailage des nervures sens y-y et x-x.....	186
Figure VI. 8: Evaluation des charges.....	186
Figure VI. 9: Poussées des terres.	187
Figure VI. 10: ferrailage du voile périphérique (sens x-x).....	191
Figure VI. 11: Ferrailage du voile périphérique (sens y-y).....	191

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1: Charge permanente du plancher terrasse (inaccessible)... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II. 2: Charge permanente du plancher de l'étage courant. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II. 3: Charge permanente du plancher en dalle pleine... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II. 4: Charge permanente du mur extérieur (double cloison)... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II. 5: Charge permanente du mur intérieur..... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II. 6: Les surcharges d'exploitation. Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II. 7: Vérification des sections des poutres selon le RPA (version 2003).....	14
Tableau II. 8: Dégression de la charge d'exploitation en fonction du nombre d'étage.	21
Tableau II. 9: Récapitulatif des charges permanentes et surcharges	22
Tableau II. 10: Dimensionnement du poteau central.	23
Tableau II. 11: Dégression de la charge d'exploitation en fonction du nombre d'étage	26
Tableau II. 12: Récapitulatif des charges permanentes et surcharges.	27
Tableau II. 13: Dimensionnement du poteau d'angle.	27
Tableau II. 14: Dégression de la charge d'exploitation en fonction du nombre d'étage.	30
Tableau II. 15: Récapitulatif des charges permanentes et surcharges.	31
Tableau II. 16: Dimensionnement du poteau de rive.	31
Tableau II. 17: choix final des sections de poteaux	32
Tableau III. 1: Les combinaisons des charges à ELU et ELS.....	43
Tableau III. 2: Ferrailage du Balcon.	45
Tableau III. 3: Vérification des contraintes	46
Tableau III. 4: Les combinaisons des charges à ELU et ELS.....	48
Tableau III. 5: Ferrailage du Balcon.	50
Tableau III. 6: Vérification des contraintes.	51
Tableau III. 7: Charge Permanente du palier.	55
Tableau III. 8: Charge Permanente de paillasse.	55
Tableau III. 9: Charge Permanente de la poutre palière.	55
Tableau III. 10: Combinaison des charges de l'escalier.	56
Tableau III. 11: les moments isostatiques.....	57
Tableau III. 12: ferrailage au niveau de l'appui.....	57
Tableau III. 13: ferrailage au niveau de la travée.	58
Tableau III. 14: Vérification des contraintes.	60
Tableau III. 15: les moments isostatiques.....	61
Tableau III. 16: ferrailage au niveau de l'appui.....	62
Tableau III. 17: ferrailage au niveau de travée.	62
Tableau III. 18: Charges Permanentes de la Paillasse.	66
Tableau III. 19: Charges Permanentes de la Paillasse.	67
Tableau III. 20: Ferrailage de l'escalier.....	68
Tableau III. 21: Vérification à l'ELS.	71

Tableau III. 22: Vérification de la flèche d'escalier	72
Tableau III. 23: longueur des 6 travées.....	75
Tableau III. 24: Evaluation des moments de plancher terrasse ELU.....	76
Tableau III. 25: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU.	76
Tableau III. 26: Evaluation des moments de plancher terrasse ELS.	77
Tableau III. 27: Evaluation des moments de plancher étage courant ELU.	78
Tableau III. 28: Evaluation des efforts tranchants de plancher étage courant ELU.	79
Tableau III. 29: Evaluation des moments de plancher étage courant ELS.	79
Tableau III. 30: récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.	80
Tableau III. 31: récapitulatif de calcul des sections d'armatures en appui.	81
Tableau III. 32: Vérification de la contrainte de béton.....	83
Tableau III. 33: Les charges de la dalle machine.	87
Tableau III. 34: ferrailage au niveau de travée.	89
Tableau III. 35: ferrailage au niveau de l'appui.....	89
Tableau IV. 1: facteur de qualité.	100
Tableau IV. 2: sections des poteaux.	103
Tableau IV. 3: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1.	103
Tableau IV. 4: Déplacements inter étage suivant X-X.	105
Tableau IV. 5: Déplacements inter étage suivant Y-Y.	105
Tableau IV. 6: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2.	106
Tableau IV. 7: Déplacements inter étage suivant X-X.	108
Tableau IV. 8: Déplacements inter étage suivant Y-Y.	108
Tableau IV. 9: effort normal réduit poteaux carrés.....	109
Tableau IV. 10: Choix des sections de poteaux et de voile.	110
Tableau IV. 11: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 3.	110
Tableau IV. 12: Déplacements inter étage suivant X-X.	112
Tableau IV. 13: Déplacements inter étage suivant Y-Y.	112
Tableau IV. 14: effort normal réduit poteaux carrés.....	113
Tableau IV. 15: Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens X.....	114
Tableau IV. 16: Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens Y.....	114
Tableau IV. 17: Déplacements inter étage suivant X-X.	116
Tableau IV. 18: Déplacements inter étage suivant Y-Y.	117
Tableau IV. 19: effort normal réduit poteaux carrés.....	117
Tableau IV. 20: Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens X.....	118
Tableau IV. 21: Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens Y.....	119
Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	121
Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux situation durable.....	123
Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux situation accidentelle.....	124
Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle.....	124
Tableau V. 5: Choix des armatures.....	125
Tableau V. 6: Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés (Nmax, Mcorr).	125
Tableau V. 7: Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés (Mmax, Ncorr).	126
Tableau V. 8: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	127
Tableau V. 9: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés.	129

Tableau V. 10: Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.	129
Tableau V. 11: Sollicitations de calcul (Poutre)	135
Tableau V. 12: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (Poutres) ..	135
Tableau V. 13: les diamètres adoptés pour chaque poutre.....	135
Tableau V. 14: Résultats de calcul des armatures transversales.....	136
Tableau V. 15: diamètres adoptés comme armatures transversales.....	137
Tableau V. 16: vérifications de non fragilité (poutre).	137
Tableau V. 17: Vérification au cisaillement.	138
Tableau V. 18: récapitulatif du calcul de la flèche.	138
Tableau V. 19: résultats détaillés du ferrailage vertical RDC V1.	146
Tableau V. 20: choix du ferrailage vertical des voiles du RDC.	147
Tableau V. 21: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du RDC.....	147
Tableau V. 22: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 2 ^{ème} étage.....	148
Tableau V. 23: choix du ferrailage vertical des voiles du 2 ^{ème} étage.	149
Tableau V. 24: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du 2 ^{ème} étage.....	149
Tableau V. 25: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 5 ^{ème}	150
Tableau V. 26: choix du ferrailage vertical des voiles du 5 ^{ème} étage.	151
Tableau V. 27: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du 5 ^{ème} étage.....	151
Tableau V. 28: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 6 ^{ème} étage.....	152
Tableau V. 29: choix du ferrailage vertical des voiles du 6 ^{ème} étage.	153
Tableau V. 30: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du 6 ^{ème} étage.....	153
Tableau V. 31: choix du ferrailage vertical des voiles du 8 ^{ème} étage.	154
Tableau V. 32: choix du ferrailage vertical des voiles du 8 ^{ème} étage.	155
Tableau V. 33: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du 8 ^{ème} étage.....	155
Tableau V. 34: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles.....	158
Tableau V. 35: Ferrailage des linteaux.	166
Tableau VI. 1: Sections des semelles isolées.....	170
Tableau VI. 2: Sections des semelles filantes.....	171
Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'ELU.	178
Tableau VI. 4: Vérification des contraintes à l'ELS	178
Tableau VI. 5: Calcul des moments à l'ELU.	180
Tableau VI. 6: Calcul des moments à l'ELS.	181
Tableau VI. 7: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.	181
Tableau VI. 8: Vérification des contraintes	182
Tableau VI. 9: Ferrailage des nervures suivant x-x	183
Tableau VI. 10: Ferrailage des nervures suivant y-y	183
Tableau VI. 11: Vérification des contraintes	183
Tableau VI. 12: Espacement des armatures transversales	184
Tableau VI. 13: Choix des armatures transversales.....	185
Tableau VI. 14: Ferrailage de la dalle pleine.....	189

LISTE DES SYMBOLES

- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s** : Aire d'une section d'acier.
- A_t** : Section d'armatures transversales.
- B** : Aire d'une section de béton.
- ∅** : Diamètre des armatures.
- φ** : Angle de frottement.
- Q** : Charge d'exploitation.
- γ_s** : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b** : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s** : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc}** : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$** : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$** : Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u** : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ** : Contrainte tangentielle.
- β** : Coefficient de pondération.
- σ_{sol}** : Contrainte du sol.
- σ_m** : Contrainte moyenne.
- G** : Charge permanente.
- ξ** : Déformation relative.
- V₀** : Effort tranchant a la base.
- E.L.U** : Etat limite ultime.
- E.L.S** : Etat limite service.
- N_{ser}** : Effort normal service.
- N_u** : Effort normal ultime.
- T_u** : Effort tranchant ultime.
- T** : Effort tranchant, Période.

S_i : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

\bar{f} : Flèche.

f : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

INTRODUCTION GENERALE

Le secteur du bâtiment et de la construction est l'un des secteurs les plus concernés par les enjeux du développement durable. L'homme a toujours essayé de suivre le progrès et d'apprendre des nouvelles techniques de construction pour répondre à ses besoins ainsi que pour améliorer la qualité et le comportement des structures des bâtiments.

Le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc, son endommagement induit automatiquement à des pertes humaines très importantes et engendre la dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrées.

Dans le présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment R+9+2 SS qui sera menée selon les étapes principales suivantes :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre sera consacré à la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment ainsi que le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier, planchersetc.)
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment, l'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul « ETABS V20 »
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- L'objet du sixième chapitre sera l'étude de l'infrastructure.
- A la fin nous terminerons notre travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

« Présentation de l'ouvrage »

I.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de faire une présentation de notre projet, concernant le type de structure, ses éléments, la géométrie du bâtiment et les propriétés des matériaux utilisés.

I.2 Implantation de l'ouvrage

Notre étude consiste au calcul d'un complexe touristique « les falaises du chenoua » à usage multiple situé dans la wilaya de Tipaza, plus précisément à Chenoua composé d'un deux sous-sol, rez-de-chaussée à usage commercial et plus les 09 niveaux à usage d'habitation La structure de l'ouvrage à étudier est mixte en béton armé portiques-voiles.

I.3 Présentation du bâtiment

Nous sommes chargés d'étudier une structure de R+ 9 en béton armé composé de :

- Deux- sous-sol à usage de parking sous-terrain.
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.

D'après la classification du RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité élevée (zone III).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.3.1 Dimensions en élévation :

- Hauteur de RDC : 3.74m
- Hauteur de premier étage : 3.57 m
- Hauteur des étages de « 2ème à 9eme » :3.23
- Hauteur du sous-sol : - 3.23m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 33.15 m
- Hauteur de l'acrotère : 60cm

I.3.2 Dimensions en plan

Les dimensions de La structure en plan sont :

- Largeur en plan : 36.45m
- La longueur en plan : 35.65m

I.4 Conception de la structure

I.4.1 Ossature de l'ouvrage

L'ossature est constituée par des portiques en béton armé et par des voiles pour assurer une bonne tenue vis-à-vis de l'action sismique.

I.4.2 Planchers

Le plancher est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher en corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé, il est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).
- Planchers en dalle pleine : on a opté des dalles pleines pour les balcons.

I.4.3 Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I.4.4 Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi). La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de 10 cm et de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

- b. Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.

I.4.5 Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.6 Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur

I.4.7 Gaine d'ascenseurs

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.8 Fondation

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition argilo-limoneuse sableuse graveleuse avec quelques galets hétérométriques centimétrique à décimétrique (alluvions fines et grossières). La contrainte admissible du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.5.1 Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.5.1.1 Matériaux composant le béton

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

1. **Ciment :** Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

2. Granulats : Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.

a. Sables : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous les calibres, mais doit avoir un avantage de gros grains que de petits.

b. Gravier : Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Ils doivent être durs, propres et non gélifs. Ils peuvent être extraits du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.5.1.2 Résistances mécaniques du béton

a. Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPA ($f_{c28} = 25$ MPA).

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

- $j > 28$ jours : $f_{cj} = f_{c28}$ [2]

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

b. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ (MPa)} \quad [2]$$

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 :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA} \quad [2]$$

I.5.1.3 Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application. Il est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal.

a. Module de déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures [2] .

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad D' où \quad on \quad a \quad E_{i \ 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

b. Module de déformation longitudinale différée [2]

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

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad D' où \quad on \quad a \quad E_{v \ 28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I.5.1.4 La masse volumique du béton armé

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

I.5.1.5 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.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}} \quad [2] .$$

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

$$\nu = 0 \quad \Leftrightarrow \text{ Béton fissuré à L'ELU}$$

$$\nu = 0,2 \quad \Leftrightarrow \text{ Béton non fissuré à L'ELS}$$

I.5.1.6 Les Contrainte Limites**a. Etat limite ultime « ELU »**

Cet état correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture ou flambement.

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- la résistance de tous les éléments de la construction.
- la stabilité de ces éléments compte tenu des effets du 2^{ème} ordre.

- l'équilibre statique de l'ouvrage.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad [2]$$

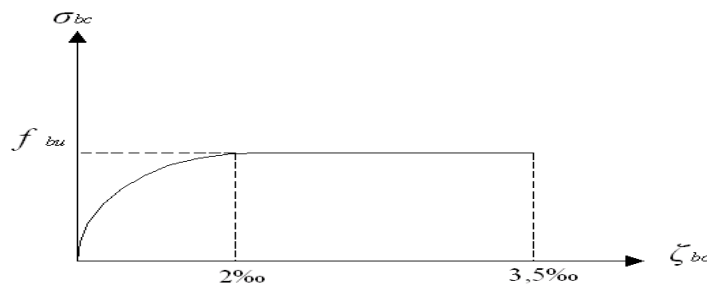
Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

✓ $\gamma_b = 1,5$ Cas des actions courantes transitoires

✓ $\gamma_b = 1,15$ Cas des actions accidentelles

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique. [2]



**Figure I. 1: Diagramme Contraintes – Déformations ELU.
b. Etat limite de service « E.L.S »**

C'est un état au-delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- Le confort
- Et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA avec } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad [2]$$

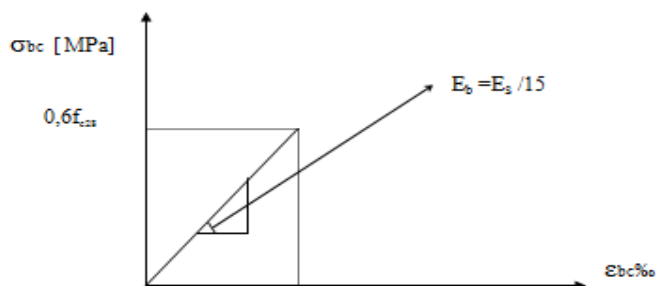


Figure I. 2: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

I.5.2 Acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments de structure, il est recommandé d'avoir un écart suffisant entre la contrainte de rupture et la limite élastique. Le règlement demande donc que l'allongement minimal garanti soit $\geq 5\%$ hors la zone de striction.

Les armatures pour le béton armé se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. Dans notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) : FeE500.

I.5.2.1 Les Contrainte Limites

a. Etat Limite Ultime « E.L.U »

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant avec :

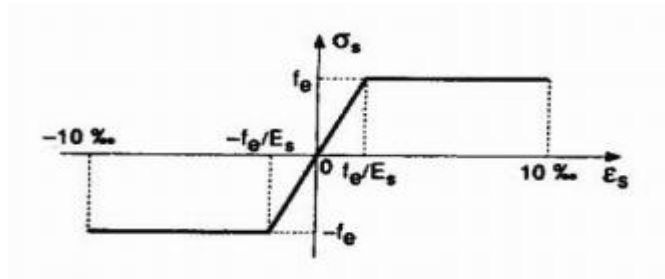


Figure I. 3: Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$\gamma_s = 1.15$ cas d'actions courantes.

$\gamma_s = 1.00$ cas d'actions accidentelles.

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

b. Etat limite de service « E.L.S »

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2}f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A

I.5.2.2 Module d'Elasticité de l'Acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ [2)

I.6 Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation est égale à :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\text{‰}$ [2]

I.7 Conclusion :

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques qu'on va utiliser lors de la construction, en respectant les règles de BAEL91 modifié 99, et le règlement Parasismique Algérien (RPA.V.2003).

CHAPITRE II :

« Pré dimensionnement »

II.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est principalement “ le pré calcul ” des sections des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version 2003 et B.A.E.L 91. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux sollicitations. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, elles peuvent être augmentées après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnement des éléments

II.2.1 Les planchers

a. Plancher en corps creux

L’épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche cité dans (BAEL 91.V 99) :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad [4]$$

L : la portée maximale entre nus d’appuis.

ht : Hauteur totale du plancher.

$$L=550 - 30 = 520\text{cm}$$

$$L = 520\text{cm} \Rightarrow ht \geq \frac{520}{22.5} = 23.11\text{cm}.$$

On considère un plancher de (20+4) cm , soit ht = 24cm.

b. Plancher en dalle pleine

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciaux car ils subissent des surcharges d’exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$), c’est le cas pour les étages du RDC et du 1er étage de notre ouvrage.

L’épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d’utilisation que des vérifications de résistance.

On déduira donc l’épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

• **Résistance au feu**

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu

On admet une épaisseur : $e = 10 \text{ cm}$

• **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$

$$\frac{180}{50} = 3.6 \text{ cm} \leq e \leq \frac{180}{40} = 4.5 \text{ cm}$$

Avec : e : épaisseur de la dalle pleine.

• **Isolation phonique :**

Le confort d'une bonne isolation phonique exige une épaisseur minimale de : $e = 13 \text{ cm}$

On admet : $e = 15 \text{ cm}$.

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$$e \geq \max(10 ; 15) \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e = 15 \text{ cm.}$$

II.2.2 Les poutres

a. Les poutres principales (sens-y)

- Hauteur h :

On a $L = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$

D'où : $520/15 \leq h \leq 520/10 \Rightarrow 34.66 \leq h \leq 52 \text{ cm}$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

- Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 18 \leq b \leq 31.5$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

La poutre principale a donc pour dimensions (30x45) cm².

b. La poutre secondaire (sens x)

- Hauteur h :

On a $L = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$

D'où : $520/15 \leq h \leq 520/10 \Rightarrow 34.66 \leq h \leq 52 \text{ cm}$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

- Largeur :

$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

La poutre secondaire a donc pour dimensions (30x45) cm².

Tableau II. 1: Vérification des sections des poutres selon le RPA (version 2003)

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h > 30$	45	45	Vérifiée
$b > 20$	30	30	Vérifiée
$h/b < 4$	1.5	1.5	Vérifiée

II.2.3 Les poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple en utilisant la formule suivante : [2].

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

λ : élancement d'EULER. $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : longueur de flambement ; $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et Perpendiculaire

au plan de flambement ; $I = \frac{bh^3}{12}$

B : surface de la section du béton

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$)situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$)situation durable.

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e=500\text{MPa}$).

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

A_s : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

- Poteau rectangulaire $Br = (a-0,02) (b-0,02) \text{ m}^2$.

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

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

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,66 N_u$$

Selon RPA 99 modifiée 2003 notre zone est de moyenne sismicité élevée (ZONE III).

- Poteau carré :

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

Section de poteau $(30*30) \text{ cm}^2$.

II.3 Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.3.1 Charges permanentes :

II.3.1.1 Plancher en corps creux :

a. Plancher terrasse inaccessible :

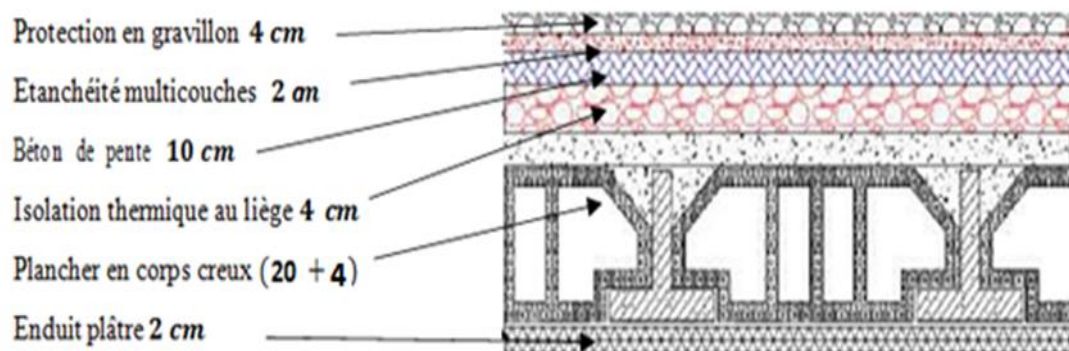


Figure (II.1): Charge permanente due aux planchers terrasse .

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse (inaccessible).

Couche	Epaisseur (<i>cm</i>)	G [kN/m^2]
protection en gravillon	4	0,80
Etanchéité multicouches	02	0,12
Béton de pente	10	2,20
Isolation thermique au liege	4	0,01
Plancher en corps creux	(20 + 4)	3.20
Enduit plâtre	2	0,20
Charge Permanente		6.56

b. Plancher étage courant (corps creux) :

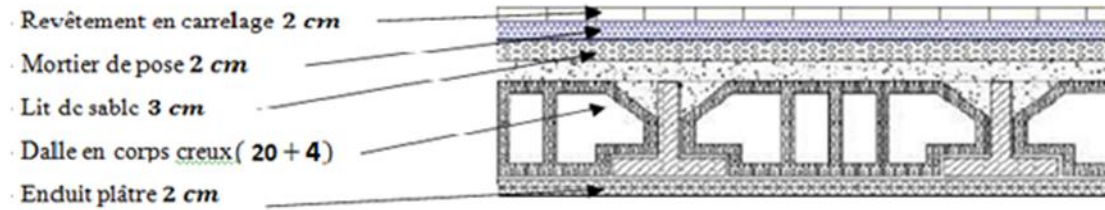


Figure II.2: Charge permanente due aux planchers courant.

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher de l'étage courant.

Designation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	22	0.02	0,44
2- Mortier de pose	20	0.02	0,40
3- Lit de sable	18	0.02	0,36
4- Enduit en ciment	10	0.02	0,20
5- Dale pleine (15cm)	25	0.15	3,75
6- Cloisons légères			1,00
Charge Permanente	G=6,15 KN/m²		

II.3.1.2 Plancher en dalle pleine :

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher en dalle pleine.

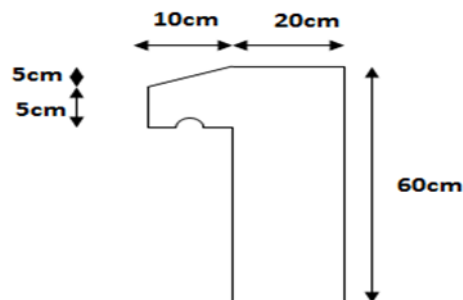
Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
Revêtement en carrelage	2	0,4
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	2	0,36
Dalle en corps creux	(20+ 4)	3.20
Enduit plâtre	2	0,20
Cloisons légers	–	1
Charge Permanente		5.56

II.3.1.3 Maçonnerie :**a. Mur extérieur :****Tableau (II.4) : Charge permanente du mur extérieur (double cloison).**

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1- Enduit de ciment	18	0.02	0.36
2- Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
3- brique creuse	9	0.1	0.90
4- brique creuse	9	0.15	1.30
5- vide d'aire	/	0.05	/
Charge Permanente	G=2,81 KN/m²		

b. Mur intérieur :**Tableau (II.5) : Charge permanente du mur intérieur.**

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1- Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
2- Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
3- Brique creuse	9	0.1	0.90
Charge Permanente	G=1.30 KN/m²		

II.3.1.4 Acrotère : [1].**Figure (II.3) : Dimension de l'acrotère.**

$$GT = G1 + G2 .$$

$$G1 = S * \rho \text{ béton} \dots\dots\dots (\text{poids propre de l'acrotère}).$$

$$G2 = \rho \text{ ciment} * P * e \dots\dots\dots (\text{poids de revêtement du ciment}).$$

On a :

$$S = (0.1 * 0.05) / 2 + (0.2 * 0.6) + (0.05 * 0.1) = 0.1275 \text{ m}^2.$$

$$G1 = 0.1275 * 25 = 3.1875 \text{ KN/ml} ;$$

$$P = 0.6 + 0.2 + 0.1 + 0.05 + 0.5 + 0.11 = 1.56 \text{ m} ;$$

$$P \text{ ciment} = 18 \text{ KN/m}^3 ;$$

$$e = 2 \text{ cm}$$

$$G2 = 18 * 1.56 * 0.02 = 0.562 \text{ KN/ml}.$$

$$GT = 3.1875 + 0.562 = 3.749 \text{ KN/ml}.$$

II.3.2 Les surcharges d'exploitations :

La valeur des surcharges d'exploitation est donnée par le DTR B.C.2.2 comme suite :

Tableau (II.6) : Les surcharges d'exploitation.

Niveau du plancher	Surcharge d'exploitation	Usage
Plancher Terrasse	Q=1KN/m ²	Terrasse inaccessible
Plancher courant	Q=1.5KN/m ²	Usage d'habitation
Plancher du RDC	Q=2.5KN/m ²	Usage de service
Plancher haut de SOUS-SOL	Q=5KN/m ²	Usage commercial

✓ Balcons : Q=3.5KN/m².

✓ Acrotère : Q=1KN/m².

✓ Escaliers : Q=2.5KN/m².

II.4 Descente des charges et pré dimensionnement :

II.4.1 Poteau centrale : « POTEAU H-6 ».

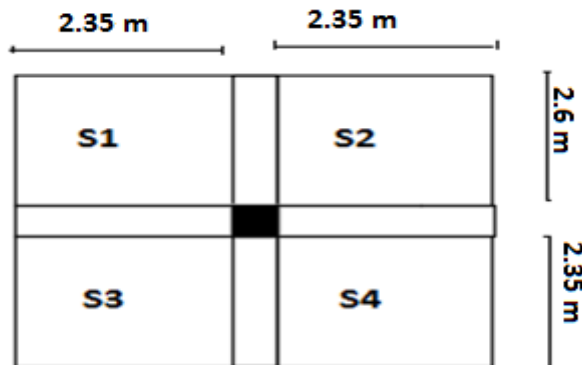


Figure II. 1: Le poteau central.

$S_1=6.11 \text{ m}^2$, $S_2= 6.11\text{m}^2$, $S_3=5.522 \text{ m}^2$, $S_4= 5.522 \text{ m}^2$.

$S_{\text{totale}} = 23.265 \text{ m}^2$

II.4.1.1 Poids propres

a. Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G \times S$

- Plancher terrasse : $p = 6.53 \times 23.26 = 151.88 \text{ KN}$
- Plancher étage courant : $P = 5.56 \times 23.26 = 129.32 \text{ KN}$

b. Poids revenant à chaque poutre :

- Poutres principales : $P = (0.45 \times 0.30) \times 25 \times 4.95 = 16.70 \text{ KN}$
- Poutres secondaires : $P = (0.45 \times 0.30) \times 25 \times 4.70 = 18.86 \text{ KN}$

D'où le poids total de la poutre :

$P = P_p + P_s = 16.70 + 18.86 = 35.56 \text{ KN}$

Ce qui donne : $P = 35.56 \text{ KN}$

c. Poids propre des poteaux :

- Poteau carré :

Section de poteau $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

-poids de poteau RDC : $h = 3.74 \text{ m}$.

$G_{\text{RDC}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.74 = 8.41 \text{ KN}$.

-poids de poteau étages de « 1er » : $h = 3.57$

$$G_{1er} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.57 = 8.03 \text{ KN.}$$

- poids de poteau étages de « 2ème a 9eme » : $h = 3.23 \text{ m.}$

$$G_{2\text{ème}/9\text{ème}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.23 = 7.26 \text{ KN.}$$

- poids de poteau de sous-sol : $h = 3.23 \text{ m.}$

$$G_{ss1/ss2} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.23 = 7.26 \text{ KN.}$$

II.4.1.2 Surcharge d'exploitation Q

- Plancher terrasse :

$$Q = 1 \times 26.25 = 26.25 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant (habitation) :

$$S = 26.25 - 0.3^2 = 26.16 \text{ cm}^2$$

$$Q = 1.5 \times 26.16 = 39.24 \text{ KN}$$

- Plancher du RDC (commercial) :

$$Q = 5 \times 26.16 = 115.8 \text{ KN.}$$

- Plancher du sous-sol (Parking) :

$$Q = 2.5 \times 26.16 = 65.4 \text{ KN}$$

• Dégression de la charge d'exploitation

$$\Sigma 0 = Q_0 \quad [4]$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + S_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma n_i = Q_0 + [(3+n) / 2n]. (Q_1 + Q_2 + \dots Q_n)$$

Tableau II. 2: Dégression de la charge d'exploitation en fonction du nombre d'étage.

Niveau des planchers	Q_i (KN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Q cum (KN/m ²)
9eme	Q_0	1	Q_0	26.25	26.25
8eme	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	26.25 + 39.24	65.49
7eme	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) +$	26.25 + 0,95(39.24 x 2)	100.80
6eme	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	26.25 + 0,9(39.24 x 3)	132.19
5eme	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	26.25 + 0.85(39.24 x 4)	159.66

4eme	Q ₅	1,5	$Q_0+0,80(Q_1+\dots+Q_5)$	$26.25+0.8(39 \times 5)$	183.21
3eme	Q ₆	1,5	$Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_6)$	$26.25+0.75(39.24 \times 6)$	202.83
2eme	Q ₇	1,5	$Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	$26.25+0.714(39.24 \times 7)$	222.35
1 ^{er}	Q ₈	1.5	$Q_0+0,687(Q_1+\dots+Q_8)$	$26.25+0.687(39.24 \times 8)$	241.91
RDC	Q ₉	5	$Q_0+0,667(Q_1+\dots+Q_9)$	$26.25+0.667[(39.24 \times 8) + 115.8]$	312.87
S.S1	Q ₁₀	2.5	$Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	$26.25+0.65[(39.24 \times 8) + 115.8 + 65.4]$	348.07
S.S2	Q ₁₁	2.5	$Q_0+0.636(Q_1+\dots+Q_{11})$	$26.25+0.636[(39.24 \times 8) + 115.8 + (65.4 \times 2)]$	382.74

Tableau II. 3: Récapitulatif des charges permanentes et surcharges

	charges permanentes KN		charges exploitations		Efforts Ns
	G total	G cum	Q plancher	Q cum	Ns=Gc+Qc
9eme	194.70	194.70	26.25	26.25	220.95
8eme	172.14	366.84	39.24	65.49	432.33
7eme	172.14	538.98	39.24	104.73	643.71
6eme	172.14	711.12	39.24	143.97	855.09
5eme	172.14	883.26	39.24	183.21	1066.47
4eme	172.14	1055.4	39.24	222.45	1277.85
3eme	172.14	1227.54	39.24	261.70	1489.23
2eme	172.14	1399.68	39.24	300.93	1700.61
1 ^{er}	172.91	1572.59	39.24	340.17	1912.76
RDC	173.29	1745.88	115.8	455.97	2201.85
S.S1	172.14	1918.02	65.4	521.37	2439.3
S.S2	172.14	2090.16	65.4	586.77	2676.93

Vérification de critère de résistance :

$$\frac{N_{ser}}{1.15B} \leq f_{bv} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Tableau II. 4: Dimensionnement du poteau central.

	Nser=G+Q	Br	a=b	B(RPA)	B(choix)	Section	Nser/1.15B	Nser/1.15B <15
9eme	220.95	145.82	12.07	30x30	30x30	900	2.13	Vérifie
8eme	432.33	285.33	16.89	30x30	30x30	900	4.17	Vérifie
7eme	643.71	424.84	20.61	30x30	30x30	900	6.21	Vérifie
6eme	855.09	564.36	23.75	30x30	30x30	900	8.26	Vérifie
5eme	1066.47	703.87	26.53	30x30	30x30	900	10.30	Vérifie
4eme	1277.85	711.38	26.67	30x30	30x30	900	12.34	Vérifie
3eme	1489.23	982.89	31.35	30x30	35x35	1225	10.57	Vérifie
2eme	1700.61	1122.40	33.50	30x30	35x35	1225	12.07	Vérifie
1 ^{er}	1912.76	1262.42	35.53	30x30	40x40	1600	10.39	Vérifie
RDC	2201.85	1453.22	38.12	30x30	40x40	1600	12.01	Vérifie
S.S1	2439.3	1609.93	40.12	30x30	45x45	2025	10.47	Vérifie
S.S2	2676.93	1766.77	42.03	30x30	45x45	2025	11.49	Vérifie

II.4.2 Poteau d'angle

Détermination de l'effort « Nu » revenant au poteau d'angle « POTEAUE H-02».

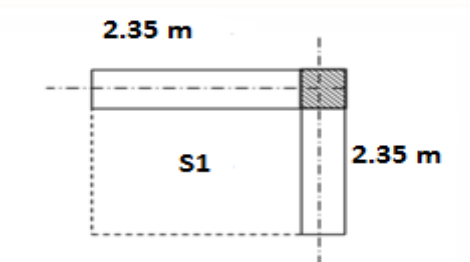


Figure II. 2: Section du poteau de d'angle.

➤ La surface du plancher supportée par ce poteau : 5.5225m².

II.4.2.1 Poids propres

a. Poids revenant à chaque plancher

Poids du plancher $P = G \times S$.

- Plancher terrasse (haut de 9^{ème}) : $P = 6.53 \times 5.5225 = 36.06\text{KN}$.

- Plancher haut de 8^{ème} à 2^{ème} étage : $P = 5.56 \times 5.5225 = 30.70 \text{KN}$.
- Plancher haut de 1^{er} étage et RDC : $P = 5.56 \times 5.522 = 30.70 \text{KN}$.
- Plancher haut de sous-sol : $P = 5.56 \times 5.522 = 30.70 \text{KN}$.

b. Poids revenant à chaque poutre

Pour le sous-sol :

- Poutres principales : $P = (0.45 \times 0.30) \times 25 \times 2.35 = 7.93 \text{KN}$.
- Poutres secondaires : $P = (0.45 \times 0.30) \times 25 \times 2.35 = 7.93 \text{KN}$.

D'où le poids total de la poutre :

$$P = P_p + P_s = 7.93 + 7.93 = 15.86 \text{KN}$$

Ce qui donne : $P = 15.86 \text{KN}$.

Pour les autres étages

Poutres principales : $P = (0.45 \times 0.30) \times 25 \times 2.35 = 7.93 \text{KN}$

Poutres secondaires : $P = (0.45 \times 0.30) \times 25 \times 2.35 = 7.93 \text{KN}$

D'où le poids total de la poutre :

$$P = P_p + P_s = 7.93 + 7.93 = 15.86$$

Ce qui donne : $P = 15.86 \text{KN}$.

c. Poids propre des poteaux

- Poteau carré :

Section de poteau (30*30) cm².

-poids de poteau RDC : $h = 3.74$

$$G_{\text{RDC}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.74 = 8.41 \text{KN}$$

-poids de poteau étages de 1 : $h = 3.57 \text{m}$.

$$G_{1\text{er}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.57 = 8.03 \text{KN}$$

-poids de poteau sous-sol : $h = 3.23 \text{ m}$.

$$G_{\text{SS}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.23 = 7.26 \text{KN}$$

d. Poids propre des murs extérieurs

$$G_{\text{murext}} = G_{\text{murext}} * S_{\text{mur}} = G * [L' * (H_e - h_{pp})]$$

- Murs de RDC:

$$G_{\text{murext}} = 2.81 [4.70 \times (3.74 - 0.45)] = 43.45 \text{ KN.}$$

- Murs des étages: 1er

$$G_{\text{murext}} = 2.81 [4.70 \times (3.57 - 0.45)] = 41.205 \text{ KN.}$$

- Murs des étages: 2 a 9eme

$$G_{\text{murext}} = 2.81 [4.7 \times (3.23 - 0.45)] = 36.715 \text{ KN}$$

e. Poids propre des murs extérieurs

$$G_{\text{murext}} = G_{\text{murext}} * S_{\text{mur}} = G * [L' * (H_e - h_{pp})]$$

- Murs de RDC:

$$G_{\text{murext}} = 2.81 [4.70 \times (3.74 - 0.45)] = 43.45 \text{ KN.}$$

- Murs des étages: 1er

$$G_{\text{murext}} = 2.81 [4.70 \times (3.57 - 0.45)] = 41.205 \text{ KN.}$$

- Murs des étages: 2 a 9eme

$$G_{\text{murext}} = 2.81 [4.7 \times (3.23 - 0.45)] = 36.715 \text{ KN}$$

f. Poids propre de l'acrotère

$$G_{\text{accrotère}} = 3.749 \times 0.1275 = 0.477 \text{ Kn.}$$

II.4.2.2 Les surcharges d'exploitation

- Plancher terrasse : « haut de 9eme étage »

$$Q = 1 \times 5.522 = 5.522 \text{ KN.}$$

- Plancher courant haut de « 1er a 8eme étage » : (habitation)

$$Q = 1.5 \times (5.5225 - 0.3^2) = 8.14 \text{ KN.}$$

- Plancher haut de RDC : (commerciale)

$$Q = 5 \times 5.43 = 27.16 \text{ KN.}$$

- Plancher haut de sous-sol : (parking)

$$Q = 2.5 \times 5.43 = 13.57 \text{ KN.}$$

- Poids propre pour chaque étage :
- 9^{ème} étage (terrasse): $NG = G_{\text{plancherT}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}}$
- 8^{ème} - 2^{ème} étage : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} + G_{\text{pot}} + G_{\text{murext}}$
- 1er étage : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} + G_{\text{pot}} + G_{\text{murext}}$
- RDC : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} + G_{\text{pot}} + G_{\text{murext}}$

II.4.2.3 Loi de dégression

• Dégression de la charge d'exploitation [4]

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma n_i = Q_0 + [(3+n) / 2n] \cdot (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n).$$

Tableau II. 5: Dégression de la charge d'exploitation en fonction du nombre d'étage

Niveau des planchers	Q_i (KN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Q cumulée (KN/m ²)
9 ^{ème}	Q_0	1	Q_0	5.5225	5.5225
8 ^{ème}	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	5.5225+8.14	13.66
7 ^{ème}	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	5.5225+0.95(8.14 x2)	20.98
6 ^{ème}	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.5225+0.9(8.14 x3)	27.50
5 ^{ème}	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	5.5225+0.85(8.14 x4)	33.19
4 ^{ème}	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	5.5225+0.8(8.14 x5)	38.08
3 ^{ème}	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	5.5225+0.75(8.14 x6)	42.15
2 ^{ème}	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	5.5225+0.714(8.14 x7)	46.20
1 ^{er}	Q_8	1.5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	5.5225+0.687(8.14 x8)	50.25
RDC	Q_9	5	$Q_0 + 0,667 \times S(Q_1 + \dots + Q_9)$	5.5225+0.667[(8.14x8)+27.16]	67.07
S.S1	Q_{10}	2.5	$Q_0 + 0,65 \times S(Q_1 + \dots + Q_{10})$	5.5225+0.65[(8.14x8)+27.16+13.57]	74.32
S.S2	Q_{11}	2.5	$Q_0 + 0,636 \times S(Q_1 + \dots + Q_{11})$	5.5225+0.636[(8.14x8)+27.16+(13.57 x2)]	81.47

Tableau II. 6: Récapitulatif des charges permanentes et surcharges.

NIV	Charges permanentes KN		Charges exploitations		Efforts Nser
	G total	G cum	Q plancher	Q cum	Nser=Gc+Qc
9eme	51.92	51.92	5.5225	5.5225	57.44
8eme	90.53	142.45	13.66	19.18	161.63
7eme	90.53	232.98	20.98	40.16	273.14
6eme	90.53	323.51	27.50	67.66	391.17
5eme	90.53	414.04	33.19	100.85	514.89
4eme	90.53	504.57	38.08	138.93	643.50
3eme	90.53	595.1	42.15	181.08	776.18
2eme	90.53	685.63	46.20	227.28	912.91
1 ^{er}	95.79	781.42	50.25	277.53	1058.95
RDC	98.42	879.84	67.07	344.60	1224.44
S.S1	90.53	970.37	74.32	418.92	1389.29
S.S2	90.53	1060.9	81.47	500.39	1561.29

- Vérification de critère de résistance

$$\frac{N_{ser}}{1.15B} \leq f_{bv} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Tableau II. 7: Dimensionnement du poteau d'angle.

NIV	Nser=G+Q	Br	a=b	B(RPA)	B(choix)	Section	Nser/1.15B	Nser/1.15B <15
9eme	57.44	37.91	6.15	30x30	30x30	900	0.55	Vérifie
8eme	161.63	106.67	10.32	30x30	30x30	900	1.56	Vérifie
7eme	273.14	180.27	11.42	30x30	30x30	900	2.63	Vérifie
6eme	391.17	258.17	16.06	30x30	30x30	900	3.77	Vérifie
5eme	514.89	339.82	18.43	30x30	30x30	900	4.97	Vérifie
4eme	643.50	424.71	20.16	30x30	30x30	900	6.21	Vérifie
3eme	776.18	512.27	22.63	30x30	30x30	900	7.49	Vérifie
2eme	912.91	602.52	24.54	30x30	30x30	900	8.82	Vérifie
1 ^{er}	1058.95	698.90	26.43	30x30	30x30	900	10.23	Vérifie
RDC	1224.44	808.13	28.42	30x30	30x30	900	11.83	Vérifie
S.S1	1389.29	916.93	30.28	30x30	35x35	1225	9.98	Vérifie
S.S2	1561.29	1030.45	32.10	30x30	35x35	1225	11.08	.Vérifie

II.4.3 Poteau de rive

Détermination de l'effort « Nu » revenant au poteau de rive « POTEAUE H-7 ».

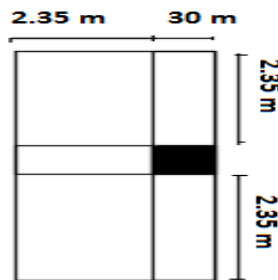


Figure II. 3: Section du poteau de rive.

- La surface du plancher supportée par ce poteau : 11.045m².

II.4.3.1 Poids propres

a. Poids revenant à chaque plancher

Poids du plancher $P = G \times S$.

- Plancher terrasse (haut de 9^{ème}) : $P = 6.53 \times 11.045 = 72.12 \text{ KN}$.
- Plancher haut de 9^{ème} à 2^{ème} étage : $P = 5.56 \times 11.045 = 61.41 \text{ KN}$.
- Plancher haut de 1^{er} étage et RDC : $P = 5.56 \times 11.045 = 61.41 \text{ KN}$.
- Plancher haut de sous-sol : $P = 5.56 \times 11.045 = 61.41 \text{ KN}$.

c. Poids revenant à chaque poutre

Pour le sous-sol :

- Poutres principales : $P = (0.45 \times 0.30) \times 25 \times 4.7 = 15.86 \text{ KN}$.
- Poutres secondaires : $P = (0.45 \times 0.30) \times 25 \times 2.35 = 7.93 \text{ KN}$.

D'où le poids total de la poutre :

$$P = P_p + P_s = 15.86 + 7.93 = 23.79 \text{ KN}$$

Ce qui donne : $P = 23.79 \text{ KN}$.

Pour les autres étages :

- Poutres principales : $P = (0.45 \times 0.30) \times 25 \times 4.7 = 15.86 \text{ KN}$.
- Poutres secondaires : $P = (0.45 \times 0.30) \times 25 \times 2.35 = 7.93 \text{ KN}$.

D'où le poids total de la poutre :

$$P = P_p + P_s = 15.86 + 7.93 = 23.79 \text{ KN}$$

Ce qui donne : $P = 23.79 \text{ KN}$.

d. Poids propre des poteaux

- Poteau carré :

Section de poteau (30*30) cm²

-poids de poteau RDC : h=3.74 m.

$$G_{RDC}=0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.74=8.41 \text{ KN}$$

-poids de poteau étages de « 1er » : h=3.57m

$$G_{1er/9eme}=0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.57=8.03 \text{ KN.}$$

-poids de poteau étages de « 2er a 9eme » : h=3.23m

$$G_{1er/9eme}=0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.23=7.26 \text{ KN.}$$

-poids de poteau sous-sol : h=3.23 m

$$G_{SS}=0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.23=7.26 \text{ KN.}$$

f. Poids propre des murs extérieurs

$$G_{\text{mur ext}} = G_{\text{mur ext}} * S_{\text{mur}} = G * [L' * (H_e - h_{pp})]$$

-Murs de RDC:

$$G_{\text{mur ext}} = 2.81 [4.7 \times (3.74 - 0.45)] = 43.45 \text{ KN.}$$

- Murs de étages: 1er

$$G_{\text{murext}} = 2.81 [4.7 \times (3.57 - 0.45)] = 41.205 \text{ KN}$$

- Murs des étages: 2 a 9eme

$$G_{\text{murext}} = 2.81 [4.7 \times (3.23 - 0.45)] = 36.715 \text{ KN}$$

g. Poids propre de l'acrotère

$$G_{\text{acrotère}} = 3.749 \times 0.1275 = 0.477 \text{ kN.}$$

II.4.3.2 Les surcharges d'exploitation

- Plancher terrasse : « haut de 9eme étage »

$$Q = 1 \times 11.045 = 11.045 \text{ KN.}$$

- Plancher courant haut de « 1er a 8eme étage » : (habitation)

$$Q = 1.5 \times 11.045 = 16.56 \text{ KN.}$$

- Plancher haut de RDC : (commercial)

$$Q=5 \times 11.045=55.225 \text{KN.}$$

- Plancher haut de sous-sol : (parking)

$$Q=2.5 \times 11.13= 27.82 \text{KN}$$

Poids propre pour chaque étage :

- 9^{eme} étage : $NG = G_{\text{plancherT}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} + G_{\text{accrotère}}$
- 8^{eme} - 2^{eme} étage : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} + G_{\text{pot}} + G_{\text{mur ext}}$
- 1er étage : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} + G_{\text{pot}} + G_{\text{mur ext}}$
- RDC : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} + G_{\text{pot}} + G_{\text{mur ext}}$
- Sous-sol : $NG = G_{\text{plancher}} + G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} + G_{\text{pot}} + G_{\text{mur ex}}$

Tableau II. 8: Dégression de la charge d'exploitation en fonction du nombre d'étage.

Niveau des planchers	Q_i (KN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Q cumulée (KN/m ²)
Terrasse	Q_0	1	Q_0	11.045	11.045
Haut de 8 ^{eme}	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	$11.045 + 16.56$	27.60
Haut de 7 ^{eme}	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	$11.045 + 0,95(16.56 \times 2)$	42.50
Haut de 6 ^{eme}	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	$11.045 + 0,9(16.56 \times 3)$	55.75
Haut de 5 ^{eme}	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	$11.045 + 0,85(16.56 \times 4)$	67.34
Haut de 4 ^{eme}	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	$11.045 + 0,8(16.56 \times 5)$	77.28
Haut de 3 ^{eme}	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	$11.045 + 0,75(16.56 \times 6)$	85.56
Haut de 2 ^{eme}	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	$11.045 + 0,714(16.56 \times 7)$	93.81
Haut de 1 ^{er}	Q_8	1.5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	$11.045 + 0,687(16.56 \times 8)$	102.05
Haut de RDC	Q_9	5	$Q_0 + 0,667 \times S(Q_1 + \dots + Q_9)$	$11.045 + 0,667[(16.56 \times 8) + 55.56]$	136.46
Haut de S.SOL	Q_{10}	2.5	$Q_0 + 0,65 \times S(Q_1 + \dots + Q_{10})$	$11.045 + 0,65[(16.56 \times 8) + 55.56 + 27.82]$	151.35
Haut de S.SOL	Q_{11}	2.5	$Q_0 + 0,636 \times S(Q_1 + \dots + Q_{11})$	$11.045 + 0,636[(16.56 \times 8) + 55.56 + 27.82 + 27.82]$	166.02

Tableau II. 9: Récapitulatif des charges permanentes et surcharges.

NIV	Charges permanentes KN		Charges exploitations		Efforts Nser
	G total	G cum	Q plancher	Q cum	Nser=Gc+Qc
9eme	96.38	96.38	11.045	11.045	107.42
8eme	129.17	225.55	16.56	27.60	253.15
7eme	129.17	354.72	16.56	42.50	397.22
6eme	129.17	483.83	16.56	55.75	539.58
5eme	129.17	613.06	16.56	67.34	680.40
4eme	129.17	742.23	16.56	77.28	819.51
3eme	129.17	871.40	16.56	85.56	957.37
2eme	129.17	1000.57	16.56	93.81	1094.38
1 ^{er}	134.43	1135.00	16.56	102.05	1237.05
RDC	137.06	1272.06	55.65	136.46	1408.52
S.S1	129.17	1401.23	27.82	151.35	1552.58
S.S2	129.17	1530.4	27.82	166.02	1696.06

- Vérification de critère de résistance

$$\frac{N_{ser}}{1.15B} \leq \sigma_{bv} = 0.6F_{c28} = 15Mpa$$

Tableau II. 10: Dimensionnement du poteau de rive.

NIV	Nser=G+Q	Br	a=b	B(RPA)	B(choix)	Section	Nser/1.15B	Nser/1.15B <15
9eme	107.42	70.89	8.42	30x30	30x30	900	1.03	Vérifie
8eme	253.15	167.07	12.92	30x30	30x30	900	2.44	Vérifie
7eme	397.22	262.16	16.19	30x30	30x30	900	3.83	Vérifie
6eme	539.58	356.12	18.87	30x30	30x30	900	5.21	Vérifie
5eme	680.40	449.06	21.19	30x30	30x30	900	6.57	Vérifie
4eme	819.51	540.87	23.25	30x30	30x30	900	7.91	Vérifie
3eme	957.37	631.86	25.13	30x30	30x30	900	9.24	Vérifie
2eme	1094.38	722.29	26.87	30x30	30x30	900	10.57	Vérifie
1 ^{er}	1237.05	816.45	28.57	30x30	30x30	900	11.95	Vérifie
RDC	1408.52	929.62	30.48	30x30	35x35	1225	9.99	Vérifie
S.S1	1552.58	1024.70	32.01	30x30	35x35	1225	11.02	Vérifie
S.S2	1696.06	1119.39	33.45	30x30	35x35	1225	12.03	Vérifie

➤ **Conclusion**

Le choix final des sections se récapitule dans ce tableau.

Tableau II. 11: choix final des sections de poteaux

Niveau	CHOIX FINAL
9 ^{ème} étage	30x30
8 ^{ème} étage	30x30
7 ^{ème} étage	30x30
6 ^{ème} étage	30x30
5 ^{ème} étage	30x30
4 ^{ème} étage	30x30
3 ^{ème} étage	35x35
2 ^{ème} étage	35x35
1 ^{er} étage	40x40
RDC	40x40
S/Sol 1	45x45
S/Sol 2	45x45

II.5 Vérification des poteaux au flambement

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = L_f / i \leq 50 \quad [2]$$

Avec :

λ : Elancement du poteau . L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 l_0$).

i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$. B : Section transversale du Poteau ($B=h \cdot b$).

l_0 : Longueur libre du poteau .

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times 0.7 \times l_0$$

$$\lambda = 2.42 \times l_0 / b$$

Poteau 45x45 :

- « Sous-soul »

$$\lambda = 2.42 \times 2.78 / 0.45 = 16.81 < 50.$$

Poteau 40x40:

- De RDC

$$\lambda = 2.42 \times 3.29 / 0.40 = 19.90 < 50.$$

Poteau 40x40 :

- De 1^{er} étages :

$$\lambda = 2.42 \times 3.12 / 0.40 = 18.87 < 50.$$

Poteau 35x35 :

- De 2^{eme} étage :

$$\lambda = 2.42 \times 2.78 / 0.35 = 19.22 < 50.$$

Poteau 30x30 :

- De 3^{eme} et 9^{eme} étages :

$$\lambda = 2.42 \times 2.78 / 0.30 = 22.42 < 50$$

Conclusion : Toutes les sections des poteaux sont conformes aux conditions de flambement.

II.6 Voiles

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

L'épaisseur des voiles donne par la formule suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

h_e : hauteur libre de l'étage.

a : L'épaisseur des voiles.

- 1^{er} étages :

$$H_e = 3.57 - 0.45 = 3.12 \text{ m.}$$

$$a \geq 2.12 / 0.20 = 15.6 \text{ cm on prend } a = 20 \text{ cm.}$$

-RDC :

$$H_e = 3.74 - 0.45 = 3.29 \text{ m.}$$

$$a \geq 3.29 / 0.20 = 16.45 \text{ cm on prend } a = 20 \text{ cm.}$$

- De 2^{eme} et 9^{eme} étages :

$$H_e = 3.23 - 0.45 = 2.78 \text{ m.}$$

$$a \geq 2.78 / 0.20 = 13.9 \text{ cm on prend } a = 15 \text{ cm}$$

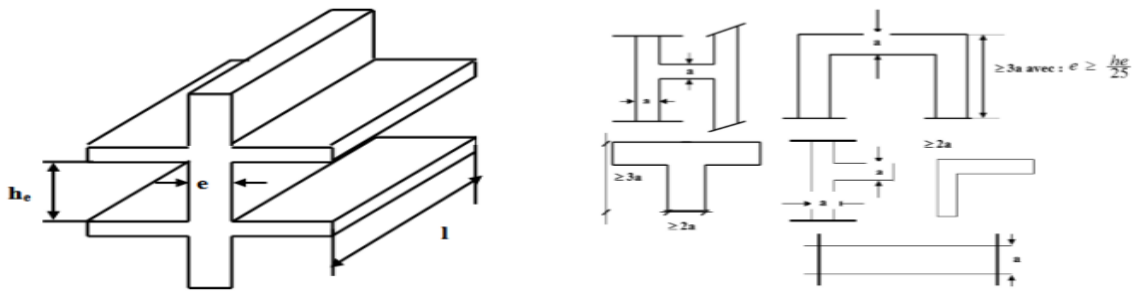


Figure II. 4: Schéma du voile.

II.7 Conclusion

A ce niveau on a dimensionné tous les éléments qui contiennent notre structure, en respectant les règles de BAEL, et le règlement Parasismique Algérien (RPA version 2003).

CHAPITRE III :

« Ferrailage des éléments secondaire »

III.1 Acrotère [1]

III.1.1 Définition

L'acrotère est un élément non structural, il assure la sécurité des personnes au niveau de la terrasse,

Il sera calculé comme une console encastrée sur le plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G et à une charge horizontale. Le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur.

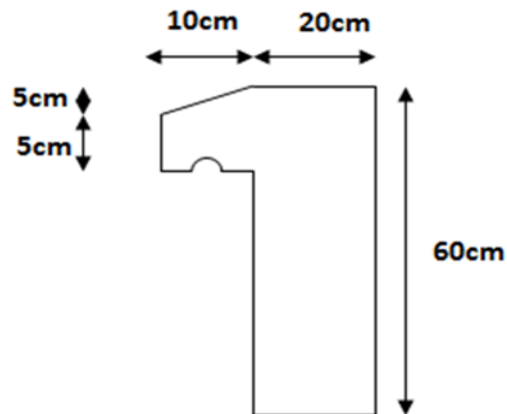


Figure III. 1: Dimension de l'acrotère.

III.1.2 Evaluation des charges

a. Charges permanentes :

$$G = 3.749 \text{ KN/ml}$$

b. Charge d'exploitation

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p).

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ (selon RPA).

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le Tableau (4.1) du RPA, pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

Notre projet est implanté en zone III et classé en groupe 2, ce qui donne une valeur d' $A = 0,25$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [1].

On a un élément en console alors $C_p=0,8$.

W_P : Poids de l'acrotère =3.749 kN.

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 3.749 = 2.999 \text{ kN}$

$Q_h = \text{Max}(1,5Q ; F_p)$

- Donc pour une bande de 1m de largeur

$G=3.749 \text{ kN/ml}$ et $Q_h=2.999 \text{ kN/ml}$

III.1.3 Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$N_u = 1,35G = 5.06 \text{ kN}$

$M_u = 1,5 \times Q_h \cdot h = 2.70 \text{ kN.m}$

$T_u = 1,5 \times Q_h = 4.498 \text{ kN}$

E.L.S :

$N_{ser} = G = 3,749 \text{ kN}$

$M_{ser} = Q_h \times h = 1.799 \text{ kNm}$

$T_{ser} = Q_h = 2.999 \text{ kN}$

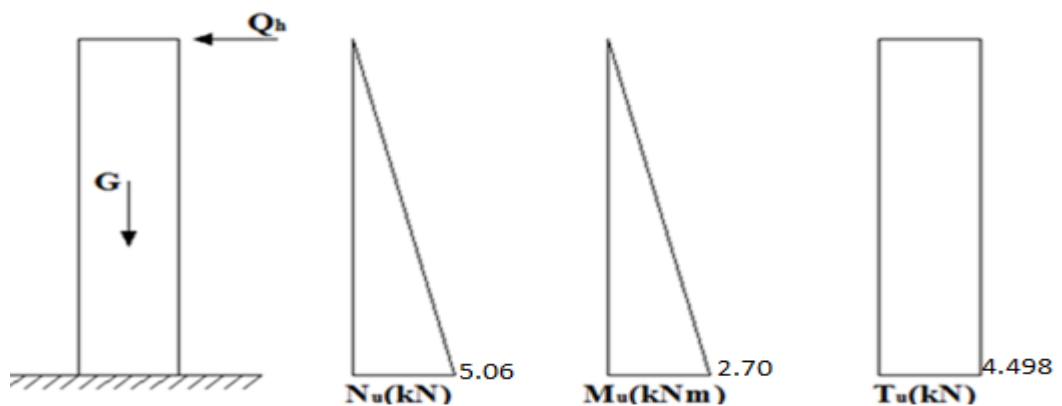


Figure III. 2: Efforts internes et moment.

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère

$h=20\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=5\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

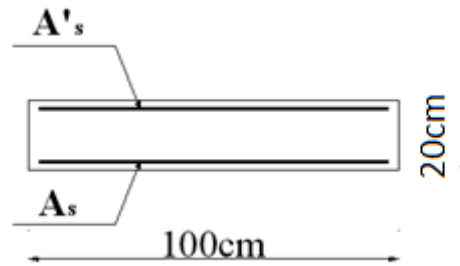


Figure III. 3: Coupe verticale de l'acrotère.

a. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.70}{5.06} = 53.35\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{20}{2} - 5 = 5\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

b. Calcul du moment fictif « Mf »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2.95\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,00925$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0116$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14.826\text{cm}$$

$$\mu = 0,00625 < 0,0154 \Rightarrow \zeta_s = 10\%h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.782\text{MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 45.76\text{mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 34.122 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,34 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5 Vérification

a. Vérification de la section d'acier selon le BAEL91

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité

$$A_s^{\min} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \quad f_e = 500 \text{ MPa}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad d = 15 \text{ cm} \quad c = c' = 5 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \{ 2 \text{ cm}^2; 1,45 \text{ cm}^2 \}^2$$

Donc : choisit finalement pour 6T8 = 3.02 cm²

Avec un espacement $S_T = 15 \text{ cm}$.

b. Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,755 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T8 = 2.01 cm² avec un espacement : $S_T = 25 \text{ cm}$

III.1.6 Vérification des à L'ELS

a. Détermination de l'axe neutre

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,48 \text{ m}$$

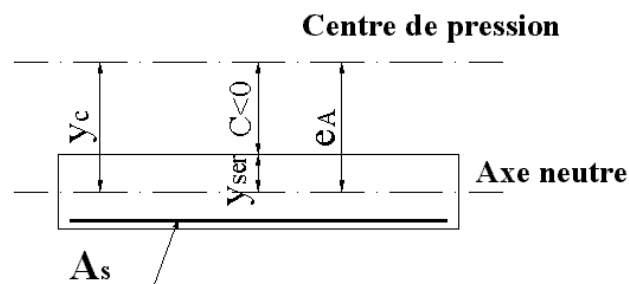


Figure III. 4: distance de l'axe neutre.

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée ($C=d-e_A$)

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 53cm \Rightarrow C = -38cm \quad (c < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** »..... [1].

On doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre

Avec :

$$n = 15 ; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -4187,946 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 102109,138 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -4,55.10^8$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,98 \Rightarrow \phi = 168,521^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 74,72$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -74,55cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 41,59cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 32,958cm$$

La solution qui convient est : $y_c = 41,59 cm$

$$\text{Car : } 0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{ser} = 41,59 - 38 = 3,59 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,59 \text{ cm} \\ y_c = 41,59 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 7439,796 \text{ cm}^4 ; n = 15$$

c. Vérification des contraintes

1. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{3,749 \cdot 10^3 \times (41,59 \cdot 10)}{74397960} \right) \times (3,59 \cdot 10) = 0,752 \text{ MPa}$$

$< \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2. Contrainte du l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_y}) \right\} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 35,869 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 27,00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

a. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,698 \cdot 10^3}{150 \cdot 1000} = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

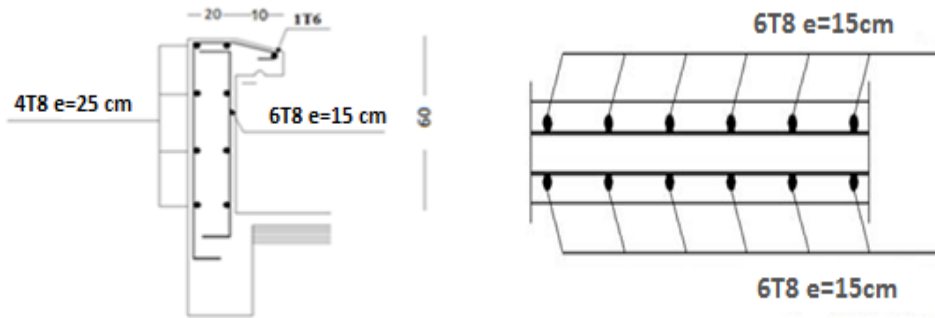


Figure III. 5: Schéma de Ferrailage d'un acrotère.

III.2 Etude des balcons (type 1)

III.2.1 Introduction

Le balcon se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre (G).
- La surcharge d'exploitation (Q).
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur (F).
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde-corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

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

L (la portée libre) = 180cm

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$

$$\frac{180x}{50} \leq e \leq \frac{180}{40} \quad 3,6 \leq e \leq 4,5$$

Avec : e : épaisseur de la dalle pleine

On prend : $e = 15\text{cm}$

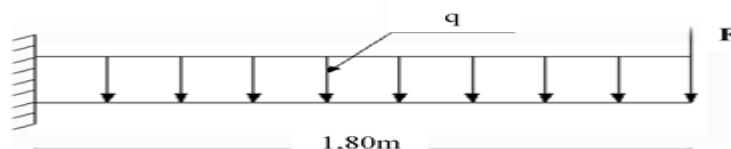


Figure III. 6: Schéma statique du balcon.

a. Evaluation des charges [3]

- Charge permanente : $G=6,15\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q=3,5\text{kN/m}^2$
- Charge concentré : $F=1,62\text{kN/m}^2$

Moment dû à la main courante :

$$M_{mc} = Q' \times H = 1 \times 1 = 1\text{kNm}$$

Avec :

Q' : force du à la min 1kN

H : hauteur de garde-corps 1m

b. Combinaison des charges

Tableau III. 1: Les combinaisons des charges à ELU et ELS

	ELU	ELS
Q (kN/m)	13,55	9,65
F (kN)	2,19	1,62
M_{mc} (kNm)	1,5	1

c. Calcul des efforts internes

- PAR RDM : $0 \leq x \leq 1,80\text{m}$

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- **Moment fléchissant** : $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{mc}\right)$.
- **Effort tranchant** : $T(x) = (qx + F)$.

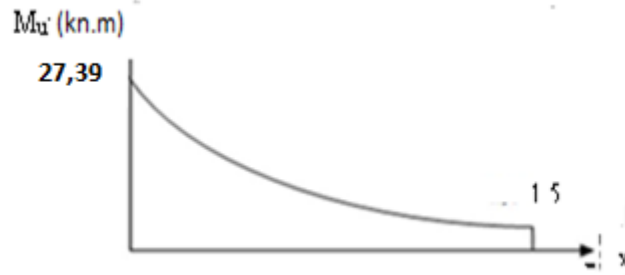


Figure III. 7: Diagramme du moment fléchissant à ELU.



Figure III. 8: Diagramme de l'effort tranchant à ELU.

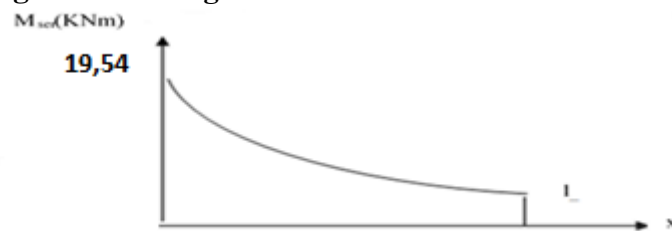


Figure III. 9: Diagramme du moment fléchissant à ELS.

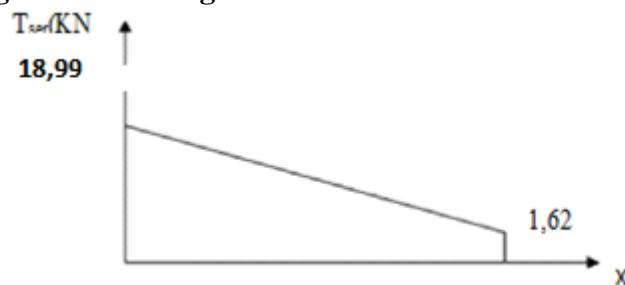


Figure III. 10: Diagramme de l'effort tranchant à ELS.

III.2.2 Calcul de ferrailage

a. Armatures longitudinales

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$

Données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $d = 10\text{cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Tableau III. 2: Ferrailage du Balcon.

$Mu(kN.m)$	μ	$\mu < \mu_R$	$As'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$As(cm^2)$	le choix	$As(cm^2)$	esp (cm)
13,69	0,096	Oui	0	0,126	9,49	3,31	10T10	7,85	20

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min^* : (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie.} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min : 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc : Espacement vérifié

b. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.96 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3.92 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 10T8/ml=5,02cm²

Avec : $S_t=20\text{cm}$

III.2.3 Vérification nécessaire

a. Condition de non fragilité

$$A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 10 \times (2,1/500).$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = 0.96 \text{ cm}^2.$$

Alors : $A_s \text{ choisi} > A_{s \min}$ Condition vérifiée.

b. Vérification à l'effort tranchant

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{26.58 * 10^3}{1000 \times 100} = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

c. Vérification des contraintes

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- Position de l'axe neutre « y » :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 * 3.93(125 - y) = 0 \Rightarrow y = 3.49cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

- Moment d'inertie « I » :

$$I = \frac{100}{3}3.29^3 + 15 * 3.92(125 - 3.29)^2 \Rightarrow I = 6920.96cm^4$$

Avec : n=15 ; η=1,6(H.A) ; c'=5cm ; d=10 cm ; b=100cm ; As'=0

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I}(d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3}fe; \max(0,5fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 201,6MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 3: Vérification des contraintes

$M_{ser} (kNm)$	$A_s (cm^2)$	$\sigma_b (Mpa)$	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s (Mpa)$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
11,66	7.85	5,27	vérifié	71,45	vérifié

d. Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{fe}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{h}{L} = 0,043 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,00716 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,048 < 0,65 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

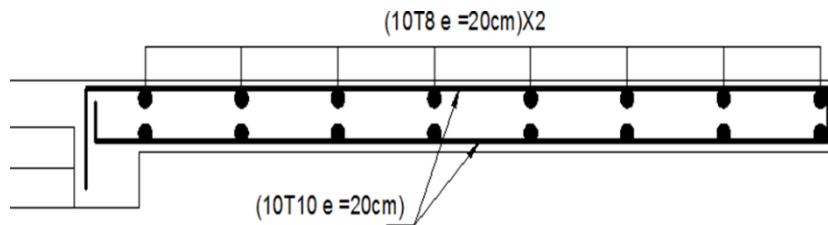


Figure III. 11: Schéma de ferrailage du balcon.

III.3 Etude des balcons (type 2)

III.3.1 Epaisseur du balcon

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

$$e \geq L/10$$

$$L \text{ (la portée libre)} = 360\text{cm}$$

$$e \geq L/10 \quad e = 36 \text{ cm}$$

e = épaisseur de la dalle

On suppose l'épaisseur : $e = 25\text{cm}$

a- Evaluation des charges [3]

- Charge permanente : $G = 8,65\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3,5\text{kN/m}^2$
- Charge concentrée : $F = 1,62\text{kN/m}^2$

Moment dû à la main courante :

$$M_{mc} = Q' \times H = 1 \times 1 = 1\text{kNm} \text{ Avec :}$$

Q' : force due à la min 1kN

H : hauteur de garde-corps 1m

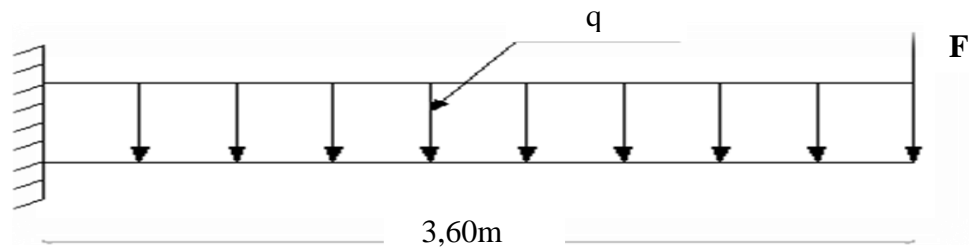


Figure III. 12: Schéma statique du balcon.

b- Combinaison des charges

Tableau III. 4: Les combinaisons des charges à ELU et ELS

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>Q (kN/m)</i>	16,93	12,15
<i>F (kN)</i>	2,19	1,62
<i>Mmc (kNm)</i>	1,5	1

e. Calcul des efforts internes

- PAR RDM : $0 \leq x \leq 3,6 \text{ m}$

- La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

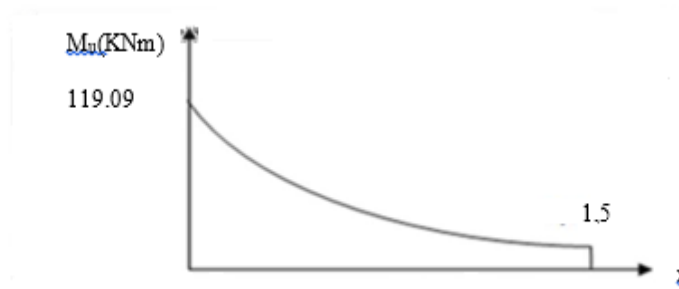


Figure III. 13: Diagramme du moment fléchissant à ELU.



Figure III. 14: Diagramme de l'effort tranchant à ELU.

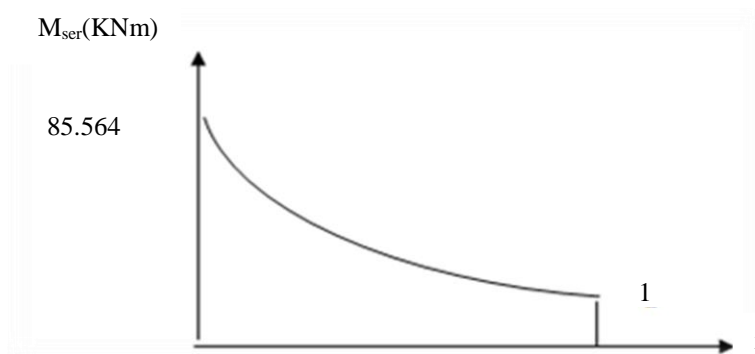


Figure III. 15: Diagramme du moment fléchissant à ELS.



Figure III. 16: Diagramme de l'effort tranchant à ELS.

III.3.2 Calcul de ferrailage**a. Armatures longitudinales**

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$.

Données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $d = 20 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Tableau III. 5: Ferrailage du Balcon.

$Mu(kN.m)$	μ	$\mu < \mu_R$	$As'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$As(cm^2)$	le choix	$As(cm^2)$	esp (cm)
59.54	0,105	Oui	0	0,138	18.89	7.25	14T12	7.92	15

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie.} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentré} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ cm} \\ S_t \leq \min \quad S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Espacement vérifié.} \\ 22 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.3.3 Armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.98 \leq A_r \leq 3.96 \text{ m}^2$$

Le choix est de : 10T8/ml = 5.02 cm² Avec : S_t = 20 cm.

III.3.4 Vérifications nécessaires [1]**a. Condition de non fragilité**

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 20 \times (2,1/500).$$

$$A_{s \text{ min}} = 1,95 \text{ cm}^2.$$

Alors : A_s choisi > A_s min.....Condition vérifiée.

b. Vérification à l'effort tranchant

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{63 \cdot 138 \cdot 10^3}{1000 \times 20} = 0.315 \text{ MPa} \quad (\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée})$$

c. Vérification des contraintes

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- Position de l'axe neutre « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \cdot 7.92 (20 - y) = 0 \Rightarrow y = 8.08 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie « I » :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} 8.08^3 + 15 \cdot 7.92 (20 - 8.08)^2 \Rightarrow I = 34463 \cdot 668 \text{ cm}^4$$

Avec : $n=15$; $\eta=1,6$ (H.A) ; $c'=5\text{cm}$; $d=20\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A_s'=0$.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe ; \max(0,5 fe ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 6: Vérification des contraintes.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
42.782	7.85	10.03	vérifié	218.61	vérifié

d. Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche .

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{h}{L} = 0,069 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,00603 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,069 < 0,65 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

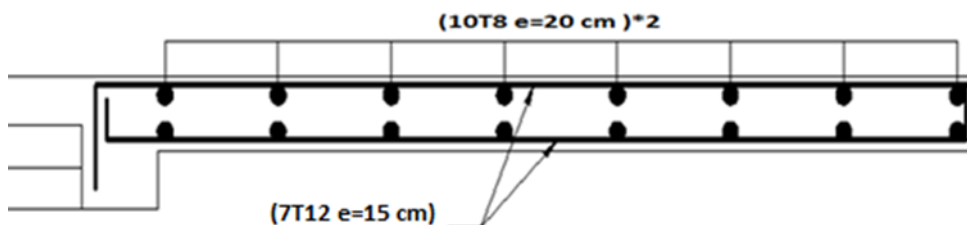
III.3.5 Schéma de ferrailage du balcon

Figure III. 17: schéma de ferrailage de balcon.

III.4 Escalier : (type 1)**III.4.1 Définition**

Un escalier est un élément constitué d'une succession de marches permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

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

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)

- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

III.4.2 Pré dimensionnement

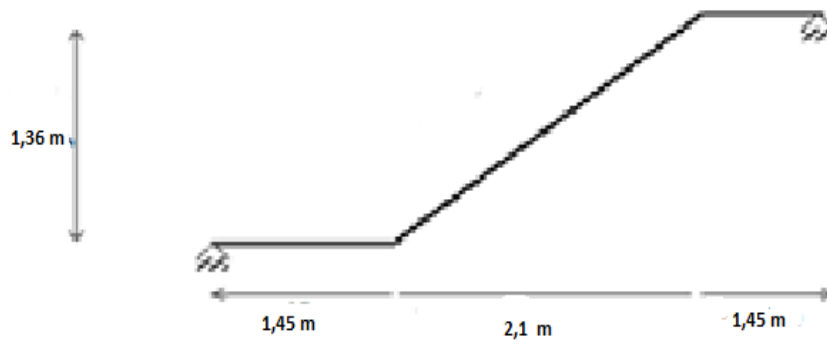


Figure III. 18: Schéma Statique de l'escalier.

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h + g = 64 \dots\dots\dots (1)$$

$$h \times n = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n - 1)g = L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches.

(n-1) : Le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient : $64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$

Avec :

n : La racine de l'équation

H=136, L=210 cm

$$64n^2 - 572n + 272 = 0$$

Solution :

$$n1 = 0.53 \quad . \text{ Refusée.}$$

$$n2 = 8$$

Donc on prend :

Le nombre de contre marche $n=8$

Le nombre des marches $n-1=7$

$$\text{Alors :} \quad h = \frac{H}{n} = 0,17m \quad g = L/n - 1 = 0,30 m$$

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 2h + g = 64$$

b. Détermination de l'épaisseur

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

Avec :

$$l = \sqrt{2.1^2 + 1.36^2} + 1,45 + 1,45 = 5,40m$$

Donc :

$$18 \leq e \leq 27$$

On prend donc l'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse, Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications seront satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.36}{2.10} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32.9$$

III.4.3 Evaluation des charges

a. Charges permanentes

- Palier :

Tableau III. 7: Charge Permanente du palier.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
• Dalle de sol	25	0.0013	0.32
• Mortier de pose	20	0.02	0.4
• Lit de sable	18	0.03	0.54
• Dalle pleine	25	0.20	5
• Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge Permanente	G=6,62KN/m ²		

- Paillasse :

Tableau III. 8: Charge Permanente de paillasse.

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1- Dalle de sol	25	0.0013	0.32
2- Mortier de pose	20	0.02	0.4
3- Enduit de ciment	18	0.02	0.36
4- Poids propre de la paillasse	/	/	5.95
5- Poids propre de la marche	/	/	2.13
6- Garde-corps	/	/	1.00
Charge Permanente	G=10,16 KN/m ²		

- Poutre palière :

Tableau III. 9: Charge Permanente de la poutre palière.

Élément	Charge permanente	G (KN/ml)
1- poids propre de la poutre palier	0.45x0.30x25	3.3755
2- murs extérieure	2.81x(3.74-0.45)	9.24
3- poids venant de paillasse	10.16x2.1	21.33
4- poids venant de palier	6.62x1.45*2	19.188
Charge Permanente	G=53.133 KN/m ²	

$$\text{Poids propre de la paillasse} = \frac{25 \times 0.20}{\cos 32.51} = 5,95$$

$$\text{Poids propre de la marche} = \frac{25 \times 0.17}{2} = 2.13$$

b. Surcharges d'exploitation

- Paillasse et palier :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- La Poutre palière :

$$Q'' = (2.5 \times 2.1) + (2.5 \times 1.45 \times 2) = 12.5 \text{ KN/m}$$

c. Calcul des sollicitations

- **E.L.U :**

$$- q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$- q_{u2} = 1,35G + 1,5Q$$

- **E.L.S :**

$$- q_{ser1} = G + Q$$

$$- q_{ser2} = G$$

Tableau III. 10: Combinaison des charges de l'escalier.

Combinaison	Le palier (kN/m ²)	La paillasse (kN/m ²)
E.L.U :	12.68	17.46
E.L.S :	9.12	12.66

- Les charges équivalentes :

$$ELU_{eq} = \frac{G_1 L_1 + G_2 L_2}{L_1 + L_2} = \frac{12.68 * 1.45 + 12.68 * 1.45 + 17.46 * 2.1}{1.45 + 2.1 + 1.45} = \frac{13.59 \text{ KN}}{m^2}$$

$$ELSeq = \frac{Q_1 L_1 + Q_2 L_2}{L_1 + L_2} = \frac{9.12 * 1.45 + 9.12 * 1.45 + 12.66 * 2.1}{1.45 + 2.1 + 1.45} = \frac{10.60 \text{ KN}}{m^2}$$

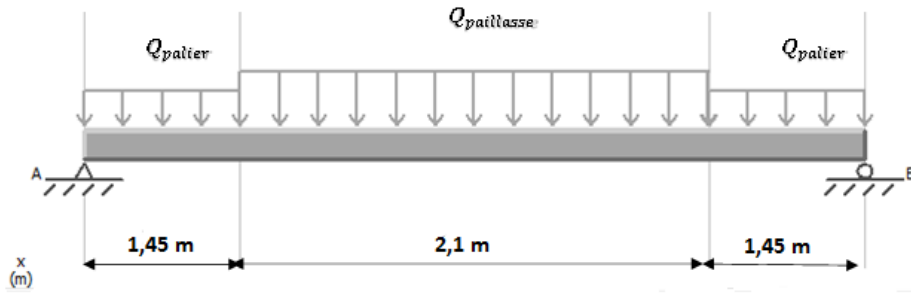


Figure III. 19: Schéma statique de la 1ere Volée

- Le moment isostatique : $M_0 = q \varpi_{eq} \frac{L^2}{8}$
- Moment en travée : $M_t = 0.8M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0.4M_0$

Tableau III. 11: les moments isostatiques.

	q_{eq} (KN/m)	M_0 (KN/m)	M_t (KN/m)	M_a (KN/m)
ELU	13.59	42.46	33.96	16.98
ELS	10.60	33.12	26.49	13.42

III.4.4 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : $b=100\text{cm}$ $h=20\text{cm}$ $C=5\text{cm}$ $d=15\text{cm}$

a. Les armatures longitudinales

- Appui :

Tableau III. 12: ferrailage au niveau de l'appui.

M_a (kN.m)	D	M	$\mu < \mu_r$	AS' (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)
16.98	15	0.053	Oui	0	0.068	14.59	2.69	4T10	3.14

- Travée :

Tableau III. 13: ferrailage au niveau de la travée.

M_t (kN.m)	D	M	$\mu < \mu_r$	AS'(cm ²)	A	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)
33.96	15	0.106	Oui	0	0.140	14.16	5.51	5T14	7.70

III.4.4.1 Vérifications

a. Vérification de la condition de non fragilité [2].

$$A_{min} = 0,23 \cdot bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Leftrightarrow A_{min} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{500} \Leftrightarrow A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$ la condition est vérifiée pour l'appui et la travée.

b. Répartition des barres

- **Armatures longitudinales**

- En appui

$$S_t < \min[3h; 33] [cm] = \min[60; 33] [cm] \Rightarrow S_t < 33 (cm) [4]$$

$$S_t = 25 < 33 [cm] \text{ Condition est vérifiée.}$$

- En travée :

$$S_t < \min[3h; 33] [cm] = \min[60; 33] [cm] \Rightarrow S_t < 33 [cm]$$

$$S_t = 20 < 33 [cm] \text{ Condition est vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$S_t < \min[4h; 45] [cm] = \min[80; 45] [cm] \Rightarrow S_t < 45 [cm]$$

$$S_t = 20 < 45 [cm] \text{ Condition est vérifiée.}$$

b. Vérification des efforts tranchant [3].

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min[0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}]$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \Leftrightarrow \frac{24.7 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,165 \text{ MPa}$$

⇒ $\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis [3].

- Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante :

$$T_{max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

Avec :

$$T_{max} = 24.7 \text{ KN}$$

$$0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_s} \Leftrightarrow 0,4 \times 100 \times (0,9 \times 15) \times \frac{25}{1,5} = 9000 \text{ KN}$$

D'où : $T_{max} = 24.7 \text{ KN} \ll 9000 \text{ KN}$ La condition est vérifiée.

d. L'encrage des barres

La longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi \quad [2]$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{500}{4 \times 2,835} \phi$$

$$\Leftrightarrow L_s = 44.09 \phi$$

Le **BAEL** l'imite $L_s = 50. \phi$ lorsqu'on utilise $f_e E500$

Donc $L_s = 50\phi$.

e. Vérification des contraintes

- Position de l'axe neutre

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)$$

Avec :

$$n=15 \quad d=15\text{cm} \quad b=100\text{cm} \quad A'=0 \quad c=5\text{cm}$$

On doit vérifier que :

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessou :

Tableau III. 14: Vérification des contraintes.

	M_{ser} (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	26.49	7,7	7.15	19301.59	9,81	Vérifiée
Appui	13.42	3.14	4.26	8009.83	7.14	Vérifiée

f. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,36}{5} = 0,272 > 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{4,62}{130 \times 18} = 0,0020 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,277 \geq 0,08 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

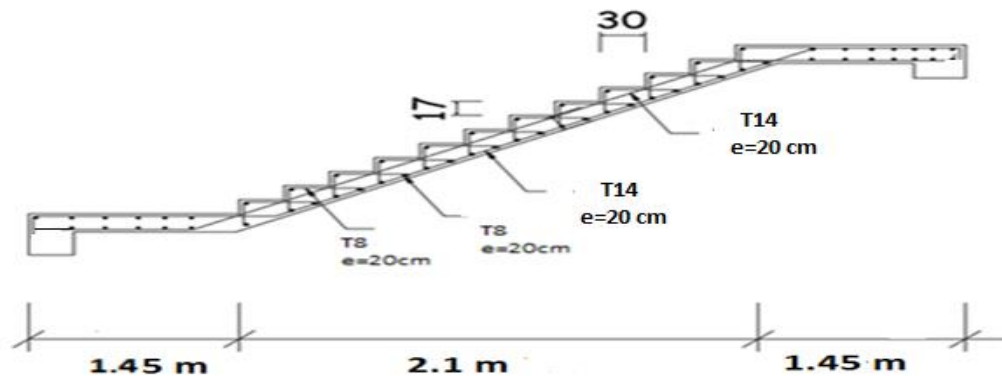


Figure III. 20: Schéma de ferrailage du l'escalier.

III.4.5 La Poutre palière

$$l = \sqrt{2.1^2 + 1.36^2} + 1,45 + 1,45 = 5,40m$$

$$L_{\max} = 5.40 - 0.30 = 5.1m$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 34cm \leq h \leq 51cm$$

On prend : $h = 45cm$.

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 18cm \leq b \leq 31.5cm$$

On prend : $b = 30cm$.

- **Vérification de RPA V2003**

Tableau III. 15: les moments isostatiques

	q (KN/m)	M ₀ (KN/m)	M _t (KN/m)	M _a (KN/m)
ELU	90.48	294.173	235.78	117.892
ELS	65.63	213.379	170.70	85.35

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \quad \Rightarrow \quad 45cm > 30 \\ b \geq 20cm \quad \Rightarrow \quad 30cm > 20 \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad 1.5 < 4 \end{array} \right.$$

Alors on adopte une section de la poutre palière : $(bxh) = (30 \times 45 \text{ cm}^2)$

III.4.5.1 Combinaisons des charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 66.23 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 48.01 \text{ KN/m}$$

III.4.5.2 Détermination des sollicitations

- Le moment isostatique :
- Moment en travée : $M_t = 0.8M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0.4M_0$

III.4.5.3 Calcul de ferrailage

$$\text{On a : } b = 100cm \quad h = 45cm \quad d = 40cm \quad c = 5cm$$

a. Les armatures longitudinales

- Appui :

Tableau III. 16: ferrailage au niveau de l'appui.

M_a (kN.m)	d	μ	$\mu < \mu_r$	AS'(cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)
117.892	40	0.0519	Oui	0	0.066	38.94	6.96	6T14	9,24

- Travée :

Tableau III. 17: ferrailage au niveau de travée.

M_t (kN.m)	d	μ	$\mu < \mu_r$	AS'(cm ²)	A	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)
235.78	40	0.104	oui	0	0.137	37.80	14.34	10T14	15.39

b. Les armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} [cm^2] \Leftrightarrow \frac{6.79}{4} \leq A_r \leq \frac{6.79}{2} [cm^2] \Leftrightarrow 1.76 \leq A_r \leq 3.39 [cm^2]$$

Choix 5T8 : $A_r=2.51cm^2$

c. Espacement minimal

- En travée :

$$St \leq \min(3h ; 33cm) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend : } St=20cm.$$

- Sur appui :

$$St \leq \min(3h ; 33cm) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend : } St=20cm.$$

III.4.5.4 Vérfications des sections d'armatures

a. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23. bd. \frac{f_{t28}}{f_e} \Leftrightarrow A_{min} = 0,23 \times 100 \times 30 \times \frac{2,1}{500} \Leftrightarrow A_{min} = 3.86 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$ la condition est vérifiée pour l'appui et la travée.

b. Vérification à l'ELS• **Béton :**

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

- Travée :

- **Position de l'axe neutre "y" :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$A_s' = 0 ; A_s = 15.39 \text{ cm}^2/\text{ml} ; n = 15 \quad \Rightarrow \quad y = 16.09 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie "I" :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 270824.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{170.7 * 10^3}{270824.51} 16.09 = 10.14 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Appui :

$$\sigma_{bc} = \frac{85.35 * 10^3}{270824.51} 16.09 = 5.07 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8 > 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0038 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,8 \geq 0,08 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

III.5 Escalier : (type 2)**III.5.1 Introduction**

Un escalier a pour but le déplacement à pied d'un niveau à un autre. Il permet de monter ou descendre. La montée et la descente doivent être aisées et sans danger.

On appelle « marche » la partie horizontale (m) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (cm) de ces gradins

III.5.2 Type d'escalier

Ce type d'escalier est un escalier balancé composé d'une volée droite et une volée balancée pas de poutre de palier.

a) Pré dimensionnement

- le nombre de contre marche $n = 22$
- le nombre des marches $n-1 = 21$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse

Alors :

h

$$= H/n = 22 \text{ cm.}$$

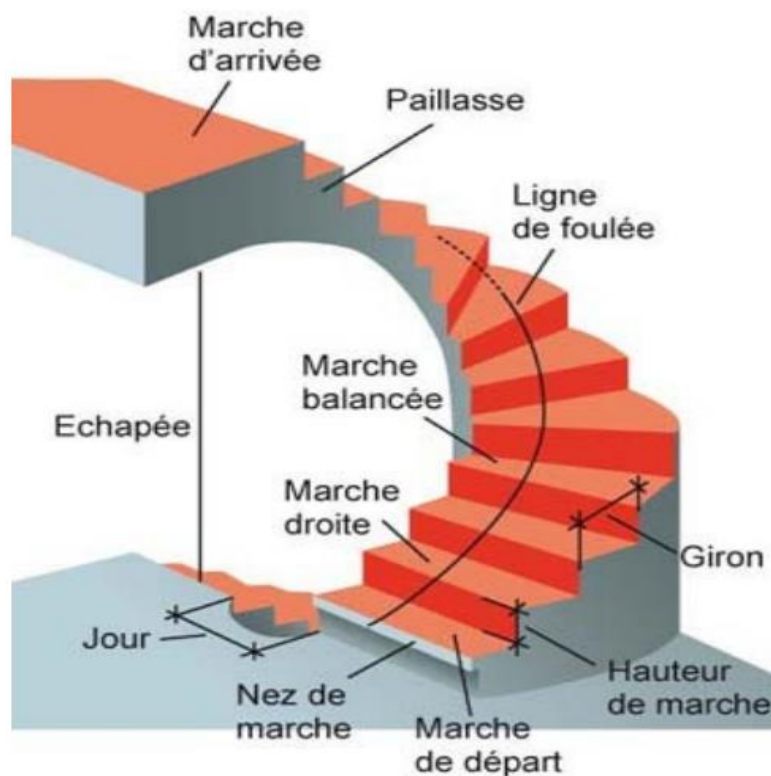


Figure III. 21: Escalier balancer

b) Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g+2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h+g=64 \text{ cm} \\ h=17 \text{ cm} \\ g=30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{vérifié}$$

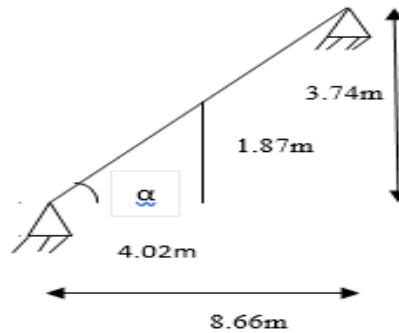


Figure III. 22: dimensionnement d'un volée.

c) Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 28.86 \leq e \leq 43.3 \text{ cm}$$

Avec :

On prend donc l'épaisseur $e=30 \text{ cm}$.

Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L'} = \frac{1.87}{4.02} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 24.96^\circ$$

Résumé $e=30 \text{ cm}$; $h=17 \text{ cm}$; $g=30 \text{ cm}$; $L_{\text{horizontale}}=8.66 \text{ m}$, $\alpha=24.96^\circ$

Figure III. 23: Méthode de calcul de longueur développée de l'hélice

III.5.3 Evaluation Des Charges

- Paillasse :
 - Charges permanentes :

Tableau III. 18: Charges Permanentes de la Paillasse.

N°	composantes	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	$\frac{0.30}{\cos 24.94}$	25	8.27
2	Carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.13
5	Garde corps	-	-	1
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Σ	G=12.60 KN/m ²

III.5.3.1 Schéma statique

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

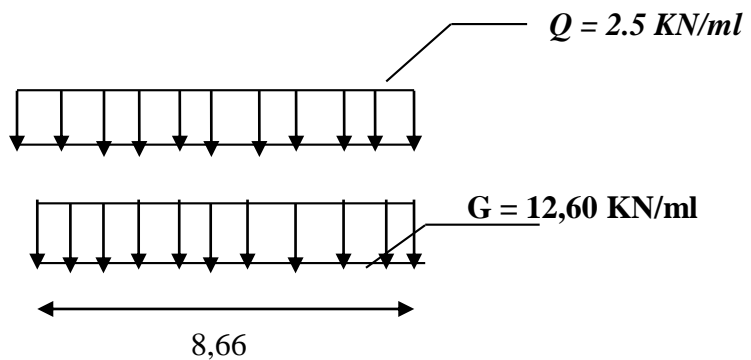


Figure III. 24: Chargement d'escalier.

- **Combinaison Des Charges :**

E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 20,76 \text{ KN/ml}$$

E.L.S

$$q_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow = 16,1 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul des efforts interne :

$$M = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_u = 194,61 \text{ KN.m} ; M_s = 150,92 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{qu.l}{2} \Rightarrow T_u = 89,89 \text{ KN} ; T_s = 69,713 \text{ KN}$$

- **Remarque :**

Notre escalier est encasté partiellement à ses extrémités.

Donc : $M_{\text{appui}} = 0,4 M_u^{\text{max}}$

$M_{\text{travées}} = 0,8 M_u^{\text{max}}$

Tableau III. 19: Charges Permanentes de la Paillasse.

	M appuis (KN.m)	M travées (KN.m)	T max(KN)
ELU	77.84	155.68	89.89
ELS	60.36	120.736	69.713

b) Calcul des armatures

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1ml de largeur *et* fissuration peu nuisible.

Pour le béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

Pour l'acier (FeE500) : $f_e = 500 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 434,782 \text{ MPa}$

$h = 30 \text{ cm}$; $d = 25 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$ (ferrailage pour 1 ml) ; $c = 5 \text{ cm}$

- **Armature principale :**

➤ **En travée :**

$$M_U = 155,68 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.175 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.242$$

$$Z = 225,72 \text{ mm}$$

$$A_s = 15.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5T16 + 5T14 = 17.75 cm²/ml;

$$\text{Espacement} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{esp} = 10 \text{ cm}$$

➤ **Sur appui :**

$$M_U = 77.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.087 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.113$$

$$Z = 238,7 \text{ mm}$$

$$A_s = 7.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 7HA12 = 7.70 cm²/ml;

$$\text{Espacement} = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} \Rightarrow \text{esp} = 10 \text{ cm}$$

c) Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 4.437 \leq A_r \leq 8.87$$

Choix : 5HA12 = 4.95 cm²/ml avec esp = 20 cm

- **Résumé**

On adopte la section d'armature suivante sans faire les vérifications

Tableau III. 20: Ferrailage de l'escalier

	Armatures principales	Armatures de répartition
Travées	5HA14+5HA16	5HA12
Appuis	7HA12	5HA12

d) Vérifications Nécessaires :**1- Vérification à l'ELU :****a- Condition de non fragilité :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} \frac{2,1}{500}$$

➤ En travée :

$$A_s = 17.75 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 2,78 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

➤ Sur appui :

$$A_s = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 2,61 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

b- Contrainte de cisaillement de béton (effort tranchant)

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) \text{ MPa}$$

$$T_{U\max} = 93.09 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{93.09 \cdot 10^3}{1000 \cdot 270} = 0,344 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{-si : } T_u - \frac{M_U}{0,9d} < 0 \quad \Rightarrow \text{ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction} \\ \text{-si : } T_u - \frac{M_U}{0,9d} > 0 \quad \Rightarrow \text{ il faut satisfaire la condition suivante } A_s \geq \frac{T_u - \frac{M_U}{0,9d}}{\sigma_s} \\ T_u - \frac{M_U}{0,9d} = 93.09 \times 10^3 - \frac{80.62 \times 10^6}{0,9 \times 270} = -238.679 \times 10^3 \text{ MPa} < 0 \quad (\text{Les armatures} \\ \text{ne sont soumises à aucun effort de traction}) \end{array} \right.$$

d- Vérification des armatures transversales

$$\tau = \frac{T_{Umax}}{bd} = 0.344 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2- Vérification à l'E.L.S :

La vérification ce fait d'après le " **CBA 93** " .

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

a- Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

- Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) &= 0 \Rightarrow y \\ &= \frac{-n(A_s' + A_s) + \sqrt{n^2(A_s' + A_s)^2 + 2 \cdot b \cdot n \cdot (c' \cdot A_s' + d \cdot A_s)}}{b} \end{aligned}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c=c'=5\text{cm} ; h=30\text{cm} ; d=25\text{cm} ; b=100\text{cm} ; l=8.66\text{m} ; A'=0 \text{ cm}$$

On doit vérifier que:

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

- Application numérique :

Tableau III. 21: Vérification à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm) $\times 10^3$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Obs
Travée	120.736	17.75	14.94	149.9	11.69	15	175.465	250	Vérifiée
Appui	60.36	7.70	9.14	62.29	5.46	15	160.146	250	Vérifiée

1- Vérification de la flèche :

Selon (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \bullet \frac{As}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \bullet \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

Alors :

$$\frac{h}{l} = 0,0115 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Puisque la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \end{array} \right. \quad L = 8.66 \text{ m} > 5 \text{ m}$$

-Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 305.282 \times 10^3 \text{ cm}^4 \quad (\text{Cas d'un rectangle})$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\rho\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s+f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10818,86\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 22: Vérification de la flèche d'escalier

M_{ser} (KNm)	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)
117.368	17.75	0,00616	272.63	3,41	1,36	0,583220	305282	116551.63	194262.793

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 2.845\text{cm} \\ f_v = 5.413\text{cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 2.270\text{cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 9.16\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 2.568\text{cm} < \bar{f} = 9.16\text{cm} \dots \dots \dots$$

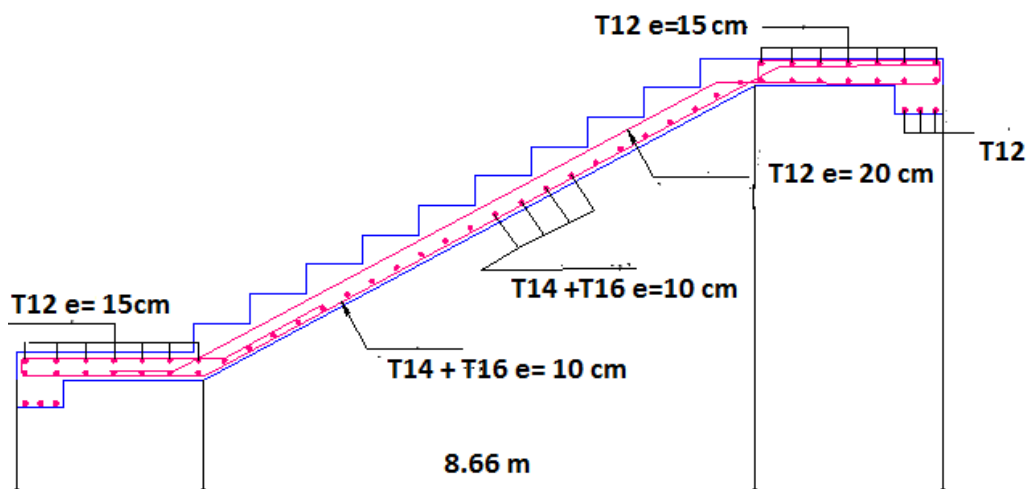


Figure III. 25: schéma de Ferraillage de l'escalier.

III.6 Etude des planchers (corps creux)

III.6.1 Définition

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

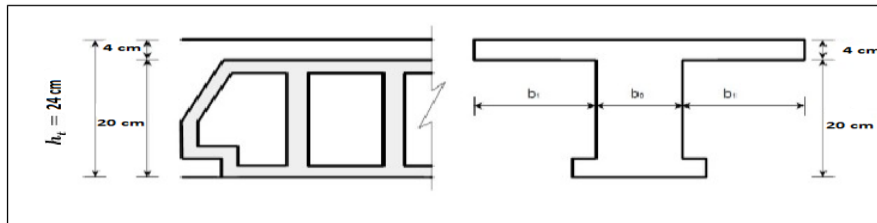


Figure III. 26: Plancher corps creux

III.6.2 Calcul des poutrelles

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

$$b_0 = (0,3 \div 0,5)h_t \rightarrow b_0 = (7,2\text{cm} \div 12\text{cm})$$

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

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

$$L_n = \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{ cm.}$$

III.6.2.1 Méthode de calcul

1- 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**
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable vis-à-vis de la tenue du béton armé et de ses revêtements.

2- 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.

3- Application de la méthode :

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

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

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_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\triangleright M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \beta M_0 \quad \text{Tel que : } \beta = \max(1,05 ; 1 + 0,3\alpha)$$

$$\triangleright M_t > \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0 \quad \beta M_0 \quad \text{Pour une travée de rive}$$

$$\triangleright M_t > \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0 \quad \beta M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

\triangleright 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.

4- Vérification des conditions d'application de la méthode :

$$1- Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) :$$

$$- \text{Terrasse : } Q_{ter} \leq \min (2G_{ter} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (13.06; 5) \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

$$- \text{Etage courant : } Q_{éc} \leq \min (2G_{éc} ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.12 ; 5) \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

$$2- 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,2$$

Tableau III. 23: longueur des 6 travées.

Travée(m)	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6
	5	5	5.5	5.5	5	5
L_i/L_{i+1}	1	0.90	1	1.5	1	

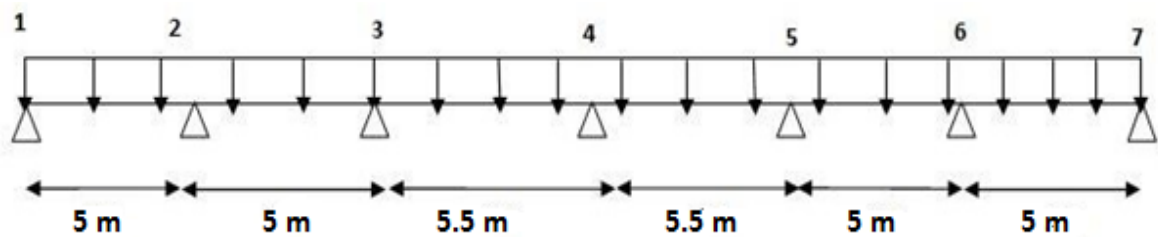


Figure III.13 : schéma statique pour les poutres à 6 travées.

III.6.3 Plancher terrasse**III.6.3.1 Calcul des moments et les efforts tranchants (ELU)**

Les charges :

$$\begin{cases} G = 6,53 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \text{ KN/m}^2.$$

$$P = 0,65 \times q = 6,70 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.132$$

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

Tableau III. 24: Evaluation des moments de plancher terrasse ELU.

Travée (m)	5		5		5.5		5.5		5		5	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7
M_0 (kN. m)	20.94		20.94		25.33		25.33		20.94		20.94	
M_a (kN. m)	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_w
	4.19	10.47	10.47	8.38	10.13	10.13	10.13	10.13	8.3	10.47	10.47	4.19
M_t (kN. m)	12.98		10.89		13.17		13.17		10.89		12.98	
M_t cond1 (kN. m)	14.66		12.56		16.46		16.46		12.56		14.66	

Donc les moments max à ELU sont :

$$M_t(max) = 16.46 \text{ KN. m}$$

$$M_a(max) = 10.47 \text{ KN. m}$$

Tableau III. 25: Evaluation des efforts tranchants de plancher terrasse ELU.

Travée (m)	5		5		5.5		5.5		5		5	
Appuis	2	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7
V_0 (KN)	16,75		16,75		18.42		18.42		16.75		16.75	
V_a (KN)	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0	$1,1V_0$	V_0	$1,1V_0$	V_0
	16,75	18.42	18.42	16,75	18.42	20.26	20.26	18.42	18.42	16.75	18.42	16.75

Donc :

$$V_a (max) = 20.26 \text{ KN}$$

III.6.3.2 Calcul les moments (ELS)

Les charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6, 53 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$q = G + Q = 7, 53 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 0, 65 \cdot q = 4, 89 \text{ KN/ml}$$

$$a = \frac{G+Q}{q} = 0.132$$

$$Q = \max(1, 05 ; 1 + 0, 3a) = 1, 05$$

Tableau III. 26: Evaluation des moments de plancher terrasse ELS.

Travée (m)	5		5		5.5		5.5		5		5	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7
M_0 (KN. m)	15.28		15.28		18.49		18.49		15.28		15.28	
M_a (KN. m)	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	3.05	7.64	7,64	6.11	7.4	7.4	7.4	7.4	6.11	7.64	7.64	3.05
M_t (KN. m)	9.47		7.94		9.61		9.61		7.94		9.47	
$M_t \text{ cond1}$ (KN. m)	10,70		9.17		12.01		12.01		9.17		10.70	

Donc les moments max à **ELS** sont :

$$M_t(\max) = 12.01 \text{ m}$$

$$M_a(\max) = 7.64 \text{ KN. m}$$

III.6.4 Plancher étage courant**III.6.4.1 Calcul les moments et les efforts tranchants (ELU)**

Les charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 9,75 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 0,65 \cdot q = 6,34 \text{ KN/ml}$$

$$a = \frac{G+Q}{q} = 0.212$$

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

Tableau III. 27: Evaluation des moments de plancher étage courant ELU.

Travée (m)	5		5		5.5		5.5		5		5	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7
M_0 (KN.m)	19.81		19.81		23,97		23.97		19.81		19.81	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	3.96	9.90	9.90	7.92	9.59	9.59	9.59	9.59	7.92	9.90	9.90	3.96
M_t (KN.m)	12,48		10,50		12.70		12.70		10.50		12.48	
$M_t \text{ cond1}$ (KN.m)	14.07		12.09		15.81		15.81		12.09		14.07	

Donc les moments max à ELU sont :

$$M_t(\text{max}) = 15.81 \text{ KN.m}$$

$$M_a(\text{max}) = 9.90 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 28: Evaluation des efforts tranchants de plancher étage courant ELU.

Travée (m)	5		5		5.5		5.5		5		5	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7
V_0 (KN)	15.85		15.85		17.43		17.43		15.85		15.85	
V_a (KN)	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0	V_0	$1,1V_0$	$1,1V_0$	V_0	$1,1V_0$	V_0	$1,1V_0$	V_0
	15.85	17.43	17.43	15.85	17.43	19.17	19.17	17.43	17.43	15.85	17.43	15.85

Donc :

$$V (\text{max}) = 19.17 \text{ kn}$$

3- Calcul les moments (ELS) :

III.6.5 Plancher étage courant

Les charges :

$$\begin{cases} G = 5.56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q = G + Q = 7.06 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 0,65 \cdot q = 4,59 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{G+Q}{Q} = 0.212$$

$$\beta = \text{ma} \times (1,05 ; 1 + 0,3\alpha) = 1,06$$

Tableau III. 29: Evaluation des moments de plancher étage courant ELS.

Travée (m)	5		5		5.5		5.5		5		5	
Appuis	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7
M_0 (KN.m)	14.34		14.34		17.35		17.35		14.34		14.34	
M_a (KN.m)	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
	2,87	7,17	7,17	5,74	6,94	6,94	6,94	6,94	5,74	7,17	7,17	2,87
M_t (KN.m)	9.03		7.60		9.20		9.20		7.60		9.03	
$M_t \text{ cond1}$ (KN.m)	10.18		8.74		11.45		11.45		8.74		10.18	

Donc les moments max à ELS sont :

$$M_t(max) = 11.45 \text{ KN.m}$$

$$M_a(max) = 7.17 \text{ KN.m}$$

III.6.5.1 Ferrailage

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U : } M_{tu}^{max} = 16.46 \text{ kN.m}$$

$$M_{au}^{max} = 10.47 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{max} = 20.26 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S : } M_{tser}^{max} = 12.01 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser}^{max} = 7.64 \text{ kN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

a- Ferrailage longitudinal en travée

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 650 \times 40 \times 14,17 \times \left(190 - \frac{40}{2} \right) = 62,631 \text{ kN.m}$$

$$M_{tu} = 62,631 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 16,46 \text{ kN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$.)

Tableau III. 30: récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	A's (cm ²)	CNF (cm ²)	Choix
16.46	0,049	Oui	0,062	18.53	434.782	2.04	0	1.19	3T10=2.36 cm ²

b- Ferrailage longitudinal sur appuis

On a : $M_a \max = 10.47 \text{ kN.m} < M_{\text{tab}} = 71.840 \text{ kN.m}$.

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple

Tableau III. 31: récapitulatif de calcul des sections d'armatures en appui.

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	CNF	Choix
10.47	0,0314	Oui	0,04	18.69	434.782	1.288	0	1.35	2T14=3,08cm ²

III.6.5.2 Vérification**a- Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 20.26 \text{ kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$= 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d_u}$$

b- Ferrailage au voisinage des appuis :**1- Appuis de rives :****- Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 20.26 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{20.26 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 190} = 1.18 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

2- Appuis intermédiaires :

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0d} \frac{20.26 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 216} \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2.36m^2 \geq \frac{T_u^{max} \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s^2} = 0.052cm^2 \text{ vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes :**

- **Vérification des contraintes des armatures :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes du béton :**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

- **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65cm$ (travée) ; $b_0=10cm$ (appuis) ; $c=c'=5 cm$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} (b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)]) = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III. 32: Vérification de la contrainte de béton.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	12.01	2.36	4.03	9879.571	4.90	Vérifiée
Appuis	7.64	3,08.	3.20	6476.657	3.77	Vérifiée

- Vérification de la flèche :

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

-Les conditions à vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \bullet \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \bullet \frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

Avec:

$h = 24\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $d = 19\text{cm}$; $L = 5.5\text{m}$; $M_{tser} = 12.01 \text{ kNm}$; $M_0 = 18.49 \text{ kN.m}$; $A_s = 1.54\text{cm}^2$; $f_e = 500\text{MPa}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{H}{L} = 0,043 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \frac{A_s}{b_0d} = 0,0081 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \frac{H}{L} = 0,048 < 0,65 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{array} \right.$$

a- Calcul des armatures transversales et l'espace

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e=235\text{MPa}$).

- Selon le C.B.A 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_y K}{0,8 f_e} \quad K=1 \quad [2] \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad [2] \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad [2] \end{array} \right.$$

- RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \text{Min}(0,68\text{cm}; 1,2\text{cm}; 1,0\text{cm})$$

On adopte : $\varphi_t=6\text{mm}$

Donc :

Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } A_t=2\varnothing 6=1,01\text{cm}^2$$

• Selon le C.B.A 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,06\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 15,75\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,15\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zonecourante.} \end{array} \right.$$

- Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courant} \end{cases}$$

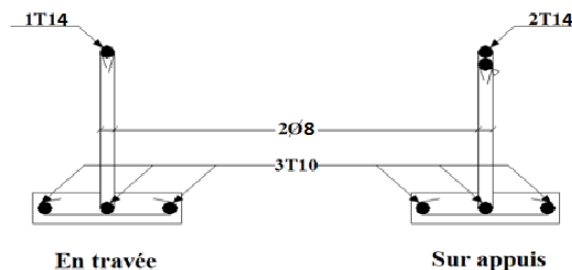


Figure III. 27: schéma de ferrailage des poutrelles

III.7 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est 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.

$$50 \text{ cm} < L1 < 80 \text{ cm} \rightarrow A1 = 4 \frac{L1}{fe}$$

$$L1 < 80 \text{ cm} \rightarrow A1 = \frac{200}{fe}$$

$$A2 = \frac{A1}{2}$$

Avec :

L1 : Distance entre l'axe des poutrelles.

A1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A2 : Diamètre parallèle aux poutrelles.

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

Pour notre projet on a $L1 = 65 \text{ cm}$

$$A_2 = \frac{4 * 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_2 = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

III.7.1 Dimensionnement de la dalle

Nous avons deux conditions à vérifier :

- Résistance à la flexion :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow \frac{240}{50} \leq e \leq \frac{240}{40} \rightarrow 4.8 \leq e \leq 6 \text{ cm}$$

- Condition de l'E.N. A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

III.7.2 Evaluation des charges**Tableau III. 33: Les charges de la dalle machine.**

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	22	0.02	0.44
1- Mortier de pose	20	0.02	0.4
2- Dalle en béton	25	0.25	3.75
Charge Permanente	G=4.59 KN/m ²		
Charge exploitation	Q=1 KN/m ²		

D'après les recommandations techniques de fabrication des ascenseurs la somme des charges ou des actions appliquées sur cette dalle est :

-Poids de la cabine : 4000Kg =40KN.

-Poids de la machine : 6550Kg =65.5kn

La charge répartie est :

$$G = \frac{(40+65.5)*2}{(5.5-0.3)*(5.5-0.3)*2} = 3.90 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 4.59 + 3.9 = 8.49 \text{ KN/m}^2$$

III.7.3 Combinaison des charges

- **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.96 \text{ KN/m}$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q = 9.49 \text{ KN/m}$$

III.7.4 Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

III.7.4.1 Sens de la dalle machine

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.5-0.30}{(5.5-0.30)*2} \rightarrow \rho = 0.5 \leq 1$$

La dalle est travaillée dans les deux sens.

III.7.4.2 Calcul Des Moments- **ELU :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L^2 = 0.0368 \times 14.13 \times 4,7^2 \Rightarrow M_x = 11.48 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 1 \times 11.48 \Rightarrow M_y = 11.48 \end{cases}$$

$$\text{- travée} \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 9.76 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 9,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{- appui} \begin{cases} M_{ax} = 0.5M_x = 5.74 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_y = 5.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1000 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L^2 = 0.0441 \times 10.36 \times 4,7^2 \Rightarrow M_x = 10.09 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 1 \times 10.09 \Rightarrow M_y = 10.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{- travée} \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 8.57 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 8.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{- appui} \begin{cases} M_{ax} = 0.5M_x = 5,045 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_y = 5,045 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.7.5 Ferrailage

La section de calcul : (bxh) = (100×15), d=20cm, c=5cm

a. Ferrailage en travée**Tableau III. 34: ferrailage au niveau de travée.**

	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)	S_t cm
Sens x	9.76	0.0172	0.0217	198.26	1.13	5T10	3.93	20
Sens y	9.76	0.0172	0.0217	198.26	1.13	5T10	3.93	20

b. Ferrailage sur appui**Tableau III. 35: ferrailage au niveau de l'appui.**

	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)	S_t cm
Sens x	5.74	0.0101	0.0127	18.98	0.69	5T10	3.93	20
Sens y	5.74	0.0101	0.0127	18.98	0.69	5T10	3.93	20

- Vérification de l'espacement :

- Sens x : $S_t=20\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifiée
- Sens y : $S_t=20\text{cm} \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ vérifiée

- Armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot x d}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 L_y \cdot L_x} = \frac{14 \cdot 13 \cdot 4.7 \cdot 4.7}{2 \cdot 4.7 + 4.7} = 22.14$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{14 \cdot 13 \cdot 4.7}{3} = 22.14$$

$$\tau_u = \frac{22.14 \cdot 10^4}{1000 \cdot 100} = 2.21 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\tau = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.7.5.1 Vérifications des sections d'armatures- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$P_0 = 0.8/1000$$

$$\rho = \frac{Lx}{Lx} = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} b \cdot h = 0. \text{ cm}^2 < A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée} \\ A_y = \rho_0 \cdot b \cdot h = 1.2 \text{ cm}^2 < A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

En travée et en appui :**a. Vérification à l'ELS****Béton :**

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

Position de l'axe neutre "y":

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$A_s' = 0 ; A_s = 3.93 \text{ cm}^2 ; n = 15 \Rightarrow y = 5.48 \text{ m}$$

Moment d'inertie "I":

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 17914.005 \text{ cm}^4$$

- **Travée x :**

$$\sigma_{bc} = \frac{8.57 * 10^3}{17914.005} 5.48 = 2.62 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Travée y :**

$$\sigma_{bc} = \frac{8.57 * 10^3}{17914.005} 5.48 = 2.62 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Appui x :**

$$\sigma_{bc} = \frac{5.045 * 10^3}{17914.005} 5.48 = 1.54 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Appui y :

$$\sigma_{bc} = \frac{5.045 * 10^3}{17914.005} 5.48 = 1.54 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

b. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{2 * Mx} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{27} a \frac{1}{35} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,0425 > 0,042 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0019 \leq 0,0083 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0425 \geq 0,04 a 0,03 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

III.7.6 Conclusion

Dans ce chapitre on a ferrillé tous les éléments secondaires de notre structure.

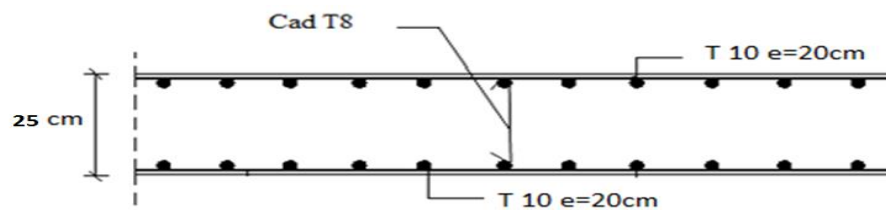


Figure III. 28: Schéma de Dalle machine.

CHAPITRE IV :

« Etude dynamique »

IV.1 Introduction

L'Algérie est un pays qui a une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel ETABS V20, La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

IV.2 Étude dynamique

IV.2.1 Objectifs :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.2 Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L. fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3 Caractéristiques dynamiques propres

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

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

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de la structure.
- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

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.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{X(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \phi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- ϕ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2\{A\}\sin(\omega t + \phi) \dots \dots \dots (3)$$

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

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

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_{\omega} = |[K] - \omega^2[M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

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 $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2)$ 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

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

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

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel calcule par éléments finis, « ETABS V.20 » est utilisé.

IV.3.1 Description du logiciel « ETABS V.20 »

« ETABS V.20 » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique

« ETABS V.20 » permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SOCOTEC).

IV.3.2 Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type.
- Poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « wall » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.3.3 Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ , [1] (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

IV.4 Étude Sismique

IV.4.1 Introduction

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.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

a. Méthode statique équivalente

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portique et à une parabole pour les structures.

b. Méthode dynamique modale spectrale

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

c. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps. Pour notre structure étudiée présente une configuration irrégulière et la hauteur dépassant les 17 m, donc selon le RPA99V2003, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, en utilise le logiciel d'analyse 'ETABS V 20'

IV.4.2 Méthode dynamique modale spectrale

IV.4.2.1 Principe

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.4.2.2 Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

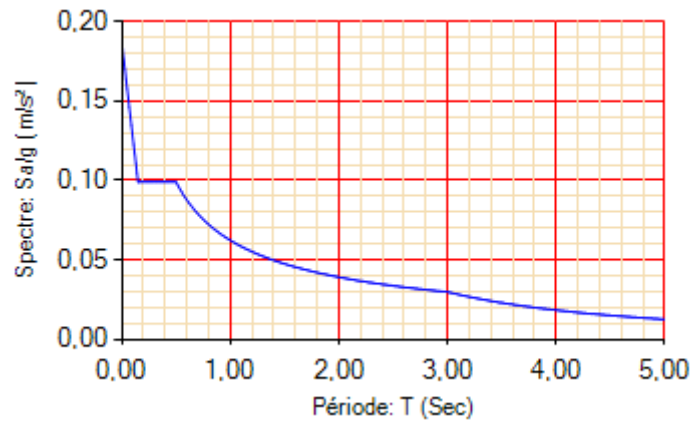


Figure IV. 1: Spectre de réponse.

- La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.
- Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

IV.4.3 Procédure de calcul

- **Calcul de la force sismique total :**

$$v = \frac{ADQ}{R} w \quad [1]$$

- **Coefficient d'accélération A :**

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) → A = 0,25

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S3 : [1].

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{array} \right\} \text{ site S3.}$$

- Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ

où :[1].

$$\begin{cases} \xi = 7\% \\ \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,882 \end{cases}$$

- La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le « **RPA99version2003** ». [1].

- Soit : $T_f = C_T (h_N)^{3/4}$

- h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h)

- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a : [1].

$$C_T = 0,005.$$

$$T_f = 0,005 (33.15)^{3/4} = 0.691s.$$

- Soit : $T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

Avec :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N = 33.15m$

- Suivant la direction (x - x) : $L_x = 36.45m$ $T_{fx} = \frac{0,09 \times 33.15}{\sqrt{36,45}} = 0.49s$

- Suivant la direction (y - y) : $L_y = 33.40m$ $T_{fy} = \frac{0,09 \times 33.15}{\sqrt{33,40}} = 0,52s$

Selon l'article [1] R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30% :

$$T_{numérique} > 1.3 * T_{amérique}$$

$$\text{Alors } 1.3 * T_{amérique} = 0.898s$$

$$D'o\grave{u} : D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5(0,88) \left(\frac{0,5}{0,65}\right)^{2/3} = 1.858$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5(0,88) \left(\frac{0,5}{0,65}\right)^{2/3} = 1.843$$

- Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1: facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)		Pq	
	Qx	Qy	Qx	Qy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui		0	0.05
Redondance en plan	Oui		0	0
Régularité en plan	Non		0.05	0.05
Régularité en élévation	Oui		0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non		0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non		0.1	0.1

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_y=1.25$: $Q_x=1.20$

- Le Poids Total De La Structure

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

β : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est classée pour un $\beta=0,2$ (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). [1].

- **Coefficient de comportement R** : [1].

[Est en fonction du système de contreventement nous avons choisie] : $R = 4$ (contreventer par des voiles et portique).

$$\begin{cases} V_x = \frac{(0.25)(1.858)(1.20)}{4} W & \rightarrow V_x = 0.140W \\ V_y = \frac{(0.25)(1.843)(1.25)}{4} W & \rightarrow V_y = 0.144 W \end{cases}$$

- **Résultante des forces sismiques de calcul** :

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » 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 » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$. [1].

- **Vérification des déplacements inter étage** :

On doit vérifier : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$ [1]

Où $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = R\delta_{ek}^y \quad [1]$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

$-\Delta_k^x$: Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).

$-\delta_{ek}^x$: est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).

-Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

-L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.5 Résultats de l'analyse :

Le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la Force sismique à la base.
- Vérification des déplacements (en tête et inter étage).
- Vérification de l'effort normal réduit à la base.
- Vérification de l'interaction (voiles / portique).
- Vérification vis à vis de l'effet P- Δ .

IV.5.1 Modèle N°=1 (sans voile)

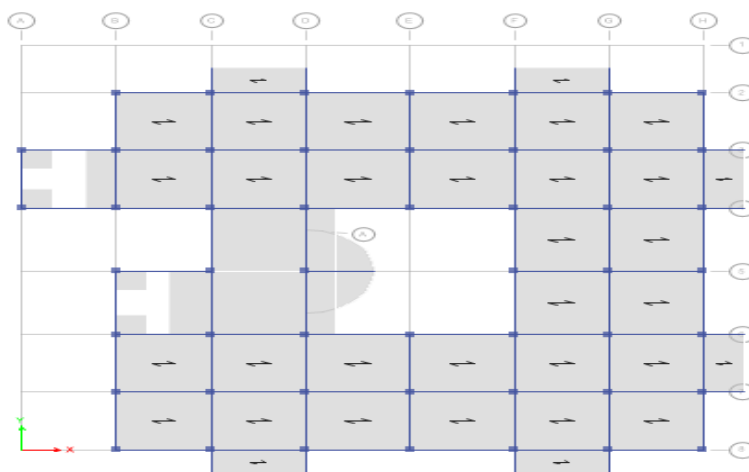


Figure IV. 2: modèle N°=1 (sans les voiles)

Tableau IV. 2: sections des poteaux.

NIVEAUX	Poteaux carrés (Cm2)
RDC-1 ^{er}	40x40
2 ^{eme} à 3 ^{eme}	35x35
4 ^{eme} à 7 ^{eme}	30x30
8 ^{eme} - 9 ^{eme}	30x30

a. Analyse Modale

Tableau IV. 3: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique					
		U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z
1	1,950436	3,1738	50,6981	0	3,1738	50,6981	0
2	1,762504	77,0821	4,4799	0	80,2559	55,1781	0
3	1,373045	1,3448	25,3987	0	81,6007	80,5768	0
4	0,656234	0,3184	6,6236	0	81,9191	87,2004	0
5	0,58553	11,1757	0,616	0	93,0948	87,8164	0
6	0,440193	0,1862	4,902	0	93,281	92,7184	0
7	0,392186	0,045	1,9036	0	93,326	94,622	0
8	0,338827	3,1436	0,0705	0	96,4697	94,6925	0
9	0,271701	0,0131	0,797	0	96,4827	95,4895	0
10	0,245153	0,0061	1,3775	0	96,4888	96,867	0
11	0,234446	1,2288	0,0002	0	97,7176	96,8673	0

b. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1,95s > T_{amérique} = 0.898s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- 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

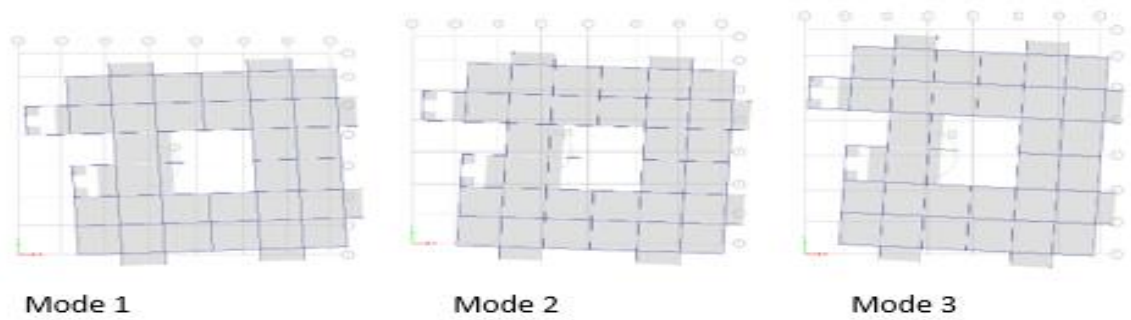


Figure IV. 3: les trois premiers modes (modèle N°=1).

IV. 5.1.1 Résultantes des forces sismiques

- $W = 79124.406$.
- $V^x = 0.140 * 79124.406 = 11077.41 \rightarrow 0.8V^x = 8861.93\text{kN}$
- $V^y = 0.144 * 79124.406 = 11393.91 \rightarrow 0.8V^y = 9115.13\text{ kN}$
- D'après le fichier des résultats du (ETABS V20) on a : $\begin{cases} V_t^x = 5819.65\text{kN} \\ V_t^y = 4632.99\text{kN} \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$- \begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1.52 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1.96 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.52 \\ r_y = 1.96 \end{cases}$$

- $V_t^x < 0,8V^x$ Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t^x}$.

IV.5.1.2 Vérification des Déplacements inter étage

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

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

Il faut que :

$$\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{étage}}$$

Dans le sens X-X :

Tableau IV. 4: Déplacements inter étage suivant X-X.

Niveaux	δ_{e_k} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	h_k (Cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	1,0305	4.12	0	4.12	374	1.10	N. Vérifiée
Etage 1	2,2356	8.94	4.12	4.82	357	1.35	N. Vérifiée
Etage 2	3,1306	12.52	8.94	3.58	323	1.10	N. Vérifiée
Etage 3	4,2414	16.96	12.52	4.44	323	1.73	N. Vérifiée
Etage 4	5,2893	21.15	16.96	4.19	323	1.29	N. Vérifiée
Etage 5	6,2524	25.00	21.15	3.85	323	1.19	N. Vérifiée
Etage 6	7,1027	28.41	25.00	3.41	323	1.05	N. Vérifiée
Etage 7	7,843	31.37	28.41	2.96	323	0.91	Vérifiée
Etage 8	8,4335	33.73	31.37	2.36	323	0.73	Vérifiée
Etage 9	8,8351	35.34	33.73	1.61	323	0.49	Vérifiée

- Dans le sens Y-Y :

Tableau IV. 5: Déplacements inter étage suivant Y-Y.

Niveaux	δ_{e_k} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	h_k (Cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0,8231	3.29	0	3.29	374	0.81	Vérifiée
Etage 1	1,8466	7.38	3.29	4.09	357	1.14	N.Vérifiée
Etage 2	2,6177	10.47	7.38	3.09	323	0.95	Vérifiée
Etage 3	3,588	14.35	10.47	3.83	323	1.18	N.Vérifiée
Etage 4	4,4676	17.87	14.35	3.52	323	1.09	N.Vérifiée
Etage 5	5,2942	21.17	17.87	3.3	323	1.02	N.Vérifiée
Etage 6	6,0703	24.28	21.17	3.11	323	0.96	Vérifiée
Etage 7	6,5763	26.30	24.28	2.02	323	0.62	Vérifiée
Etage 8	7,0387	28.15	26.30	1.85	323	0.57	Vérifiée
Etage 9	7,3721	29.48	28.15	1.33	323	0.41	Vérifiée

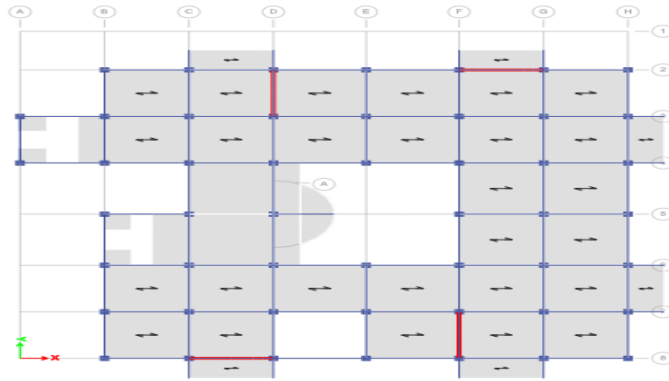
IV.5.2 Modèle N°=2 (avec voiles) :R=4

Figure IV. 4: Disposition des voiles.

a. Analyse Modale

Tableau IV. 6: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,288576	0,0398	59,3965	0	0,0398	59,3965	0
2	1,231167	71,0168	0,2113	0	71,0567	59,6078	0
3	1,049542	0,4874	11,431	0	71,5441	71,0387	0
4	0,326799	0,007	14,7653	0	71,5511	85,8041	0
5	0,321079	16,5093	0	0	88,0604	85,8041	0
6	0,274047	0,0207	2,1479	0	88,0811	87,952	0
7	0,143925	3,2389	2,6249	0	91,32	90,5769	0
8	0,143365	2,7978	3,0092	0	94,1178	93,5862	0
9	0,12401	0,0002	0,4271	0	94,118	94,0132	0
10	0,084914	2,441	0,3069	0	96,559	94,3201	0
11	0,08426	0,3195	2,3787	0	96,8785	96,6988	0

a. Constatations

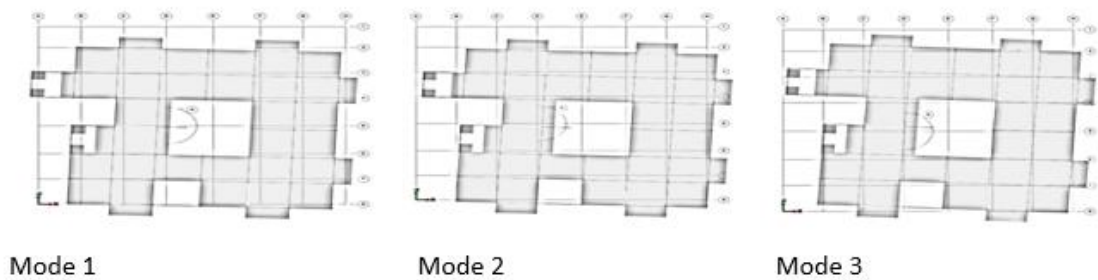


Figure IV. 5: les trois premiers modes (Modèle N°=2).

b. Résultantes des forces sismiques

- $W = 94531.83 \text{ kN}$.

$$V^x = 0.140 * 94531.83 = 13234.45 \rightarrow 0.8V^x = 10587.56 \text{ kN}$$

$$V^y = 0.144 * 94531.83 = 13612.58 \rightarrow 0.8V^y = 10890.06 \text{ kN}$$

- D'après le fichier des résultats de l'ETABS V.20 on a : $\begin{cases} V_t^x = 7272.34 \text{ kN} \\ V_t^y = 6564.73 \text{ kN} \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0.8V^x$ et $V_t^y > 0.8V^y$

$$- \begin{cases} r_x = \frac{0.8V^x}{V_t^x} = 1.45 \\ r_y = \frac{0.8V^y}{V_t^y} = 1.65 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.45 \\ r_y = 1.65 \end{cases}$$

- $V_t^x < 0.8V^x$ Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t^x}$.

c. Vérification des Déplacements inter étage

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

Il faut que :

$$\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{étage}}$$

- Dans le sens X-X :

Tableau IV. 7: Déplacements inter étage suivant X-X.

Niveaux	δ_{ek} (Cm)	δ_i (Cm)	δ_{i-1} (Cm)	Δ (Cm)	h_k (Cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0,2408	0.9632	0	0.96	374	0.25	Vérifiée
Etage 1	0,7147	2.85	0.96	1.89	357	0.52	Vérifiée
Etage 2	1,2661	5.06	2.85	2.21	323	0.68	Vérifiée
Etage 3	1,9123	7.64	5.06	2.58	323	0.79	Vérifiée
Etage 4	2,6072	10.42	7.46	2.96	323	0.91	Vérifiée
Etage 5	3,3194	13.27	10.42	2.85	323	0.88	Vérifiée
Etage 6	4,0214	16.08	13.27	2.81	323	0.86	Vérifiée
Etage 7	4,707	18.82	16.08	2.74	323	0.84	Vérifiée
Etage 8	5,3586	21.43	18.82	2.61	323	0.80	Vérifiée
Etage 9	5,9739	23.89	21.43	2.46	323	0.76	Vérifiée

- Dans le sens Y-Y :

Tableau IV. 8: Déplacements inter étage suivant Y-Y.

Niveaux	δ_{ek} (Cm)	δ_i (Cm)	δ_{i-1} (Cm)	Δ (Cm)	h_k (Cm)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0,2186	0.87	0	0.87	374	0.23	Vérifiée
Etage 1	0.6585	2.63	0.87	1.76	357	0.49	Vérifiée
Etage 2	1,1759	4.70	2.63	2.07	323	0.64	Vérifiée
Etage 3	1,7899	7.15	4.70	2.45	323	0.76	Vérifiée
Etage 4	2,4487	9.79	7.15	2.64	323	0.81	Vérifiée
Etage 5	3,1371	12.54	9.79	2.75	323	0.85	Vérifiée
Etage 6	3,842	15.36	12.54	2.82	323	0.81	Vérifiée
Etage 7	4,4769	17.90	15.36	2.54	323	0.78	Vérifiée
Etage 8	5,1164	20.46	17.90	2.56	323	0.73	Vérifiée
Etage 9	5,7417	22.96	20.46	2.50	323	0.77	Vérifiée

d. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière.

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

- **Poteaux carrés :**

Tableau IV. 9: effort normal réduit poteaux carrés.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC	40	40	1600	2912.49	0.72	N. Vérifiée
Etage 1	40	40	1600	2597.77	0.65	N. Vérifiée
Etage 2	35	35	1225	2296.14	0.75	N. Vérifiée
Etage 3	35	35	1225	1991.25	0.65	N. Vérifiée
Etage 4	30	30	900	1695.52	0.55	N. Vérifiée
Etage 5	30	30	900	1402.07	0.45	N. Vérifiée
Etage 6	30	30	900	1112.26	0.36	N. Vérifiée
Etage 7	30	30	900	826.27	0.27	Vérifiée
Etage 8	30	30	900	544.26	0.17	Vérifiée
Etage 9	30	30	900	257.59	0.08	Vérifiée

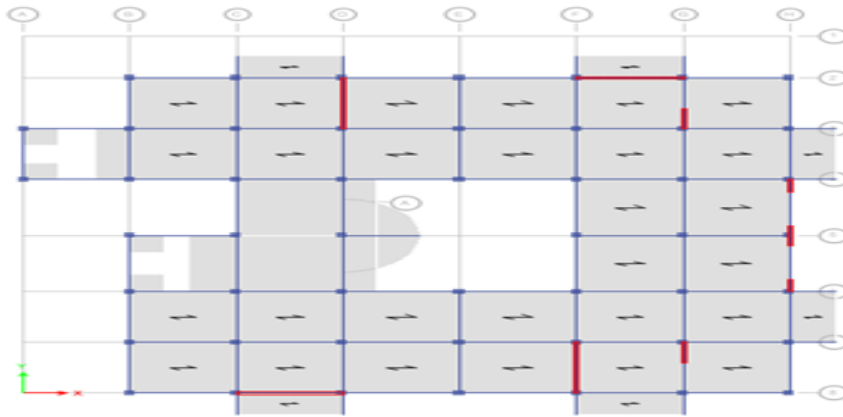
IV.5.3 Modèle N°=3 (avec voiles)

Figure IV. 6: Disposition des voiles.

Tableau IV. 10: Choix des sections de poteaux et de voile.

NIVEAUX	Poteaux carrés (Cm2)	voile
RDC-1 ^{er}	75x75	20
2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x70	20
4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	20
6 ^{eme} - 7 ^{eme}	60x60	20
8 ^{eme} - 9 ^{eme}	55x55	20

a. Analyse Modale

Tableau IV. 11: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 3.

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique					
		U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z
1	0,914	0,7419	0,0014	0	0,7419	0,0014	0
2	0,811	0,0065	0,5964	0	0,7484	0,5979	0
3	0,757	0,0068	0,1218	0	0,7551	0,7197	0
4	0,289	0,1349	0,00003282	0	0,89	0,7197	0
5	0,238	0,0011	0,0075	0	0,8911	0,7271	0
6	0,225	0,000002757	0,1565	0	0,8911	0,8837	0
7	0,155	0,0459	0,0000171	0	0,937	0,8837	0
8	0,125	0,0002	0,00002531	0	0,9372	0,8837	0
9	0,108	0,00004891	0,0575	0	0,9373	0,9413	0
10	0,102	0,0232	0,0001	0	0,9605	0,9414	0
11	0,081	0,0002	0,0003	0	0,9606	0,9417	0

b. Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0.91s < T_{mérique} = 0.898s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

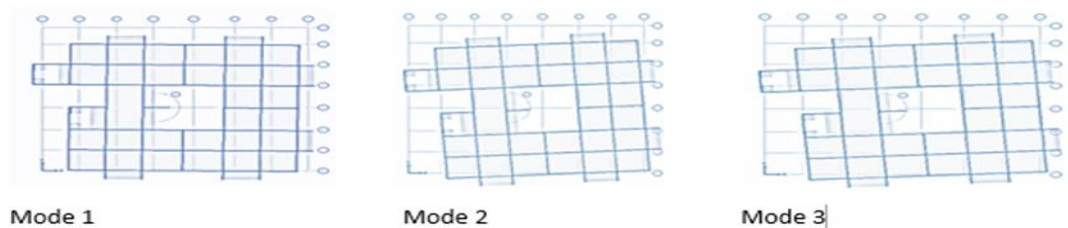


Figure IV. 7: les trois premiers modes (Modèle N°=3).

c. Résultantes des forces sismiques

- $W = 107174.35kN$.
- $V^x = 0.140 * 107174.35 = 15004.40 \rightarrow 0.8V^x = 12003.52 kN$
- $V^y = 0.144 * 107174.35 = 15433.10 \rightarrow 0.8V^y = 12346.48 kN$
- D'après le fichier des résultats du **ETABS V. 20** on a : $\begin{cases} V_t^x = 9264.78kN \\ V_t^y = 9665.77 kN \end{cases}$
- Ce qui donne : $V_t^x < 0.8V^x$ et $V_t^y > 0.8V^y$
- $\begin{cases} r_x = \frac{0.8V^x}{V_t^x} = 1.24 \\ r_y = \frac{0.8V^y}{V_t^y} = 1.23 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.24 \\ r_y = 1.23 \end{cases}$
- $V_t^x < 0.8V^x$ Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t^x}$.

d. Vérification des Déplacements inter étage $\delta_k = R * \delta_{ek}$

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

Il faut que : $\Delta_k < 1\% * hauteur_{étage}$

- Dans le sens X-X :

Tableau IV. 12: Déplacements inter étage suivant X-X.

Niveaux	$\delta_{e\bar{k}}$ (Cm)	$\delta_{\bar{k}}$ (Cm)	$\delta_{\bar{k}-1}$ (Cm)	$\Delta_{\bar{k}}$ (Cm)	$h_{\bar{k}}$ (Cm)	$\Delta_{\bar{k}}/h_{\bar{k}}$ (%)	Observation
RDC	0.33	1.32	0	1.32	374	0.35	Vérifiée
Etage 1	0.90	3.6	1.32	2.28	357	0.63	Vérifiée
Etage 2	1.5	6	3.6	2.4	323	0.74	Vérifiée
Etage 3	2.2	8.8	6	2.8	323	0.86	Vérifiée
Etage 4	2.6	10.4	8.8	1.6	323	0.49	Vérifiée
Etage 5	3.4	13.6	10.4	3.2	323	0.99	Vérifiée
Etage 6	4	16	13.6	2.4	323	0.74	Vérifiée
Etage 7	4.6	18.4	16	2.4	323	0.74	Vérifiée
Etage 8	5	20	18.4	1.6	323	0.49	Vérifiée
Etage 9	5.4	21.6	20	1.6	323	0.49	Vérifiée

Dans le sens Y-Y :

Tableau IV. 13: Déplacements inter étage suivant Y-Y.

Niveaux	$\delta_{e\bar{k}}$ (Cm)	$\delta_{\bar{k}}$ (Cm)	$\delta_{\bar{k}-1}$ (Cm)	$\Delta_{\bar{k}}$ (Cm)	$h_{\bar{k}}$ (Cm)	$\Delta_{\bar{k}}/h_{\bar{k}}$ (%)	Observation
RDC	0.2	0.8	0	0.8	374	0.21	Vérifiée
Etage 1	0.6	2.4	0.4	2	357	0.56	Vérifiée
Etage 2	1	4	2.4	1.6	323	0.49	Vérifiée
Etage 3	1.5	6	4	2	323	0.61	Vérifiée
Etage 4	2	8	6	2	323	0.61	Vérifiée
Etage 5	2.6	10.4	8	2.4	323	0.74	Vérifiée
Etage 6	3.1	12.4	10.4	2	323	0.61	Vérifiée
Etage 7	3.6	14.4	12.4	2	323	0.61	Vérifiée
Etage 8	4.1	16.4	14.4	2	323	0.61	Vérifiée
Etage 9	4.5	18	16.4	1.6	323	0.49	Vérifiée

e. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière.

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

Tableau IV. 14: effort normal réduit poteaux carrés.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC	75	75	5625	3946.03	0.28	Vérifiée
Etage 1	75	75	5625	3451.66	0.24	Vérifiée
Etage 2	70	70	4900	2962.13	0.24	Vérifiée
Etage 3	70	70	4900	2448.45	0.19	Vérifiée
Etage 4	65	65	4225	1959.38	0.18	Vérifiée
Etage 5	65	65	4225	1565.53	0.14	Vérifiée
Etage 6	60	60	3600	1216.56	0.13	Vérifiée
Etage 7	60	60	3600	894.15	0.10	Vérifiée
Etage 8	55	55	3025	594.79	0.078	Vérifiée
Etage 9	55	55	3025	325.14	0.042	Vérifiée

b. Justification vis -à- vis de l'Effet P-Δ : [1]

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

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 de l'étage « k ».

- Dans le sens X-X :

Tableau IV. 15: Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens X.

Etage	Pk(kN)	$\Delta K(m)$	Vk(kN)	hk(m)	Θ	Vérification
RDC	95201.54	1.32	14079.28	374	0.023	<0,1 ok
<i>Etage 1</i>	85637.79	2.28	13783.2036	357	0.039	<0,1 ok
<i>Etage 2</i>	75369.58	2.4	13141.9196	323	0.042	<0,1 ok
<i>Etage 3</i>	65781.38	2.8	12291.2512	323	0.046	<0,1 ok
<i>Etage 4</i>	56193.17	1.6	11258.0849	323	0.024	<0,1 ok
<i>Etage 5</i>	46879.02	3.2	10069.4152	323	0.046	<0,1 ok
<i>Etage 6</i>	37549.08	2.4	8714.8962	323	0.032	<0,1 ok
<i>Etage 7</i>	28217.08	2.4	7097.9932	323	0.029	<0,1 ok
<i>Etage 8</i>	19342.44	1.6	5284.1917	323	0.018	<0,1 ok
<i>Etage 9</i>	10685.20	1.6	3106.4339	323	0.017	<0,1 ok

- Dans le sens Y-Y :

Tableau IV. 16: Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens Y.

Etage	Pk(kN)	$\Delta K(m)$	Vk(kN)	hk(m)	Θ	Vérification
RDC	95201.54	0.8	14327,3187	374	0.014	<0,1 ok
<i>Etage 1</i>	85637.79	2	14010,4992	357	0.034	<0,1 ok
<i>Etage 2</i>	75369.58	1.6	13373,5732	323	0.028	<0,1 ok
<i>Etage 3</i>	65781.38	2	12553,9845	323	0.032	<0,1 ok
<i>Etage 4</i>	56193.17	2	11557,3404	323	0.030	<0,1 ok
<i>Etage 5</i>	46879.02	2.4	10393,2087	323	0.033	<0,1 ok
<i>Etage 6</i>	37549.08	2	9048,2414	323	0.025	<0,1 ok
<i>Etage 7</i>	28217.08	2	7444,5084	323	0.023	<0,1 ok
<i>Etage 8</i>	19342.44	2	5643,3826	323	0.021	<0,1 ok
<i>Etage 9</i>	10685.20	1.6	3401,3165	323	0.015	<0,1 ok

f. Vérification des conditions du facteur de comportement R :

Dans le système de contreventement Portiques contreventés par des voiles (système 4.b) ainsi définie par l'RPA99 v2003 [1], les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales .et la totalité des sollicitations dues aux charge horizontales.

g. Justification des voiles sous charges verticales

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}=107174.35$ KN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}= 28287.89$ KN.

$P_{voiles}/ P_{Tot}= 27.01\% > 20\%$.

- Conclusion

Etant donné que :

- les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=4$) est ne pas vérifier. Alors on doit changer le coefficient de comportement de 4 à 3.5 (voiles porteurs) et refaire toutes les vérifications.

IV.5.4 Modèle N°=4 (Résultat d'analyse avec coefficient de comportement 3.5)

a. Résultantes des forces sismiques

$$V_x = \frac{(0.25)(1.858)(1.2)}{3.5} w \quad \rightarrow V_x = 0,159W$$

$$V_y = \frac{(0.25)(1.843)(1.25)}{3.5} w \quad \rightarrow V_y = 0,164 W$$

b. Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0.91s < T_{mérique} = 0.898s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

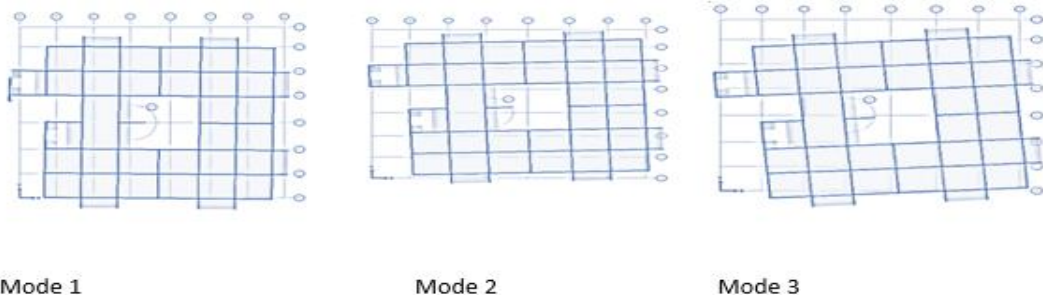


Figure IV. 8: les trois premiers modes (modèle N°=4).

c. Résultantes des forces sismiques :

- $W = 104697.41kN$.
- $V^x = 0.159 * 104697.41 = 16646.88 \rightarrow 0.8V^x = 13317.51kN$
- $V^y = 0.164 * 104697.41 = 17170.37 \rightarrow 0.8V^y = 13736.30 kN$
- D'après le fichier des résultats du **ETABS V.9** on a : $\begin{cases} V_t^x = 11109.41kN \\ V_t^y = 11535.28kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0.8V^x$ et $V_t^y > 0.8V^y$

$$- \begin{cases} r_x = \frac{0.8V^x}{V_t^x} = 1.19 \\ r_y = \frac{0.8V^y}{V_t^y} = 1.19 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.19 \\ r_y = 1.19 \end{cases}$$

- $V_t^x < 0.8V^x$ Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t^x}$.

d. Vérification des Déplacements inter étage :

$\delta_k = R * \delta_{ek}$
Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Il faut que : $\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{étage}}$

- Dans le sens X-X :

Tableau IV. 17: Déplacements inter étage suivant X-X.

Niveaux	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	h_k (Cm)	Δ_k / h_k (%)	Observation
RDC	0.2	0.7	0	0.7	374	0.18	Vérifiée
Etage 1	0.8	2.8	0.7	2.1	357	0.58	Vérifiée
Etage 2	1.3	4.55	2.8	1.75	323	0.54	Vérifiée
Etage 3	1.9	6.65	4.55	2.1	323	0.65	Vérifiée
Etage 4	2.5	8.75	6.65	2.1	323	0.65	Vérifiée
Etage 5	3.1	10.85	8.75	2.1	323	0.65	Vérifiée
Etage 6	3.6	12.6	10.85	1.75	323	0.54	Vérifiée
Etage 7	4.1	14.35	12.6	1.75	323	0.54	Vérifiée
Etage 8	4.5	15.75	14.35	1.4	323	0.43	Vérifiée
Etage 9	4.8	16.8	15.75	1.05	323	0.32	Vérifiée

- Dans le sens Y-Y :

Tableau IV. 18: Déplacements inter étage suivant Y-Y.

Niveaux	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	h_k (Cm)	Δ_k / h_k (%)	Observation
RDC	0.17	0.59	0	0.59	374	0.15	Vérifiée
Etage 1	0.52	1.82	0.59	1.23	357	0.34	Vérifiée
Etage 2	0.9	3.15	1.82	1.33	323	0.41	Vérifiée
Etage 3	1.3	4.55	3.15	1.4	323	0.43	Vérifiée
Etage 4	1.8	6.3	4.55	1.75	323	0.54	Vérifiée
Etage 5	2.2	7.7	6.3	1.4	323	0.43	Vérifiée
Etage 6	2.7	9.45	7.7	1.75	323	0.54	Vérifiée
Etage 7	3.2	11.2	9.45	1.75	323	0.54	Vérifiée
Etage 8	3.6	12.6	11.2	1.4	323	0.43	Vérifiée
Etage 9	4.10	14.35	12.6	1.75	323	0.54	Vérifiée

e. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière.

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

Tableau IV. 19: effort normal réduit poteaux carrés.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC	75	75	5625	4128.79	0.29	Vérifiée
Etage 1	75	75	5625	3803.56	0.27	Vérifiée
Etage 2	70	70	4900	3306.53	0.26	Vérifiée
Etage 3	70	70	4900	2774.51	0.22	Vérifiée
Etage 4	65	65	4225	2248.87	0.21	Vérifiée
Etage 5	65	65	4225	1756.71	0.16	Vérifiée
Etage 6	60	60	3600	1360.47	0.15	Vérifiée
Etage 7	60	60	3600	1019.72	0.13	Vérifiée
Etage 8	55	55	3025	689.45	0.09	Vérifiée
Etage 9	55	55	3025	378.18	0.05	Vérifiée

f. Justification vis -à- vis de l'Effet P-Δ : [1] [5.9] .

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

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 de l'étage « k »

- Dans le sens X-X :

Tableau IV. 20: Justification vis -à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens X.

Etage	P _k (kN)	Δ _k (m)	V _k (kN)	h _k (m)	θ	Vérification
RDC	95201.54	0.7	12698.07	374	0.014	<0,1
<i>Etage 1</i>	85637.79	2.1	12436.38	357	0.040	<0,1
<i>Etage 2</i>	75369.58	1.75	11857.34	323	0.034	<0,1
<i>Etage 3</i>	65781.38	2.1	11089.67	323	0.038	<0,1
<i>Etage 4</i>	56193.17	2.1	10158.42	323	0.035	<0,1
<i>Etage 5</i>	46879.02	2.1	9085.32	323	0.033	<0,1
<i>Etage 6</i>	37549.08	1.75	7861.22	323	0.025	<0,1
<i>Etage 7</i>	28217.08	1.75	6401.90	323	0.023	<0,1
<i>Etage 8</i>	19342.44	1.4	4765.28	323	0.017	<0,1
<i>Etage 9</i>	10685.20	1.05	2794.74	323	0.012	<0,1

- Dans le sens Y-Y :

Tableau IV. 21: Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens Y.

Etage	Pk(kN)	$\Delta K(m)$	Vk(kN)	hk(m)	Θ	Vérification
RDC	95201.54	0.59	12690.73	374	0.011	<0,1
<i>Etage 1</i>	85637.79	1.23	12420.31	357	0.023	<0,1
<i>Etage 2</i>	75369.58	1.33	11857.38	323	0.026	<0,1
<i>Etage 3</i>	65781.38	1.4	11127.42	323	0.025	<0,1
<i>Etage 4</i>	56193.17	1.75	10241.13	323	0.014	<0,1
<i>Etage 5</i>	46879.02	1.4	9208.86	323	0.022	<0,1
<i>Etage 6</i>	37549.08	1.75	8018.91	323	0.025	<0,1
<i>Etage 7</i>	28217.08	1.75	6599.74	323	0.023	<0,1
<i>Etage 8</i>	19342.44	1.40	4999.05	323	0.016	<0,1
<i>Etage 9</i>	10685.20	1.75	3000.96	323	0.019	<0,1

IV.6 Conclusion

D'après les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut conclure que Les exigences du RPA ont été observées :

Le pourcentage de participation massique est vérifié.

Les déplacements relatifs sont vérifiés.

L'effort normal réduit à la base est vérifié.

L'effet P- Δ est vérifié.

Nous pouvons passer au ferrailage de la structure

CHAPITRE V :

« Ferrailage des éléments résistants »

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2 Ferrailage des poteaux

V.2.1 Définition

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être dans l'un des trois cas suivants :

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

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :[1] .

Tableau V. 1: Caractéristiques 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	434.782
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	500	500

V.2.2 Combinaison d'action

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

- Selon CBA 93 : [2].

Situation durable : ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

- Selon RPA 99 : [1].

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

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

a. Influence de l'effort normal (N_{\max} , M_{corr})

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{\max} , le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison $1.35G+1.5Q$, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corr} pour le même poteau et dans la même combinaison. Le calcul en flexion composé se fera en prenant N_{\max} et son M_{corr} .

b. Influence du moment (M_{\max} , N_{corr})

Dans le cas du moment maximum M_{\max} généralement trouvé avec la combinaison soit $G+Q\pm E$ soit $0.8G\pm E$, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{\max} et avec la même combinaison. Le calcul en flexion composé se fera avec M_{\max} et son N_{corr} .

c. Effort normal minimum (N_{\min} , M^{corr})

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison $0.8G\pm E$. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion. Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{\min} et son M_{corr} .

• **Recommandation selon RPA99 version 2003**

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par : [1] .

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

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

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux situation durable.

Combinaison	Effort	Niveaux	Section [cm^2]	N [kn]	M [kn. m]	Sollicitation	A_s [cm^2]	A_s' [cm^2]	A_{smin} RPA	
ELU	N_{max}	RDC et 1 ^{er}	75x75	-4116.74	18.04	SEC	0	0	50,6	
		2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	-3160.83	-157.34	SEC	0	0	44.1	
		4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	-2349.64	-61.94	SEC	0	0	38.02	
	M_{corr}	6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	-1600.04	-55.85	SEC	0	0	32.4	
		8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	-849.57	-44.76	SEC	0	0	27.22	
		RDC et 1 ^{er}	75x75	-3636.67	158.05	SEC	0	0	50,6	
	M_{max}	2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	-3160.83	-157	SEC	0	0	44.1	
		4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	-1366.84	-77.61	SEC	0	0	38.02	
		6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	-992.57	-74.6	SEC	0	0	32.4	
	N_{corr}	8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	-457.86	207.58	SEC	5.17	0	27.22	
		N_{min}	RDC et 1 ^{er}	75x75	-119.53	-32.44	SEC	0	0	50,6
			2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	-888.04	9.46	SEC	0	0	44.1
	4 ^{eme} à 5 ^{eme}		65x65	-623.64	11.30	SEC	0	0	38.02	
	M_{corr}	6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	369.88	12.81	SEC	4.04	3.66	32.4	
		8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	-70.42	30.62	SEC	0.54	0	27.22	

2. Situation accidentel :

- Combinaison : G+Q+E :

Tableau V. 3: Ferrillages des poteaux situation accidentelle.

Combinaison	Effort	Niveaux	Section [cm ²]	N [kn]	M [kn.m]	Sollicitation	A _s [cm ²]	A _s ' [cm ²]	A _{smin} RPA
G+E+Q	N _{max}	RDC et 1 ^{er}	75x75	-4128.79	-612.43	SEC	0	0	50,6
		2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	-3306.53	-63.93	SEC	0	0	44.1
		4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	-2248.87	-132.03	SEC	0	0	38.02
	M _{corr}	6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	-1360.47	-156.48	SEC	0	0	32.4
		8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	-689.45	-110.26	SEC	0	0	27.22
	M _{max}	RDC et 1 ^{er}	75x75	-4128.79	-612.43	SEC	0	0	50,6
		2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	-2434.02	-453.13	SEC	0	0	44.1
		4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	-1982.15	-380.54	SEC	0	0	38.02
		6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	-1169.83	-296.16	SEC	0	0	32.4
	N _{corr}	8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	-492.81	-191.22	SEC	3.07	0	27.22
	N _{min} M _{corr}	RDC et 1 ^{er}	75x75	1628.61	234.95	SET	19.52	7.06	50,6
		2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	1237.76	303.60	SET	16.48	1.25	44.1
		4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	650.04	270.22	SET	13.08	0	38.02
		6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	184.12	193.61	SEC	9.18	0	32.4
		8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	-35.35	127.82	SEC	4.88	0	27.22

- Combinaison : 0,8G+E :

Tableau V. 4: Ferrillages des poteaux situation accidentelle.

Combinaison	Effort	Niveaux	Section [cm ²]	N [kn]	M [kn.m]	Sollicitation	A _s [cm ²]	A _s ' [cm ²]	A _{smin} RPA
0.8G+E	N _{max}	RDC et 1 ^{er}	75x75	-3776.3	-592.03	SEC	0	0	50,6
		2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	-3306.5	-151.68	SEC	0	0	44.1
		4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	-2017.8	-128.14	SEC	0	0	38.02
	M _{corr}	6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	-1445.8	-94.92	SET	0	0	32.4
		8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	-500.04	-63.36	SET	0	0	27.22
	M _{max}	RDC et 1 ^{er}	75x75	-3225.9	-599.14	SEC	0	0	50,6
		2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	-2434.0	-483.13	SEC	0	0	44.1
		4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	-1533.9	-385.01	SEC	0	0	38.02
		6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	-881.38	-299.38	SET	5.16	0	32.4
	N _{corr}	8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	-360.33	-192.61	SET	8.45	0	27.22
	N _{min} M _{corr}	RDC et 1 ^{er}	75x75	1976.76	228.85	SET	22.1	8.23	50,6
		2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	1237.76	303.60	SET	18.6	2.46	44.1
		4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	878.93	274.39	SEC	14.62	0	38.02
		6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	345.615	197.98	SEC	11.04	0	32.4
		8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	40.46	108.91	SEC	4.89	0	27.22

V.2.3 Choix des armatures

Tableau V. 5: Choix des armatures.

	Niveaux	Section [cm ²]	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Poteaux carrés	RDC et 1 ^{er}	75x75	22.1	50,6	4T25+12T20	57.34
	2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	18.6	44.1	16T20	50.27
	4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	14.62	38.02	4T16+12T20	45.74
	6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	11.04	32.4	4T20+12T16	36.7
	8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	4.89	27.22	4T20+8T16	28.65

V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$ [2].
- **Acier** :
 - Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
 - Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_y}) \right)$$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$. [3] .

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A [3].

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201,63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V. 6: Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés (Nmax, Mcorr).

	Niveaux	Section [cm ²]	N _{ser} ^{max} (KN)	M _{ser} ^{corr} (KN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) Sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poteaux carrés	RDC et 1 ^{er}	75x75	-2991.2	-8.76	57.34	54.3	200	6.08	15
	2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	-2279.9	-36.51	50.27	52.2	200	4.86	15
	4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	-1721.6	-44.67	45.74	48.6	200	3.19	15
	6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	-1162.3	-40.28	36.7	42.4	200	2.83	15
	8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	-616.86	-32.30	28.65	31.4	200	2.18	15

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V. 7: Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés (M^{\max} , N^{corr}).

	Niveaux	Section [cm ²]	M_{ser}^{\max} (KN.m)	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (KN)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) Sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poteaux carrés	RDC et 1 ^{er}	75x75	-2641.2	113.64	57.34	97.8	200	6.85	15
	2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	-2262.9	40.13	50.27	85.8	200	5.97	15
	4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	-1412.0	39.26	45.74	65.9	200	4.63	15
	6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	-1137.3	31.47	36.7	39.6	200	2.62	15
	8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	-342.29	30.74	28.65	18.2	200	1.19	15

V.2.5 Vérification de L'effort Tranchant

- Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux carré [3].

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

- Selon le CBA93 :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$)

Fissuration peu nuisible : [2].

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow S.D \\ \bar{\tau}_u = 4.32 \text{ MPa} \rightarrow S.A \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :[2].

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow S.D \\ \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \rightarrow S.A \end{cases}$$

- Selon le BAEL 91 :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

- Selon RPA99 ver.03 : [1].

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d=0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Poteaux carrés : [1] [7.4.2.2].

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{l_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \lambda = \frac{l_f}{a} \cdot \sqrt{12} \approx 3.46 \frac{l_f}{a}$$

Poteaux circulaires :

$$\lambda = \frac{\sqrt{16}}{D} \times 0.7 \times l_0 \lambda = 4 \times \frac{L_f}{D}$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats ont regroupé dans les tableaux suivants :

Tableau V. 8: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (Cm ²)	T _u (KN)	τ_u (MPa)	Λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	75x75	96.41	0.183	13.17	0,075	1.875	3.26	OK
2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	76.61	0.168	12.94	0,075	1.875	3.26	OK
4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	43.55	0.111	12.03	0,075	1.875	3.26	OK
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	46.40	0.140	13.03	0,075	1.875	3.26	OK
8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	118.51	0.430	14,22	0,075	1.875	3.26	OK

V.2.6 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- **Selon CBA 93 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right. \quad [2].$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite. [2]

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA99 version 2003 :** [1].

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : 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 : Espacement géométrique.

• L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ Zone nodale (zone III).

$s_t \leq \text{Min} \left(\frac{H}{2} ; \frac{b}{2} ; 10 \phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III)}$.

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=500\text{MPa}$ (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 9: Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés.

	Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
Poteaux carrés	RDC et 1 ^{er}	75x75	4T25+12T20	20 et 25	10	20
	2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70x 70	16T20	20 et 25	10	20
	4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65x65	4T16+12T20	20	10	20
	6 ^{eme} et 7 ^{eme}	60x60	4T20+12T16	16 et20	10	16
	8 ^{eme} et 9 ^{eme}	55x55	4T20+8T16	16	10	16

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 10: Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.

	Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (KN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Poteaux carrés	RDC	75*75	2,611	3.80	3,75	96.41	N	10	1.01	8T8	4.02
							C	20	2.02	8T8	4.02
	1 ^{er}	75*75	2.499	3.57	3,75	96.41	N	10	1.01	8T8	4.02
							C	20	2.02	8T8	4.02
	2 ^{eme} à 3 ^{eme}	70*70	1,897	2.91	3,75	76.61	N	10	0.67	8T8	4.02
							C	20	1.34	8T8	4.02
	4 ^{eme} à 5 ^{eme}	65*65	2.261	3.77	3,75	43.55	N	10	0.72	8T8	4.02
							C	20	1.44	8T8	4.02
	6 ^{eme} à 7 ^{eme}	60*60	2.261	4.11	3,75	46.40	N	10	0.91	8T8	4.02
							C	16	1.81	8T8	4.02
	8 ^{eme} à 9 ^{eme}	55*55	2.261	4.52	3,75	118.51	N	10	1.05	8T8	4.02
							C	16	2.11	8T8	4.02

V.2.7 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III

Pour :

- $\phi = 25\text{mm}$ $L_r = 125\text{cm}$.
- $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$.
- $\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$.
- $\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$.
- $\phi = 12\text{mm}$ $L_r = 60\text{cm}$.

V.2.8 Ferrailage des poteaux de sous-sol [2]

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_T \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots [2]$$

Avec :

- N_u : Effort normal de compression simple pondéré.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
- α : Coefficient de réduction en fonction de λ

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- Poteau circulaire $\lambda = 4 \frac{L_f}{D}$
- L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7L_0$
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 500 \text{ MPa}$
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :
- Poteau carré..... $B_r = (a - 0,02)^2 \text{ (m}^2\text{)}$.

➤ Poteau carré : 1 er sous-sol

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u \text{ (RDC)} = 3352.63 \text{ KN}$$

- Poids du plancher..... $5.56 \times 23.04 = 128.10 \text{ KN}$
- Poids du poteau..... $(0,75)^2 \times (3.23 - 0.45) \times 25 = 39.09 \text{ KN}$
- Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 8.1 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 8.1 \text{ KN}$.

$$\mathbf{G = 183.37 \text{ KN}}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 23.04 = 57.6 \text{ KN}$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 333.95 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ss)} = N_u \text{ (RDC)} + N_{u1} = 3686.58 \text{ KN}$$

b. Calcul du ferrailage

Le sous-sol est de section carré $B = 75 \times 75 \text{ cm}^2$.

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 21.65 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,75 \times 3.23 \times 10^2}{21.65} = 11.19 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,832$
- $Br = (75 - 2)^2 = 5329 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{3686.58 \times 10^3}{0,832} - \frac{5329 \times 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

$$A_s \geq -12.5 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 3686.58 kN a donné une section inférieure à celle exigée par l'RPA99 v03 ($A_{s\text{min}} = 50.6 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit : $A_s = 4T25 + 12T20 = 57.34 \text{ cm}^2$.

➤ **Poteau carré : 2^{ème} sol.**

c. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u \text{ (RDC)} = 3680.07 \text{ KN}$$

- Poids du plancher..... $5.56 \times 23.04 = 128.10 \text{ KN}$
- Poids du poteau..... $(0.75)^2 \times (3.23 - 0.45) \times 25 = 39.09 \text{ KN}$
- Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 8.1 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 8.1 \text{ KN}$.

$$G = 183.375 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 23.04 = 57.6 \text{ KN}$

$$N_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 333.95 \text{ KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 4020.02 \text{ KN}$$

d. Calcul du ferrailage

Le sous-sol est de section carré $B = 75 \times 75 \text{ cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 21.65 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0.75 \times 3.23 \cdot 10^2}{21.65} = 11.19 < 50$
- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.832$
- $Br = (75 - 2)^2 = 5329 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{4020.02 \times 10^3}{0.832} - \frac{5329 \times 10^2 \cdot 25}{0.9 \cdot 1.5} \right) \frac{1.15}{500}$$

$$A_s \geq -11.58 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 4020.02 kN a donné une section inférieure à celle exigée par l'RPA99 v03 ($A_{s\min} = 56.6 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit : $A_s = 4T25 + 12T20 = 57.34 \text{ cm}^2$.

V.2.9 Schéma des ferrailages

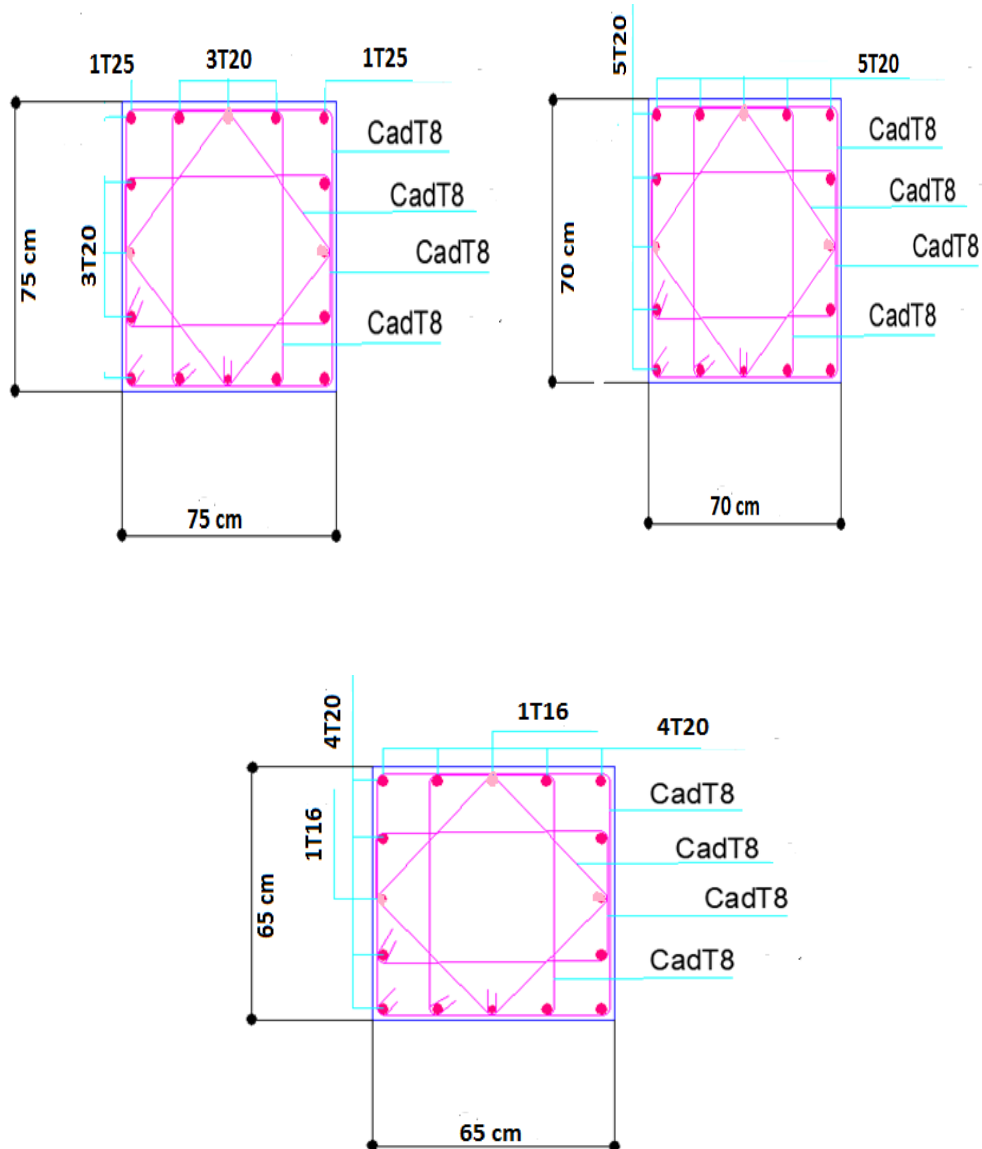


Figure V. 1: schéma de ferrailage des poteaux.

V.3 Ferrailage des poutres

V.3.1 Définition

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).
On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93

Situation durable :

- E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S : $G + Q$

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle :

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

• Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.2 Calcul de ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

V.3.2.1 Sollicitations de calcul

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ETABS V20 :

Tableau V. 11: Sollicitations de calcul (Poutre)

	$1,35 G + 1,5 Q$			$G + Q \pm E$			$0,8 G \pm E$		
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T (KN)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T (KN)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T (KN)
P.P avec voile	-29.15	16.35	56.19	-313.63	301.75	234.62	311.89	303.09	232.77
P.P sans voile	54.06	28.96	34.71	237.08	222.44	113.02	233.46	220.62	110.24
P.S avec voile	8.12	7.82	18.56	151.55	155.66	193.07	151.77	154.61	189.13
P.S sans voile	59.22	61.43	64.78	310.29	262.18	341.46	300.04	262.16	329.05

V.3.3 Ferrailage de poutre

V.3.3.1 Calcul des Armatures longitudinales

Les résultats sont obtenus à l'aide du programme **SOCOTEC** :

Tableau V. 12: Résultats de calcul des sections des armatures longitudinales (Poutres)

	$1,35 G + 1,5 Q$		$G + Q \pm E$		$0,8 G \pm E$	
	$A_{s_{appuie}}$ (cm ²)	$A_{s_{travée}}$ (cm ²)	$A_{s_{appuie}}$ (cm ²)	$A_{s_{travée}}$ (cm ²)	$A_{s_{appuie}}$ (cm ²)	$A_{s_{travée}}$ (cm ²)
P.P avec voile	1.71	0.95	20.61	19.46	20.44	19.62
P.P sans voile	3.23	1.7	14.19	13.12	13.92	12.99
P.S avec voile	0.47	0.45	8.39	8.65	8.41	8.59
P.S sans voile	3.57	3.71	20.29	16.05	19.34	16.05

Tableau V. 13: les diamètres adoptés pour chaque poutre.

Poutre		Sections Adoptés(cm ²)	Diamètres Adoptés	Sections Réelles (cm ²)
P.S avec voile	Appuie	20.61	4T20+4T16	20.61
	Travée	19.46	4T20+4T16	20.61
P.S sans voile	Appuie	14.19	4T16+4T14	14.20
	Travée	13.12	4T14+4T16	14.20
P.P avec voile	Appuie	8.39	4T20	12.57
	Travée	8.65	4T20	12.57
P.P sans voile	Appuie	20.29	4T20+4T16	20.61
	Travée	16.05	8T16	16.08

V.3.3.2 Calcul des armatures transversales : (D'après CBA.93)

f_{tj} Est bornée supérieurement à 3,3 MPA

Dans laquelle les contraintes sont exprimées en MPA (ou N/mm²). Et avec comme valeurs du coefficient K :

K=1 : en flexion simple

$K = 1 + \frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}}$ en flexion composée avec compression.

σ_{cm} : désignant la contrainte moyenne de compression de la section du béton, sous l'effort normal de calcul.

$K = 1 - \frac{\sigma_{tm}}{f_{cj}}$ en flexion composée avec traction.

σ_{tm} : désignant la contrainte moyenne de traction de la section totale de béton, sous l'effort normal de calcul.

En outre la valeur de K est bornée supérieurement à :

0 (zéro) dans le cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci-après, ou lorsque la fissuration est jugée très préjudiciable

1 (unité) dans le cas de surfaces de reprise munies d'indentation dont la sailli atteint au moins 5 mm

$$r_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d}$$

$$b_0 = 30 \text{ cm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 14: Résultats de calcul des armatures transversales.

		Condition	Poutre 30x45
CBA	S_t	$S_t \leq \min(0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm})$	40cm
RPA	$S_{t_{nodale}}$	$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$	11,25cm
	$S_{t_{courante}}$	$s \leq \frac{h}{2}$	22,5cm

- Alors on adopte :

Tableau V. 15: diamètres adoptés comme armatures transversales.

	p.p avec voile	p.p sans voile	P.S avec voile	P.S sans voile
r_u	1.95	0.94	1.60	2.49
$S_{t_{nodale}}$	10	10	10	10
$S_{t_{courante}}$	15	15	15	15
$A_{t_{nodale}}$	1.01	0.58	0.87	1.23
$A_{courante}$	1.45	0.65	0.95	1.96
A_{min}	1.35	1.35	1.35	1.35
Diamètre adoptés nodale	4T10	4T10	4T10	4T10
Diamètre adoptés_{courant}	4T10	4T10	4T10	4T10

V.3.4 Vérifications

V.3.4.1 Condition de non-fragilité

- Condition a vérifié :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ Avec } f_e = 500 \text{ MPa } t f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

Tableau V. 16: vérifications de non fragilité (poutre).

Poutre		Sections réelles (cm ²)	A_{min}	Condition
P.P avec voile	Appuie	20.61	1,95	Vérifiée
	Travée	20.61	1,95	Vérifiée
P.P sans voile	Appuie	14.20	1,95	Vérifiée
	Travée	14.20	1,95	Vérifiée
P.S avec voile	Appuie	12.57	1,95	Vérifiée
	Travée	12.57	1,95	Vérifiée
P.S sans voile	Appuie	20.61	1,95	Vérifiée
	Travée	16.08	1,95	Vérifiée

V.3.4.2 Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_{\max} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_{\max} \leq \min\left[\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_c}; 4 \text{ MPa}\right]; \text{ Fissuration peu nuisible}$$

Tableau V. 17: Vérification au cisaillement.

	P.P avec Voile	P.P sans voile	P.S avec Voile	P.S sans voile
T_{max} (KN)				
τ_{max} (MPa)	1.95	1.85	1.57	2.49
τ_u (MPa)	2.5	2.5	2.5	2.5
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.3.4.3 Vérification de la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq f$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V. 18: récapitulatif du calcul de la flèche.

Poutre	Longueur (m)	M_{ser} KN.m	A_s^{adp} (cm²)	A_s^{'adp} (cm²)	I₀ (cm⁴)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf_t (mm)	f⁻ (mm)
P.P avec voile	5	21.22	1.94	0.95	248576.25	0,003	0.628	0,625	5.5
P.P sans voile	5	39.41	6.42	1.92	276873.75	0.004	1.112	1.108	5.5
P.S avec voile	5	5.89	0.62	0.48	248576.25	0.002	0.116	0.114	5.5
P.S sans voile	5	44.65	7.26	1.92	276873.75	0.004	1.102	1.093	5.5

- Donc la flèche est vérifiée pour toutes les poutres.

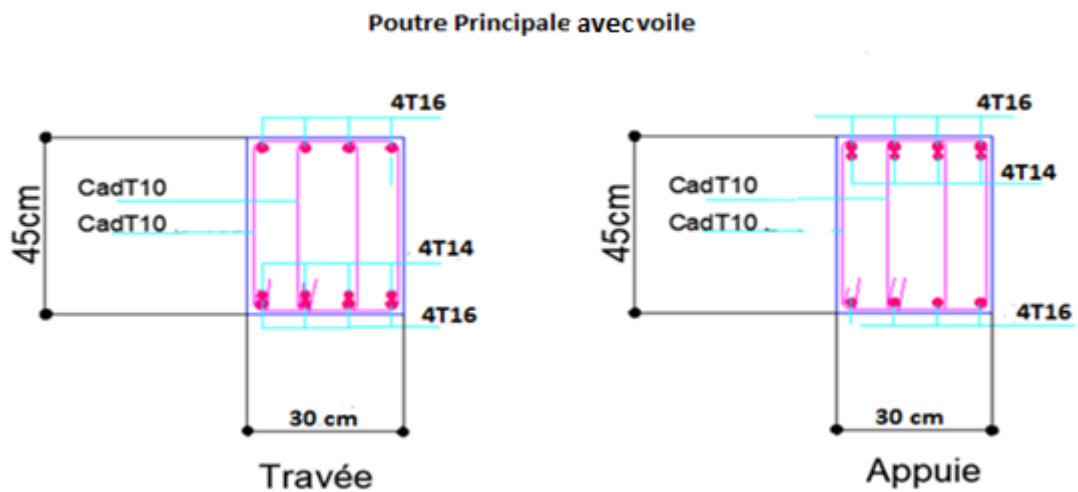


Figure V. 2: Schéma de ferrailage De la poutre principale avec voile.

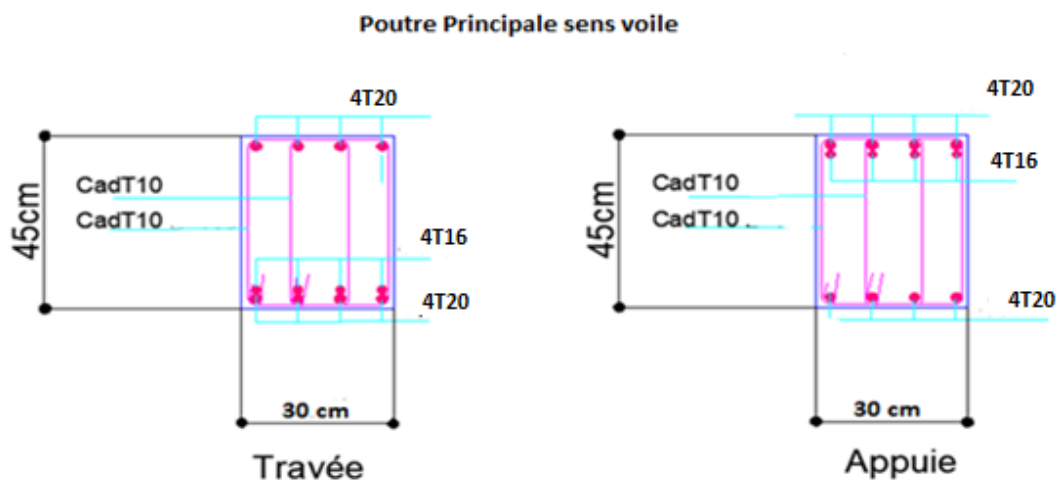


Figure V. 3: Schéma de ferrailage De la poutre principale sans voile

V.4 Ferrailage des voiles

V.4.1 Règles à suivre

Le ferrailage *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.

a- Armature verticale :

Le ferrailage 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 ferrailage 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.

b- 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 ferrailage 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'espace 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 :

$$A_{vj} = 1,1 V_u / f_e$$

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 :

$$G + Q \pm E \quad 0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

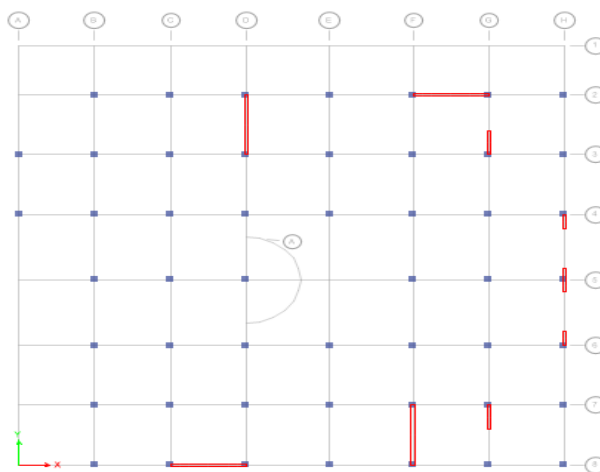
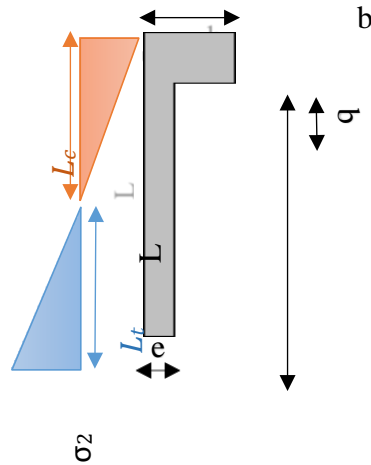


Figure V. 4: Disposition des voiles dans la structure.

V.4.3 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L = 2 \text{ m}$, $e = 0,20\text{m}$, $b = 75$) duRDC

(Zone I) :



a- Détermination des sollicitations (situation accidentelle)

$$M=10411,60 \text{ KN.m}$$

$$N=2685,43 \text{ KN}$$

b- Caractéristiques géométriques

$$L = 2 \text{ m}$$

$$e = 0,2 \text{ m}$$

$$\Omega = 0.4 \text{ m}^2$$

$$Y_{\max} = 1\text{m}$$

$$I = 0.13 \text{ m}^4$$

• Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{MV}{I} = \frac{2685.43}{0.4} + \frac{1411.60 \times 1}{0.13}$$

$$\sigma_1 = 17572.04 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{MV}{I} = \frac{2685.43}{0.4} - \frac{1411.60 \times 1}{0.13} \sigma_2 = -4144.89 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$L_t = Lx \frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} = 1.62 \text{ m}$$

- **La force de traction :**

$$F_t = 0,5xL_t \times e \times \sigma_1 = 0,5x0,2 \times 17572.04 \times 1.08 = 2843.46 \text{ KN}$$

- **Section d'armature :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{Y_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa} \quad Y_s = 1 \text{ (station accidentelle).}$$

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{2843.46}{500} = 56.87 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

Dans la zone tendue : D'après le RPA99 :

$$A_{RPA} = 0,20\% . e . L_t = 0,20\% \times 0,20 \times 1.08 = 4.32 \text{ cm}^2$$

- **Dans la zone courante : D'après le RPA99 :**

$$A_{zc} = 0,10\% . e . L = 0,10\% \times 0,2 \times 2 = 2.5 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal sur toute la section du voile :**

$$A_{min} = 0,15\% . e . L = 0,15\% \times \Omega = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = (A_{vt} ; A_{RPA}) = (32.71 ; 4.32) \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 32.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{35,05x2,}{1.08}$$

$$A_s = 70.29 \text{ cm}^2$$

- **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{F_e} = 1,1 \frac{456.95}{500}$$

$$A_{vj} = 10.5 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

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

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

$$S_a = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \text{ Dans la zone d'about } \left(\frac{L}{10} \right)$$

Choix de barres vertical : 28T20

Choix de barres couture : 28T10

$$A_{\text{adopté}} = 87.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj_{\text{adopté}}} = 22.12 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte admissible :**

$$\sigma_c \leq \frac{\bar{\sigma}_c = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\sigma_c = -4,11 \text{ KN/m}^2 = 7.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 4,11 \leq \frac{\bar{\sigma}_c = \frac{0,85 \times 25}{1,15}}{1,15} = 18,243 \text{ MPa}$$

V.4.3.1 Ferrailage vertical des voiles (RDC, 1er étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V. 19: résultats détaillés du ferrailage vertical RDC V1.

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	nombre barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M ²	M4	M	kN/m ²	kN/m ²	m	kN	cm ²	Cm ²	T	Cm ²
RDC V1	3143.76	11643.14	5	1	2,08	2,5	17137.92	-10850.4	3.06	5246.98	109.94	171.38	56	72.2
RDC V2	3009.81	11965.78	5	1	2,08	2,5	17391.76	-11372.14	3.02	5257.86	105.16	173.92	56	74.07
RDC V3	2685.43	1411.60	2	0,4	0,13	1	17572.04	-4144.89	1.62	2843.65	56.87	70.29	28	10.11
RDC V4	2671.56	1401.13	2	0,4	0,13	1	17456.82	-4099.02	1.62	2827.45	56.55	69.83	28	10.05
RDC V5	1465.09	381.98	1,2	0,24	0,028	0,6	14289.83	-2080.74	1.05	1496.83	29.94	34.30	16	5.7
RDC V6	1471.17	388.021	1,2	0,24	0,028	0,6	14444.61	-2184.86	1.04	1505.62	30.11	34.67	16	4.5
RDC V7	1524.26	1457.35	2	0,4	0,13	1	15021.03	-7399.73	1.34	2012.7	40.25	60.08	28	6.07
RDC V8	1721.86	1034.59	1,2	0,24	0,028	0,6	29344.20	-14995.37	0.79	2330.42	46.61	70.43	24	23.9
RDC V9	1695.96	898.47	1,2	0,24	0,028	0,6	26319.43	-12186.43	0.82	2158.77	43.18	63.17	24	20.7
RDC 10	1875.65	1014.09	1,2	0,24	0,028	0,6	29545.71	-13915.29	0.82	2410.3	48.21	70.91	24	23.4
RDC 11	8818.82	2610.54	1,2	0,24	0,028	0,6	27089.95	-11933.2	0.83	2256.71	45.13	65.02	24	32.2

V.4.3.2 Choix final des armatures verticaux des voiles (RDC, 1er étage)

Tableau V. 20: 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,	56T20	56T10	15	10
V3, V4	28T20	28T10	15	10
V5, V6	16T20	16T10	15	10
V7	28T20	28T10	15	10
V8, V10	24T20	24T10	10	10
V9, V11	24T20	24T10	10	10

V.4.3.3 Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage

Tableau V. 21: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du RDC.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
RDC V1	10.85	18.48	171.38	15	Vérifiée
RDC V2	11.37	18.48	173.92	15	Vérifiée
RDC V3	4.1	18.48	70.29	6	Vérifiée
RDC V4	4.09	18.48	69.83	6	Vérifiée
RDC V5	7.39	18.48	34.30	3.6	Vérifiée
RDC V6	2.08	18.48	34.67	3.6	Vérifiée
RDC V7	2.18	18.48	60.08	6	Vérifiée
RDC V8	14.9	18.48	70.43	3.6	Vérifiée
RDC V9	12.1	18.48	63.17	3.6	Vérifiée
RDC V10	13.9	18.48	70.91	3.6	Vérifiée
RDC V11	11.9	18.48	65.02	3.6	Vérifiée

V.4.3.4 Ferrailage vertical des voiles (2^{ème}, 3^{ème})

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V. 22: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 2^{ème} étage.

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M ²	M ⁴	M	kN/m ²	kN/m ²	M	kN	cm ²	cm ²	T	Cm ²
2 ^{ème} V1	2764.13	7122.48	5	1	2,08	2,5	11324.80	-5796.54	3.31	3745.36	74.91	113.25	56	57.1
2 ^{ème} V2	2700.09	7477.63	5	1	2,08	2,5	11687.63	-6287.45	3.25	3799.72	75.99	116.88	56	61.06
2 ^{ème} V3	1324.26	689.77	2	0,4	0,13	1	8616.57	-1995.27	1.62	1399.29	27.99	34.47	20	7.3
2 ^{ème} V4	1310.11	651.31	2	0,4	0,13	1	8285.35	-1734.80	1.65	1370.18	27.40	33.14	20	6.7
2 ^{ème} V5	878.36	241.74	1,2	0,24	0,028	0,6	8839.98	-1520.31	1.02	905.13	18.10	21.22	12	4.5
2 ^{ème} V6	877.98	246.32	1,2	0,24	0,028	0,6	8936.54	-1620.04	1.02	907.81	18.16	21.22	12	4.6
2 ^{ème} V7	1288.28	804.32	2	0,4	0,13	1	9462.35	-2911.80	1.52	1430.50	28.61	37.63	20	7.3
2 ^{ème} V8	1403.14	852.29	1,2	0,24	0,028	0,6	21921.61	-14605.11	0.72	1578.76	31.58	52.61	24	19.1
2 ^{ème} V9	1405.72	757.04	1,2	0,24	0,028	0,6	22079.45	-10365.12	0.82	1803.08	36.06	52.99	24	17.05
2 ^{ème} V10	1542.23	833.88	1,2	0,24	0,028	0,6	24294.82	-11442.9	0.82	1981.9	39.64	58.31	24	18.85
2 ^{ème} V11	5097.52	1719.30	1,2	0,24	0,028	0,6	26597.88	-12843.55	0.81	2152.40	43.05	63.83	24	24.78

V.4.3.5 Choix final des armatures verticaux des voiles (2^{ème}, 3^{ème})

Tableau V. 23: choix du ferrailage vertical des voiles du 2^{ème} étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{dFabout}}$ (cm)
V1, V2,	56T16	56T10	15	10
V3, V4	20T16	20T10	20	10
V5, V6	12T16	12T10	20	10
V7	20T16	20T12	20	10
V8, V10	24T20	24T10	10	10
V9, V11	24T20	24T10	10	10

V.4.3.6 Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage

Tableau V. 24: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du 2^{ème} étage

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
2 ^{ÉME} V1	-5.79	18.48	74.91	15	Vérifiée
2 ^{ÉME} V2	-6.28	18.48	75.99	15	Vérifiée
2 ^{ÉME} V3	-1.99	18.48	27.99	6	Vérifiée
2 ^{ÉME} V4	-1.73	18.48	27.40	6	Vérifiée
2 ^{ÉME} V5	-1.52	18.48	18.10	3.6	Vérifiée
2 ^{ÉME} V6	-1.62	18.48	18.16	3.6	Vérifiée
2 ^{ÉME} V7	-2.91	18.48	28.61	6	Vérifiée
2 ^{ÉME} V8	-14.6	18.48	31.58	3.6	Vérifiée
2 ^{ÉME} V9	-10.36	18.48	36.06	3.6	Vérifiée
2 ^{ÉME} V10	-11.44	18.48	39.64	3.6	Vérifiée
2 ^{ÉME} V11	-12.84	18.48	43.05	3.6	Vérifiée

V.4.3.7 Ferrailage vertical des voiles (4^{ème}, 5^{ème})Tableau V. 25: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 4^{ème}

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M ²	M ⁴	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	T12	Cm ²
4 ^{ème} V1	2241.42	3501.27	5	1	2,08	2,5	6449.68	-1966.84	3.83	2471.23	49.42	64.50	50	37.8
4 ^{ème} V2	2190.78	3665.56	5	1	2,08	2,5	6596.50	-2214.94	3.74	2469.17	49.38	65.97	50	40.8
4 ^{ème} V3	1095.49	525.57	2	0,4	0,13	1	6781.57	-1304.12	1.68	1137.56	22.75	27.13	28	7.4
4 ^{ème} V4	1055.70	469.07	2	0,4	0,13	1	6247.48	-968.98	1.73	1081.72	61.63	24.99	28	6.5
4 ^{ème} V5	883.96	224.92	1,2	0,24	0,028	0,6	8502.88	-1136.55	1.06	900.04	18.00	20.41	16	4.8
4 ^{ème} V6	880.80	230.64	1,2	0,24	0,028	0,6	8612.29	-1272.29	1.05	900.45	18.01	20.67	16	4.95
4 ^{ème} V7	988.15	676.14	2	0,4	0,13	1	7671.45	-2730.70	1.47	1131.52	22.63	30.69	28	7.97
4 ^{ème} V8	942.50	568.84	1,2	0,24	0,028	0,6	16116.51	-8262.35	0.79	1278.53	25.57	38.68	14	14.12
4 ^{ème} V9	940.16	516.12	1,2	0,24	0,028	0,6	14977.05	-7142.38	0.81	1216.91	24.34	35.94	14	12.8
4 ^{ème} V10	1040.17	560.67	1,2	0,24	0,028	0,6	1634.40	-7680.48	0.82	1334.75	26.70	39.24	14	14.03
4 ^{ème} V11	2983.91	1020.29	1,2	0,24	0,028	0,6	17523.81	-8190.48	0.82	1433.06	28.66	40.06	14	18.15

V.4.3.8 Choix final des armatures verticaux des voiles (5^{ème}, 6^{ème} étage)

Tableau V. 26: choix du ferrailage vertical des voiles du 5^{ème} étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{dFabout}}$ (cm)
V1, V2 ,	50T14	50T10	20	10
V3, V4	28T14	28T10	15	10
V5, V6	16T14	16T10	15	10
V7	28T14	28T12	15	10
V8, V10	20T16	20T10	15	10
V9, V11	20T16	20T12	15	10

V.4.3.9 Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage

Tableau V. 27: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du 5^{ème} étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
4 ^{ÉME} V1	-1.96	18.48	49.42	15	Vérifiée
4 ^{ÉME} V2	-2.21	18.48	49.38	15	Vérifiée
4 ^{ÉME} V3	-1.30	18.48	22.75	6	Vérifiée
4 ^{ÉME} V4	-0.96	18.48	61.63	6	Vérifiée
4 ^{ÉME} V5	-1.13	18.48	18.00	3.6	Vérifiée
4 ^{ÉME} V6	-1.27	18.48	18.01	3.6	Vérifiée
4 ^{ÉME} V7	-2.73	18.48	22.63	6	Vérifiée
4 ^{ÉME} V8	-8.26	18.48	25.57	3.6	Vérifiée
4 ^{ÉME} V9	-7.14	18.48	24.34	3.6	Vérifiée
4 ^{ÉME} V10	-7.68	18.48	26.70	3.6	Vérifiée
4 ^{ÉME} V10	-8.19	18.48	28.66	3.6	Vérifiée

V.4.3.10 Ferrailage vertical des voiles (6ème ,7ème)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V. 28: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 6 ème étage.

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M ²	M ⁴	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	HA10	Cm ²
6ème V1	1611.37	1794.48	5	1	2,08	2,5	3768.20	-545.46	4.37	1645.86	32.92	37.68	50	23.9
6ème V2	1582.54	1796.36	5	1	2,08	2,5	3714.61	-576.57	4.33	1621.01	32.92	37.42	50	24.6
6ème V3	926.57	451.69	2	0,4	0,13	1	5490.96	-1158.11	1.67	965.17	19.3	23.16	20	6.6
6ème V4	896.02	381.49	2	0,4	0,13	1	5174.59	-694.49	1.76	912.46	18.25	20.7	20	5.55
6ème V5	767.82	224.87	1,2	0,24	0,028	0,6	8017.89	-1619.39	1	800.47	16.01	19.24	24	.477
6ème V6	766.76	230.13	1,2	0,24	0,028	0,6	8126.19	-1736.52	0.99	803.45	16.07	19.5	24	4.89
6ème V7	633.12	658.99	2	0,4	0,13	1	6651.95	-3486.35	1.31	872.9	17.46	26.61	28	7.78
6ème V8	538.25	394.57	1,2	0,24	0,028	0,6	10697.78	-6212.36	0.76	812.12	16.24	25.67	24	10.19
6ème V9	542.28	371.60	1,2	0,24	0,028	0,6	10222.36	-5703.36	0.77	787.38	15.75	24.53	24	9.53
6ème V10	593.64	383.27	1,2	0,24	0,028	0,6	10686.43	-5739.43	0.78	834.29	16.69	25.65	24	10.11
6ème V11	1624.20	669.66	1,2	0,24	0,028	0,6	11081.31	-6112.98	0.77	857.00	17.14	26.6	24	12.68

V.4.3.11 Choix final des armatures verticaux des voiles (7ème, 8ème étage)

Tableau V. 29: choix du ferrailage vertical des voiles du 6ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t\text{courante}}$ (cm)	$S_{t\text{dFa}}\text{bout}$ (cm)
V1, V2	50T10	50T10	20	10
V3, V4	20T12	20T10	20	10
V5, V6	24T12	16T10	10	10
V7	28T12	28T10	15	10
V8, V10	24T12	20T10	10	10
V9, V11	24T12	20T12	10	10

V.4.3.12 Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage

Tableau V. 30: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du 6ème étage

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
6ÉME V1	-0.54	18.48	32.92	15	Vérifiée
6ÉME V2	-0.57	18.48	32.92	15	Vérifiée
6ÉME V3	-1.15	18.48	19.3	6	Vérifiée
6ÉME V4	-0.69	18.48	18.25	6	Vérifiée
6ÉME V5	-1.61	18.48	16.01	3.6	Vérifiée
6ÉME V6	-1.73	18.48	16.07	3.6	Vérifiée
6ÉME V7	-3.48	18.48	17.46	6	Vérifiée
6ÉME V8	-6.12	18.48	16.24	3.6	Vérifiée
6ÉME V9	-5.70	18.48	15.75	3.6	Vérifiée
6ÉME V10	-5.73	18.48	16.69	3.6	Vérifiée
6ÉME V11	-6.11	18.48	17.14	3.6	Vérifiée

V.4.3.13 Ferrailage vertical des voiles (8^{ème}, 9^{ème})

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V. 31: choix du ferrailage vertical des voiles du 8^{ème} étage.

Voile	P	M	L	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M ²	M ⁴	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	HA10	Cm ²
8 ^{ème} V1	888.36	1544.83	5	1	2,08	2,5	2745.13	-968.41	3.7	1014.63	20.29	27.45	50	19.86
8 ^{ème} V2	878.63	1739.60	5	1	2,08	2,5	2469.23	-1712.51	2.95	729.01	14.58	24.69	50	22.3
8 ^{ème} V3	612.10	471.46	2	0,4	0,13	1	5156.87	-2096.37	1.42	733.28	14.67	20.63	20	5.66
8 ^{ème} V4	595.28	397.69	2	0,4	0,13	1	4547.35	-1570.95	1.49	675.95	13.52	18.19	20	4.65
8 ^{ème} V5	497.27	208.99	1,2	0,24	0,028	0,6	6550.32	-2406.4	0.88	574.85	11.5	15.72	16	3.44
8 ^{ème} V6	489.10	214.22	1,2	0,24	0,028	0,6	6628.35	-2552.51	0.87	574.26	11.49	15.91	16	3.5
8 ^{ème} V7	292.74	574.03	2	0,4	0,13	1	5147.47	-3683.77	1.17	600.46	12.00	20.59	28	5.56
8 ^{ème} V8	339.30	195.84	1,2	0,24	0,028	0,6	5610.32	-2782.82	0.8	450.02	9.00	13.46	20	5.49
8 ^{ème} V9	307.93	205.88	1,2	0,24	0,028	0,6	5694.76	-3128.67	0.77	441.06	8.82	13.67	20	5.68
8 ^{ème} V10	333.56	188.98	1,2	0,24	0,028	0,6	5439.4	-2659.74	0.81	438.37	8.77	13.05	20	5.34
8 ^{ème} V11	360.50	240.29	1,2	0,24	0,028	0,6	5906.51	-3177.35	0.89	1057.69	9.15	15.58	20	6.59

V.4.3.14 Choix final des armatures verticaux des voiles (9ème, 8ème étage)

Tableau V. 32: choix du ferrailage vertical des voiles du 8ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{dFabout}}$ (cm)
V1, V2	50T10	50T10	20	15
V3, V4	20T12	20T10	20	10
V5, V6	16T12	16T10	20	10
V7, V8	28T12	28T10	15	10
V8, V10	20T12	20T10	15	10
V9, V11	20T12	20T12	15	10

V.4.3.15 Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage

Tableau V. 33: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du 8ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
8ÉME V1	-0.96	18.48	27.45	17.1	Vérifiée
8ÉME V2	-1.71	18.48	24.69	17.1	Vérifiée
8ÉME V3	-2.09	18.48	20.63	7.05	Vérifiée
8ÉME V4	-1.57	18.48	18.19	7.05	Vérifiée
8ÉME V5	-2.40	18.48	15.72	4.65	Vérifiée
8ÉME V6	-2.55	18.48	15.91	4.65	Vérifiée
8ÉME V7	-3.68	18.48	20.59	6	Vérifiée
8ÉME V8	-2.78	18.48	13.46	4.65	Vérifiée
8ÉME V9	-3.12	18.48	13.67	4.65	Vérifiée
8ÉME V10	-2.65	18.48	13.05	4.65	Vérifiée
8ÉME V10	-4.17	18.48	15.58	4.65	Vérifiée

- **Remarque :**

La section totale du voile (N) est inférieure à la section minimale demandée. Le ferrailage adopté est celui qui est obtenue lors du calcul des armatures de couture :

$$A_{vj} = 11,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 9,9 \text{ cm}^2$$

V.4.4 Ferrailage horizontal**V.4.4.1 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% (**desRPA99/Version 2003**)

La contrainte de cisaillement est :

$$r_u = \frac{1.4 T}{e \times d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

e : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile. $d = 0,9 h$

D'après l'article (**RPA 99/Version 2003**). La contrainte limite est :

$$\bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $r_u \leq \bar{\tau}$

V.4.4.2 Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant

D'après l'article (**CBA 93**) La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e S_t} \leq \frac{Y_s(r_u - 0,3 f_{c28} k)}{0,9 f_e}$$

$k = 0$: Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non muni d'indentations la surface de reprise.

$k = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$$K = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

En flexion composée avec N, effort de compression.

$$K = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{c28}}$$

En flexion composée avec N, effort de traction.

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 :

$$\text{Pour } r_u \leq 0,025 f_{c28} : A_{t \min} \geq 0,0015 b_0 s_t$$

$$\text{Pour } r_u > 0,025 f_{c28} : A_{t \min} \geq 0,0025 b_0 s_t$$

Exemple d'application :

On prend comme exemple le voile V3 ($L = 2, e = 0,20m$) du RDC (**Zone III**) :

$$r_u = \frac{T}{ed} \leq 1,4 \times \frac{459,88}{0,2 \times 0,9 \times (3,74 - 0,45)} = 1091,24 \text{ MPa}$$

$$r_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$r_u \leq r_u$ Condition vérifiée

Dans notre cas $k = 1 - 10 \sigma_{tm} / f_{c28}$: En flexion composée avec N effort de traction, Donc :

$$K = 1 - \frac{10 \times \sigma_{tm}}{f_{c28}} = 1 - \frac{10 \times 17572,04}{25 \times 1000}$$

$$K = -0,70$$

D'après (**RPA 99/Version 2003**) l'espacement des barres doit être :

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

$$\text{Soit } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0,1(0,9 - 0,3 \times 2,1(-0,70))200 \times 100}{0,9 f_e}$$

$$A_t \geq 1,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{t \min} \geq 0,0025 b_0 s_t$$

$$A_{t \min} \geq 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = (1,16 ; 0,5) \text{ cm}^2 \quad A_t = 1,16 \text{ cm}^2$$

On choisit 2T10 Par fil.

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. 34: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles

voile	L (m)	T (KN)	r_u (MPa)	\bar{u} (MPa)	$r_u < \bar{u}$	St (m)	K	At (cm ²)	At min (cm ²)	Choix des barre
V1	5	1740.15	4.55	5	oui	0.1	-0.78	2.18	0,5	2T12
V2	5	1781.5	4.98	5	oui	0.1	-0.79	2.21	0,5	2T12
V3	2	459.88	1.09	5	oui	0.1	-0.7	1.96	0,5	2T10
V4	2	456.95	1.08	5	oui	0.1	-0.79	2.21	0,5	2T10
V5	1.2	190.08	0.45	5	oui	0.1	-0.67	1.87	0,5	2T10
V6	1.2	187.88	0.44	5	oui	0.1	-0.67	1.87	0,5	2T10
V7	2	276.13	0.65	5	oui	0.1	-0.7	1.96	0,5	2T10
V8	1.2	1088.59	2.58	5	oui	0.1	-1.27	3.55	0,5	2T14
V9	1.2	944.32	2.24	5	oui	0.1	-1.15	3.22	0,5	2T14
V10	1.2	1064.02	2.52	5	oui	0.1	-1.28	3.58	0,5	2T14
V11	1.2	1488.11	3.53	5	oui	0.1	-1.18	3.30	0,5	2T14

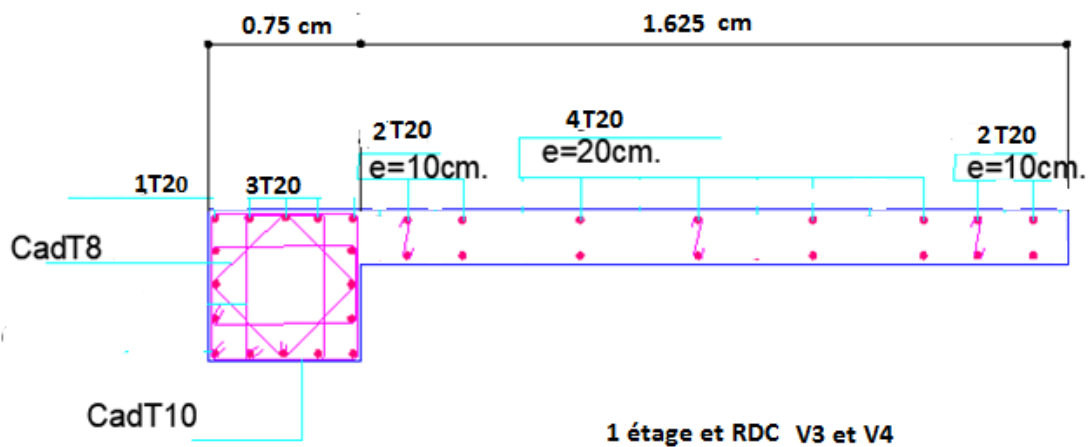


Figure V. 5: Schéma de ferrailage du bout de voile.

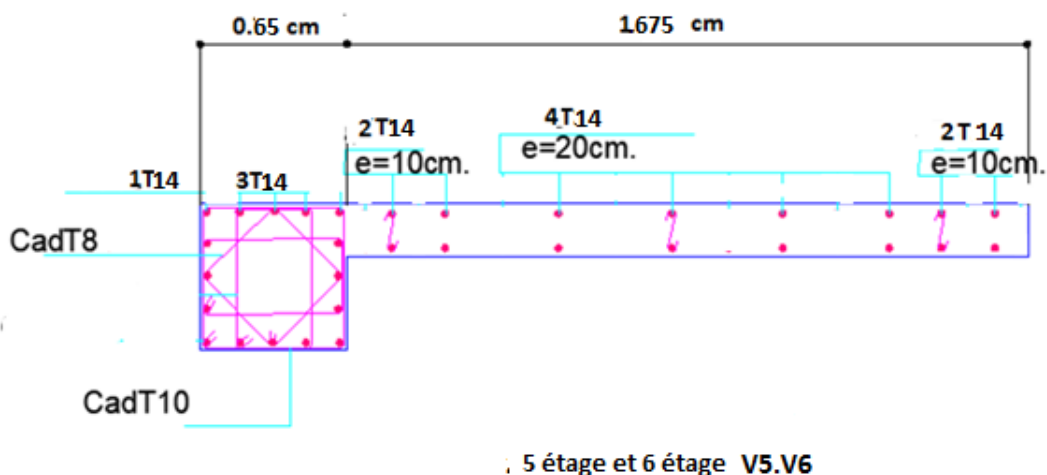
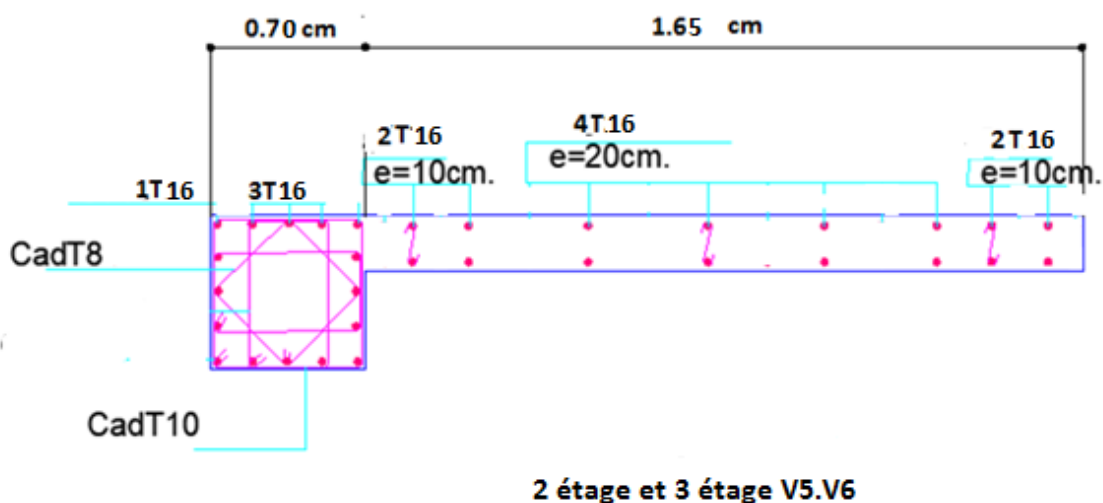


Figure V. 6: Schéma de ferrailage du voile.

V.5 Ferrailage des linteaux

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastés dans les trumeaux.
- Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.
- La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.

- Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux et les trumeaux) dans le béton à $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **Etabs**)

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

1. Premier Cas :

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

Où:

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

- **Premier sous cas : Linteaux Longs** ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a :
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z = h - 2 d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

- **Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts** ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$ Où : $Z = h - 2 d'$

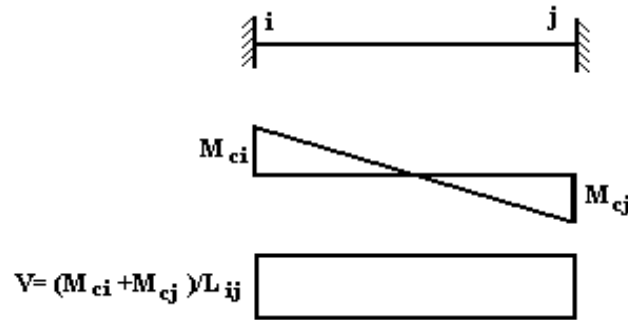


Figure V. 7: Effort tranchant et moment dans les linteaux.

2. Deuxième Cas :

$$\tau_b > 0,06 f_{c,28}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M , V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$

Et :

$$V = V_u^{cal} \quad (\text{sans majoration}) \quad \left(\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12} \right)$$

3. Ferrailage Minimal :

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%) \quad (\text{Avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur})$$

b. Armatures Transversales A_t :

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$

- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,2%

C'est à dire : $A_c \geq 0,002 bh$ (en deux nappes)

d. Armatures Diagonales A_D :

- si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$

- si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

▪ Exemple de calcul :**Linteau type 1 : (RDC)**

Soit le linteau suivant :

$$h = 1.34 \text{ m}$$

$$l = 2.60 \text{ m}$$

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

Les calculs :

$$\tau_b = 1,4 \times 2,45 = 3,43 \text{ MPa}$$

$$0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas N}^\circ 2$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$- A_l = A'_l \geq 0,0015 (0,20) (1,34) 10^4 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_l = A'_l = 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$- A_c \geq (0,002) (0,20) (0,830) 10^4 = 5,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2 \quad (\text{répartie en deux nappes}) \text{ (soit 2 barres /nappe)}$$

$$- 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

$$\text{Donc: } A_t \geq 0,0025 \times b \times S_t = (0,0025) (0,20) (0,207) 10^4 = 1,675 \text{ cm}^2$$

$$\text{Car } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 0,335 \text{ m}$$

$$\text{Soit: } A_t = 6T8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{1,34}{5} = 26,68 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

$$- A_D = \frac{(\tau_u \cdot b \cdot h)}{2 f_c \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{134 - 2(5)}{260} = 0,47 \Rightarrow \alpha = 25,50^\circ$$

$$A_D = \frac{(2,45) (200) (1340) 10^{-2}}{(2) (500) \sin (25,50)} = 15,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_D = 2 \times 4T16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$A_D \geq 0,0015 b h = 4,02 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

$$\text{Longueur d'ancrage : } L_a \geq \frac{h}{4} + 50 \phi = \frac{134}{4} + 50 (1,6) = 113,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_a = 100 \text{ cm}$$

- **Linteau type 1 (Etage 5) :**

$$\tau_b = 1,4 \times 0,89 = 1,24 \text{ MPa}$$

$$0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas N}^\circ 1$$

c. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

- **Premier sous cas : Linteaux Longs** ($\lambda_g = \frac{l}{h} = 1,94 > 1$) vérifie

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t f_e Z}{V}$$

$$S=8,88$$

S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z = h - 2d = 0,83 - 2 \times 0,05 = 0,73 \text{ m}$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$- A_l = A'_l \geq 0,0015 (0,20) (0,830) 10^4 = 2,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_l = A'_l = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$- A_c \geq (0,002) (0,20) (0,830) 10^4 = 3,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad (\text{répartie en deux nappes}) (\text{soit 2 barres /nappe})$$

$$- 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

Donc: $A_t \geq 0,0025 \times b \times S_t = (0,0025) (0,20) (0,207) 10^4 = 1,035 \text{ cm}^2$

Car $S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 0,207 \text{ m}$

Soit: $A_t = 6T8 = 3,02 \text{ cm}^2$

$S_t = \frac{83}{5} = 16,60 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm} < S_t^{\max}$

- $A_D = \frac{(\tau_u \cdot b \cdot h)}{2 f_e \sin \alpha}$

Avec : $\text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{83 - 2(5)}{260} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 15,68^\circ$

$A_D = \frac{(2,45) (200) (830) 10^{-2}}{(2) (500) \sin (15,68)} = 15,04 \text{ cm}^2$

Soit : $A_D = 2 \times 4T16 = 16,08 \text{ cm}^2$

$A_D \geq 0,0015 b h = 2,49 \text{ cm}^2$ c'est vérifié

Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50 \phi = \frac{83}{4} + 50(1,6) = 100,75 \text{ cm}$

$\Rightarrow L_a = 100 \text{ cm}$

Le calcul des armatures est donné par le tableau suivant

Tableau V. 35: Ferrailage des linteaux.

	H (m)	l (m)	b (m)	τ_b (MPa)	$\tau_b >$ $0,06 f_{c28}$	$\tau_b >$ $0,025 f_{c28}$	$A_t = A_t'$ (cm ²)	A_c (cm ²)	A_t (cm ²)	A_D (cm ²)
S1 (RDC à 5 éme étage)	1.34	2,6	0,20	3,43	Oui	Oui	4,02	5,36	1,675	15.25
S1 (6 à 9 éme étage)	0.83	2.6	0.20	1.24	Nn	Oui	2,49	3,32	1,035	15.04
S2 (RDC à 5 éme étage)	1.34	2.6	0.20	2.89	Oui	Oui	4,02	5,36	1,675	15.25
S2 (6 à 9 éme étage)	0.83	2.6	0.20	1.15	Nn	Oui	2,49	3,32	1,035	15.04

➤ **Choix des armatures : (ferrailage de S1 et S2 dans RDC a 4 éme)**

$$\begin{cases} A_L = A'_L = 2T16 = 4,02\text{cm}^2 \\ A_c = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2 \\ A_t = 6T08 = 3,02 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 15 \text{ cm} \\ A_D = 2 \times 4T16 = 16,08\text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Choix des armatures : (ferrailage de S1 et S2 dans 5 émé à 9 émé)**

$$\begin{cases} A_L = A'_L = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2 \\ A_c = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_t = 6T08 = 3,02 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 15 \text{ cm} \\ A_D = 2 \times 4T16 = 16,08\text{cm}^2 \end{cases}$$

1. Schéma de ferrailage des linteaux :

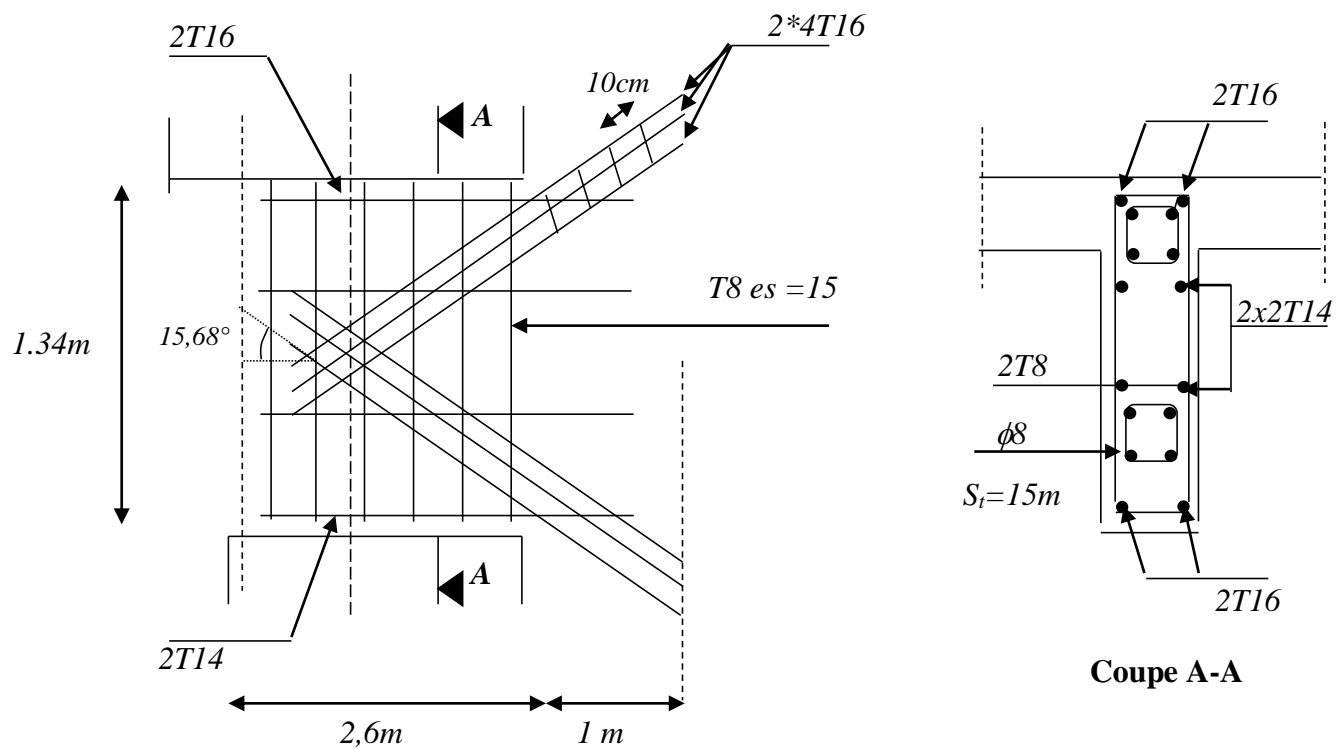


Figure V. 8: Ferrailage des linteaux. (RDC a 4 émé)

CHAPITRE VI :

« Etude des Fondations »

VI.1 Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

VI.2 Fonctions assurées par les fondations

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ❖ Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- ❖ Transmettre les charges et les surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.3 Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage se trouvent à une faible profondeur, on réalise dans ce cas des fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage se trouvent à une grande profondeur on réalise des fondations profondes ou semi profondes (puits ou pieux).

VI.4 Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant les paramètres suivants :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.
- L'aspect économique.
- La facilité de la réalisation.

La contrainte moyenne admissible du site du projet est estimée à 2 bars.

Pour le choix du type de fondations, nous avons en premier temps opté pour des semelles isolées comme solution.

VI.5 Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G).

On doit vérifier la condition suivante :
$$\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol, $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$.

$S_{néc}$: Surface de la nécessaire.

N_{ser} : Effort normal transmis à la fondation.

VI.6 Choix de type de fondation**VI.6.1 Semelles isolées**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$, donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminée par la formule suivante : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

- Exemple d'un résultat des sections d'une semelle isolée pour le poteau le plus défavorable (poteau C31) :

Tableau VI. 1: Sections des semelles isolées

N° Poteaux	N (kN)	S (m ²)	A(m)	A ^{choisie} (m)
31	-4211,31	6.04	2.45	2.5

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,50 \times A$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A : Largeur maximum de la semelle ($A=2.5 \text{ m}$).

On a : $L_{min} = 3 < 1,50 \times 2.5 = 3.75$ non vérifié.

Conclusion :

D'après ces résultats, le choix de semelles isolées ne peut être possible pour notre ouvrage, on vérifiera dans ce qui suit l'option des semelles filantes.

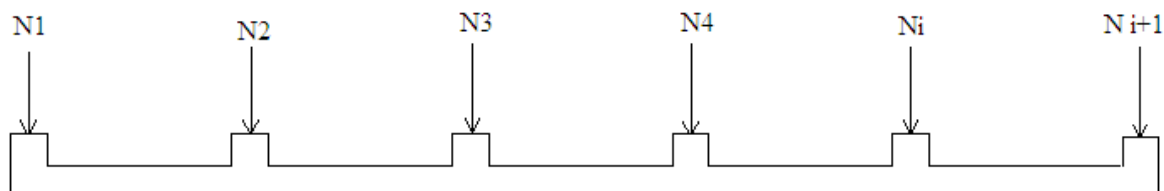
VI.6.2 Semelles filantes

Figure VI. 1: Principe des Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$.

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 2: Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	S (m)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
1	7949.106	39,74	31.7	1.25	1.30
2	18715.04	93,57	36.7	2.54	2.60
3	14407.42	72,03	36.7	1.96	2.00
4	12827.18	64.13	31.7	2.02	2.10
5	15810.58	79.05	31.7	2.49	2.50
6	17340.46	86.70	31.7	2.73	2.80
7	7256.94	36.28	31.7	1.14	1.20
A	1711.76	8.85	5.7	1.55	1.60
B	5325.64	26.92	31.7	0.85	0.9

C	11956.28	57.78	31.7	1.82	1.90
D	20065.30	100.32	31.7	3.16	3.20
E	12812.137	64.06	31.7	2.02	2.10
F	17570.82	87.85	31.7	2.77	2.80
G	19734.30	98.67	31.7	3.11	3.20
H	5173.93	25,86	31.7	0.81	0.90

Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_{néc}}{S_{BAT}} \leq 50 \%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :(904.289)

$$\frac{S_{néc}}{S_{BAT}} = \frac{904,289}{995.083} = 90,80 > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit au chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages, à savoir :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VI.6.3 Radier générale

VI.6.3.1 Introduction

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.et les voiles.

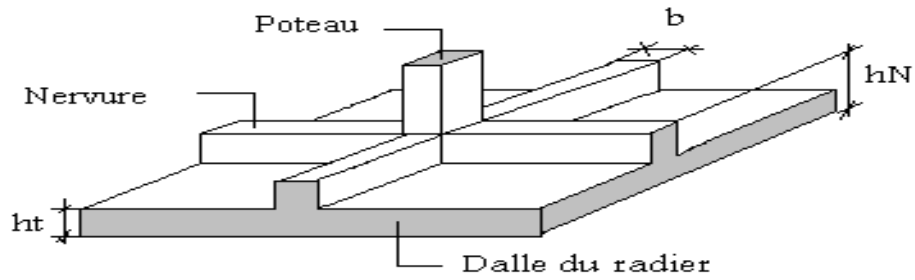


Figure VI. 2: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.6.3.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 135643,41 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,0 \text{ bars} \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 678,21 < S_b = 995,083 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

Donc la surface totale du radier est de $995,083 \text{ m}^2$

VI.6.3.3 Pré dimensionnement de radier

1- Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad [4]$$

Avec :

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,5 \text{ m} \Rightarrow h_1 \geq 27,5 \text{ cm}$$

Alors

On prend : $h=40 \text{ cm}$. pour l'épaisseur de la dalle

2- Nervure :

1. La hauteur de nervure

a. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 5,50\text{m}$

$$\Rightarrow 36,66 \text{ cm} < h_{N1} < 55 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_{N1} = 55 \text{ cm}$$

b. Condition de rigidité

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec :

L_e : longueur élastique (m).

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen).

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 * 10^4 \text{ MPa}$

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : $5,5\text{m}$

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 0,824 \text{ m}$$

On prend : $h_{N2}=90 \text{ cm}$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(0,55 ; 0,90) \text{ m}^2.$$

On prend : $h= 0,90 \text{ m}$.

2. Largeur de la nervure

c. Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{55}{10} = 55 \text{ cm} \quad [4]$$

Donc

$b = 55 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

Conclusion

$h_n = 90 \text{ cm}$

$b = 55 \text{ cm}$ dans le sens x-x

$b = 55 \text{ cm}$ dans le sens y-y

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 40 \text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 90 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm} \text{ sens } (x-x) \text{ et } b = 55 \text{ cm} \text{ sens } (y-y) \end{cases}$

VI.6.3.4 Les vérifications nécessaires

a- Vérification au poinçonnement

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

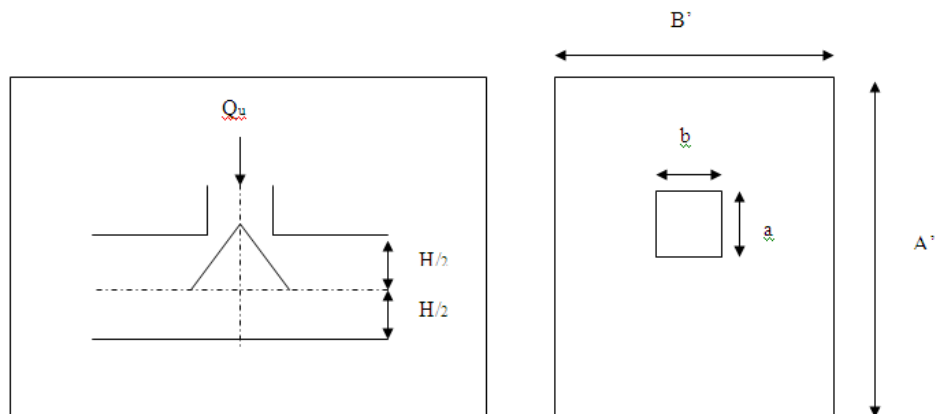


Figure VI. 3: Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après **CBA93** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=3496,81\text{kN}$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du sous-sol (55x55)cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(70 + 70) + 2 \times 90] = 640 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 6400 \times 900 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 4320 \text{ KN}$$

$$N_u = 4211.31 \text{ kN} < Q_u = 4320 \text{ KN} \quad \dots \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

b- Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

➤ **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{411628 \cdot 48}{135643 \cdot 41} = 3.03 \text{ m} < \frac{36}{4} = 9 \text{ m} \quad \dots \quad \text{vérifié.}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{427359 \cdot 08}{135643 \cdot 41} = 3.15 \text{ m} < \frac{31}{4} = 7.75 \text{ m} \quad \dots \quad \text{vérifié.}$$

c- Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$b = 1 \text{ m}$ (une bande de 1 m de 5,50 longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{186075 \cdot 45}{995 \cdot 083} \times \frac{5,50}{2} \times 1 = 514 \cdot 236 \text{ KN}$$

$N_u = N_u$ (superstructure) .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{514 \cdot 236}{1 \times 0,9 \times 900} = 0.63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

VI.6.3.5 Caractéristiques géométriques du radier

a- Position du centre de gravité

$$x_G = 15.58 \text{ m}$$

$$y_G = 15.8 \text{ m}$$

b- Moments d'inertie

$$I_{xx} = 81350.3 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 83966 \text{ m}^4$$

VI.6.3.6 Calcul des contraintes

$$\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par :

- **P'ELS :**
$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{135643 \cdot 41}{995 \cdot 083} = 136 \cdot 31 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 136 \cdot 31 \text{ kN / m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- L'ELU :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

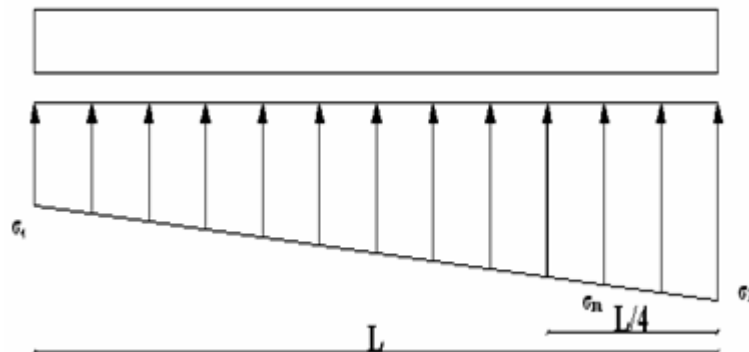


Figure VI. 4: contrainte sous le radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol} \text{ [1]}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 186075,45 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 411628,48 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 427359,08 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	264,45	109,53	225,72
Sens y-y	266,29	107,69	226,64
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

- **L'ELS :**

$$N_{ser} = 135643,41 \text{ kN} ; S = 995,083 \text{ m}^2$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VI. 4: Vérification des contraintes à l'ELS .

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	216,26	56,36	176,28
Sens y-y	215,61	57,01	175,96
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$ $= 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (xx' _ yy') donc pas de risque de soulèvement.

a. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ELU :

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 226,64 \text{ kN / m}^2$$

- ELS :

$$\sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 176,28 \text{ kN / m}^2$$

VI.6.4 Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferraillage de la dalle du radier**a.1. Détermination des efforts**

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ Panneau de rive :

- Moment en travée : $M_{tx}=0,85M_x$

$$M_{ty}=0,85M_y$$

- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive).

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x \text{ (autre appui).}$$

➤ Panneau intermédiaire :

- Moment en travée : $M_{tx}=0,75M_x$

$$M_{ty}=0,75M_y$$

- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$ Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

a .2. Valeur de la pression sous radier

- **ELU :**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 226,64 \text{ kN / m}$$

- **ELS :**

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 176,28 \text{ kN / m}$$

a .3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0)

On au rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{5,5}{5,5} = 1 < 1,00 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

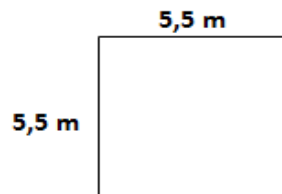


Figure VI. 5: panneau le plus sollicité.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5: Calcul des moments à l'ELU.

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	5,5	5,5	1	0,0368	1	226,64	252,29	189,21	252,29	189,21	126,14

a .4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6: Calcul des moments à l'ELS.

Panneau le plus sollicité	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _{ser} (kN/m)	M _x (kNm)	M _{tx} (kNm)	M _y (kNm)	M _{ty} (kNm)	M _a (kNm)
	5,5	5,5	1	0,0441	1	176,28	235,16	176,37	235,16	176,37	117,58

a .5. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_c=500\text{MPa}$; $\sigma_s=434.782\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$;

$h=40\text{cm}$

$d= h-e=40-5=35\text{ cm}$

Tableau VI. 7: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	M _u (kNm)	M	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	189,21	0,109	0,144	32,98	11,47	6T20	18,85	15
	y-y	189,21	0,109	0,144	32,98	11,47	6T20	18,85	15
Appui	x-x	126,14	0,072	0,093	33,69	7,48	6T16	16,08	15
	y-y	126,14	0,072	0,093	33,69	7,48	6T16	16,08	15

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33\text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (120\text{ cm} ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=15\text{cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=15\text{m}$

a .6. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,381 \text{ cm}^2 < 12,07 \text{ cm}^2$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau VI. 8: Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	176,37	18,85	11,70	15	182,39	201,63	OK
	y-y	176,37	18,85	11,70	15	182,39	201,63	OK
Appuis	x-x	117,58	12,07	9,54	15	199,58	201,63	OK
	y-y							

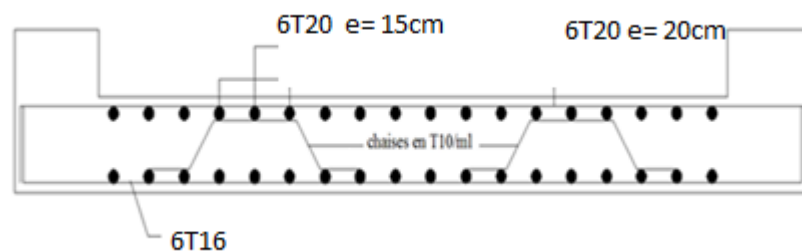


Figure VI. 6: Schéma de ferrailage du radier.

b. Ferrailage des nervures

b .1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99 [1]**).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures

b=55cm ; h=90cm ; d=85cm

- **Sens (x-x) :**

L=5,5m ; P=226,64 kN/ml ; M₀ = 856,98kNm

Tableau VI. 9: Ferrailage des nervures suivant x-x

	$M_u(kNm)$	M	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	728,43	0,129	0,173	79,12	18,41	5T20+5T16	25,76
Appuis	428,49	0,099	0,084	81,63	10,49	5T20	15,71

- **Sens (y-y) :**

L=5,5m ; P= 226,64 kN/ml, M₀ = 856,98 kNm

Tableau VI. 10: Ferrailage des nervures suivant y-y

	$M_u(kNm)$	M	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	728,43	0,129	0,173	79,12	18,41	5T20+5T16	25,76
Appuis	428,49	0,099	0,084	81,63	10,49	5T20	15,71

b.3. Vérifications nécessaires**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,51 \text{ cm}^2 < 13,21 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :**- Remarque :**

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section des armatures.

Tableau VI. 11: Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	566,57	25,76	6,81	15	176,38	201,63	OK
	y-y	566,57	25,76	6,81	15	176,38	201,63	OK
Appuis	y-y	333,27	15,71	8,34	15	195,2	201,63	OK
	y-y	333,27	15,71	8,34	15	195,2	201,63	OK

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{226,64 \times 5,50}{2} = 623,26 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{623,26 \cdot 10^3}{550 \times 850} = 1,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{..Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min} (0,9 d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,665 \text{ MPa}$$

- **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) = 19,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{..Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{..Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 8,33 \text{ mm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=1,33 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=55\text{cm}$; $d=85\text{cm}$

On trouve :

Tableau VI. 12: Espacement des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	55 × 90	Courante	45	40	25
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	55 × 90	Courante	45	40	25
		Nodale	15		15

Tableau VI. 13: Choix des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	55 × 90	Courante	25	10	4,09	4,71	6T10
		Nodale	15		2,45	4,71	6T10
Nervure Sens y-y	55 × 90	Courante	25	10	4,09	4,71	6T10
		Nodale	15		2,45	4,71	6T10

○ **Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,40 \text{ MPa}$$

- Zone courante 0,73 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

- Zone nodale 1,22 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

c. 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 bâtiments courant on a 3cm² / m pour les armatures de peau [1]

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 0,9 = 2,7 \text{ cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on prend **4T14 = 6,16 cm²**

- **FERRAILLAGE DES NERVURES**

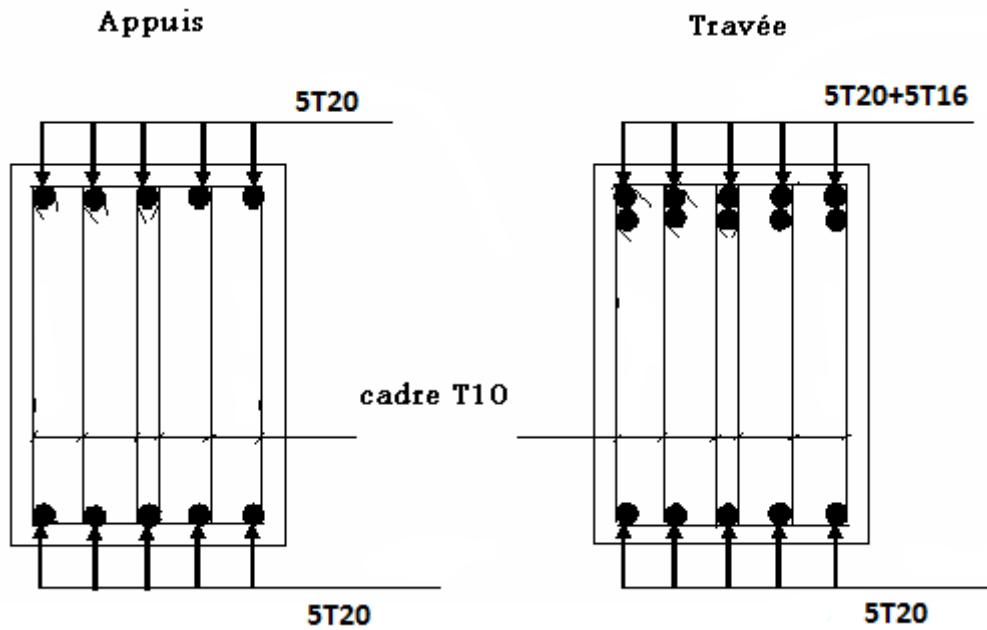


Figure VI. 7: Ferrailage des nervures sens y-y et x-x

VI.7 Voile périphérique

VI.7.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement 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 et les fondations.

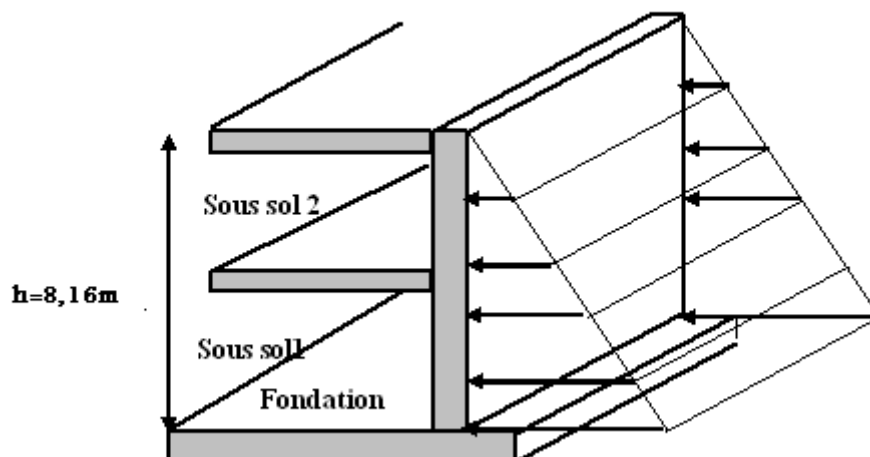


Figure VI. 8: Evaluation des charges

VI.7.2 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- 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.7.3 Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 5,5\text{m}$; $L_y = 6,46\text{m}$; $e = 20\text{ cm}$.

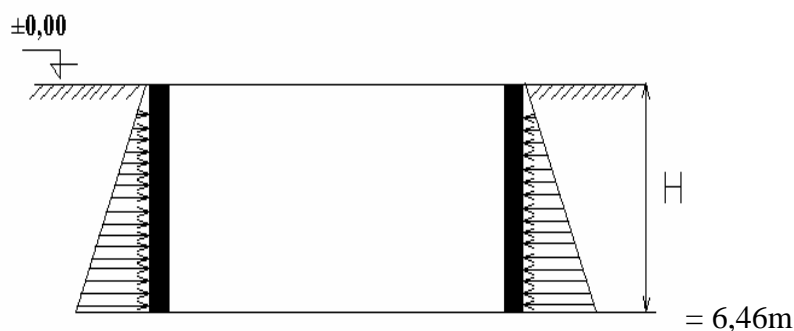


Figure VI. 9: Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 11.2 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 20,5^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.480$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 41,44 \text{ kN / ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 41,44 = 48,84 \text{ kN / ml}$$

VI.7.4 Effort dans la dalle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,5}{6,48} = 0,84 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,6678 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 76,38 \text{ Nm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 51,01 \text{ kNm}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 64,92 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 43,35 \text{ Nm.}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 38,19 \text{ kNm}$$

VI.7.5 Ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=h-e=15\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

$;\sigma_s=434,782\text{MPa}$; $F_{bc}=14,2\text{MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 14: Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M_u (kNm)	M	A_s' (cm ²)	A	$Z(\text{cm})$	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	64,92	0,203	0	0,286	13,2	9,82	2× 6T12	13,57	15
	y-y	43,35	0,135	0	0,181	13,9	6,23	2× 4T12	9,05	25
Appuis	x-x	38,19	0,115	0	0,153	14,08	5,42	2×	9,05	25
	y-y							4T12		

VI.7.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.7.7 Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a :

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$$

$$h=e=20\text{cm} ; b=100\text{cm}.$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{5,50}{6,48} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 6,78 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,72 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,43 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 4,43 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,85 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,43 \text{ m}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.7.8 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2 L_x + L_y} = \frac{48,48 \times 5,50 \times 6,48}{2 \times 5,50 + 6,48} = 98,84 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 88,88 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max} (T_x ; T_y) = 98,84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{98,84 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,549 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.7.9 Vérification à L'ELS :**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{\text{ser}} = Q_1 = 37,03 \text{ kn/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,84 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,6678 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 57,91 \text{ Nm} \\ M_y = \mu_y M_x = 38,67 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ix} = 0,85 M_x = 49,22 \text{ kNm} \\ M_{iy} = 0,85 M_y = 32,86 \text{ kNm} \\ M_a = 0,5 M_x = 28,96 \text{ kNm} \end{array} \right.$$

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. 15: Vérification des contraintes à l'ELS

	<i>Sens</i>	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	49,22	13,57	10,1	15	92,21	201,63	OK
	y-y	32,86	9,05	11,61	15	151,32	201,63	OK
Appuis	x-x	28,96	9,05	9,83	15	133,36	201,63	OK
	y-y							

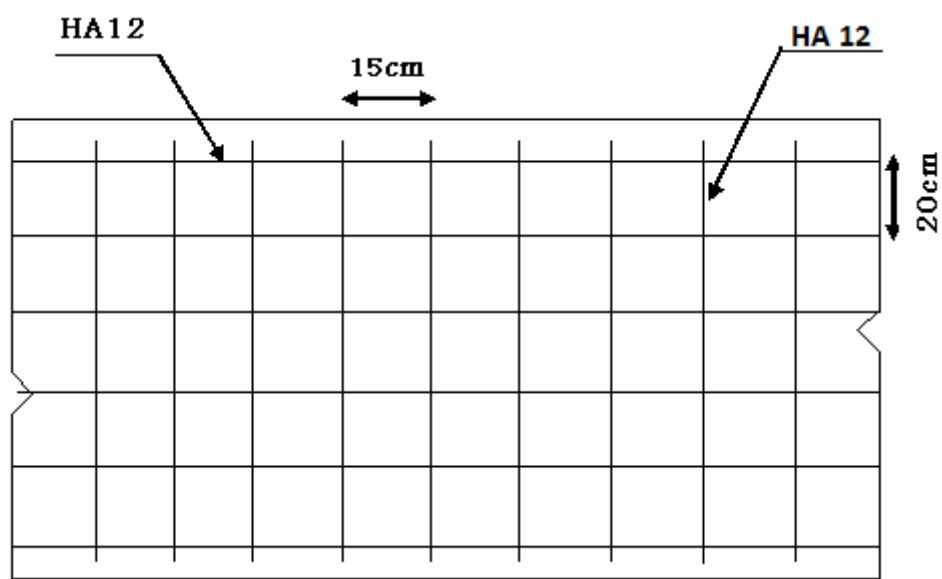


Figure VI. 10: ferrailage du voile périphérique (sens x-x)

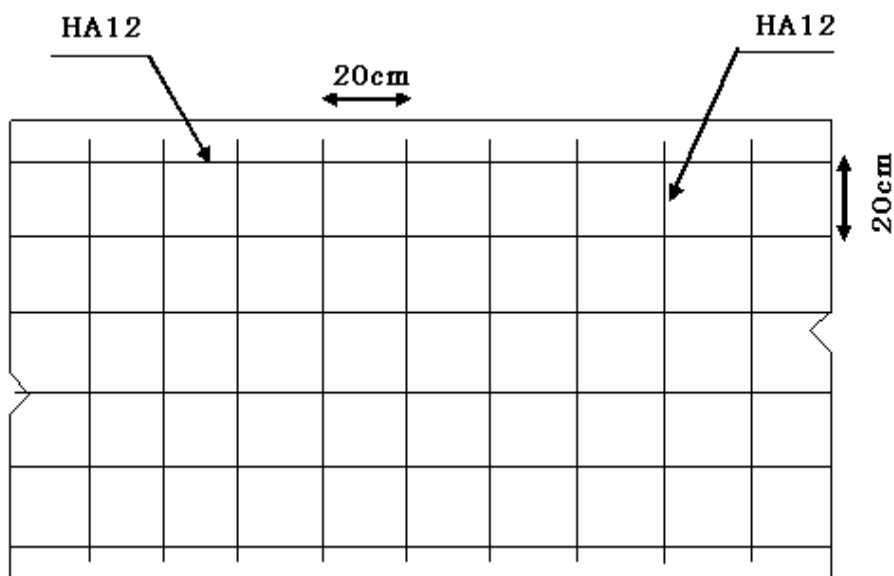


Figure VI. 11: Ferrailage du voile périphérique (sens y-y)

CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les connaissances acquises et assimilées tout au long de notre cursus.

A travers cette étude, nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes du calcul de chacun de ces éléments.

Ajouter à cela nous avons exploré les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leur application.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons, aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme par exemple AUTOCAD ou encore le logiciel ETABS. V20 que nous avons manipulé durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude obtenue avec le logiciel ETABS v20, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.