

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLAB - BLIDA 1

جامعة سعد دحلب البليدة -1-

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : matériaux de construction

THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT R + 9 ETAGES EN BETON
ARME A USAGE MULTIPLE**

Présenté par :

M^r. LAMROUSSI Hasni.

M^r. BENZEGHAIMI Med Anouar.

Encadreur :

M^{me}. BOULEGHBAR.K

Blida, Octobre 2022

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous remercions Dieu tout puissant qui nous a donné le courage, la volonté et la patience pour réaliser ce modeste travail.

*Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus vifs et notre gratitude la plus totale à notre promotrices Madame **K. Boulegibar** et **F. Salama** pour les orientations et les conseils qu'elles aient su nous prodiguer durant toute l'évolution de notre projet.*

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous sommes très reconnaissants à notre département et à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de dévouement et de compétence

Enfin, nous adressons nos remerciements à tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier, nos familles et nos amis.

Dédicace

J'ai l'immense plaisir de dédier ce travail à

Ceux qui j'adore le plus au monde; mes chers et affectueux parents qui m'ont toujours encouragé et poussé vers la réussite, merci d'avoir supporté mes sauts d'humeurs, mes crises de nerfs, merci d'avoir fait de moi ce que je suis et de m'avoir éclairé le chemin...

A ma sœur (Nadjet) et mes frères (Mahfoud et Amine et Riadh) et mes belles sœurs et mon beau-frère et leurs enfants à toute ma famille sans exception.

A MON BINOME < HASNI > et a tous mes amis.

A mes chers collègues du master GC et surtout ceux faisant partie de notre promotion 2022

Au final, je m'adresse à tous ceux qui ont fait partie de ma vie, et a tous les médecins qui sont confrontés à la crise de COVID – 19 .

Anouar

Dédicace

A ma très chère mère : Affable, honorable, aimable : vous présentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, Je vous dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse dieu le tout puissant vous préserver et vous accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon brave père en signe d'amour, de reconnaissance et de gratitude pour tous les sacrifices dont il fait preuve à mon égard.

A mes sœurs (Malek et Hadil et Saliha) et à toute ma famille qui m'ont encouragé et soutenu durant mes études.

A MON BINOME < ANOUAR > et a tous mes amis.

A toute la promotion 2022 de master2 génie civil

HASNI

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي ذات طابع تجاري + طابق مكاتب خدمات + 8 طوابق سكنية، بمنطقة العفرون بولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

هذا المشروع محقق بواسطة العارضات والأعمدة والجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية ومقاومتها لكل الحمولات العمودية و الأفقية. قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائري 99 المعدل في 2003 (*RPA99 version 2003*) و مقياس الاسمنت المسلح (*CBA93*).

RESUME

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment comporte un RDC à usage commerciale+ sous-sol + 1 étages à usage service (bureaux) et 8 étages à usage d'habitation. La commune de affroune dans la wilaya de Blida. Cette région est classée en zone sismique III selon le *RPA99 version 2003*.

Cet ouvrage est une structure mixte (portique-voiles) en béton armé, le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au *CBA93* et *RPA99 version 2003*. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul de structures par éléments finis **ETABS**.

ABSTRACT

This project concerns the study of q building comprising a ground floor for commercial use + basement + 1 floor for service use 5 offices and 8 floor for residential use deals with the study of a building with basement and 9 floors in the commune of affroune in the Blida wilaya. This is classified in a high seismicity region (III) according to the Algerian seismic rules *RPA99 version 2003*.

This construction is a mixed building (frame-walls) in reinforced concrete, the dimension of the bearing elements were elaborated according to the *CBA93* and *RPA99 version 2003*. The three-dimensional seismic analysis was conducted by **ETABS** computer program.

TABLE DES MATIERES :

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Sommaire	
List des tableaux	
List des figures	
Liste des symboles	
Plans	

Introduction générale

CHAPITRE I :

I.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	3
I.1 INTRODUCTION :	3
I.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :	3
I.2.1 Caractéristiques géométriques :	3
I.2.2 Ossature :	3
I.2.3 Classification du bâtiment selon (<i>RPA 99 versions 2003</i>) :	4
I.2.4 Plancher :	4
I.2.5 Les poteaux :	4
I.2.6 Les poutres :	5
I.2.7 Escalier :	5
I.2.8 Maçonnerie :	5
I.2.9 Revêtement :	5
I.2.10 Terrasse :	5
I.2.11 Caractéristiques du sol :	6
I.3 CARACTÉRISTIQUES MECANQUES DES MATÉRIAUX :	6
I.3.1 BÉTON :	6
I.3.2 Aciers :	9
I.4 HYPOTHESES DE CALCUL :	11

CHAPITRE II :

II.1 INTRODUCTION :	13
II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	13
II.2.1 Dalle en corps creux :	13
II.2.2 Dalle pleine :	14
II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :	16
II.3.1 Charges permanentes :	16
II.3.1.2. Plancher courant :	17
II.2.3 ACROTÈRE :	18
II.3.1.2. Plancher courant :	19
II.3.1.3. Balcon (dalle pleine) :	19
II.3.1.4. Maçonnerie :	20

II.4	PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	21
II.4.1.	LES PORTIQUES :	21
II.4.2	Les poutres :	21
II.5	PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX:	23
II.6	PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :	35

CHAPITRE III :

III.1	ACROTÈRE :	28
III.1.1	Introduction :	28
III.1.2	Evaluation des charges :	28
III.1.3	Calcul des efforts :	30
III.1.4	Ferraillage de l'acrotère:	30
III.1.5	Vérification de la section d'acier selon « bael 91 modifié 99 » [1] :	31
III.1.6	Armatures de répartitions :	32
III.1.7	Vérification à L'E.L. S :	32
III.1.8	Vérification de l'effort tranchant :	34
III.2	ETUDE DES PLANCHERS :	34
III.2.1	Introduction :	34
III.2.2	Plancher en corps creux :	34
III.3	PLANCHER EN DALLE PLEINE :	51
III.3.1	Introduction :	51
III.3.2	Evaluation des charges :	51
III.3.3	Pré dimensionnement :	52
III.3.4	Evaluation des charges :	52
III.3.5	Calcul des sollicitations :	52
III.3.6	Calcul de ferraillage :	53
III.3.7	Vérification vis-à-vis de l'ELS :	53
III.4	ESCALIER :	55
III.4.1	Introduction :	55
III.4.2	Définition des éléments d'un escalier :	55
III.4.3	Evaluation des charges :	58
III.4.4	Détermination des efforts internes :	58
III.4.5	Calcul des armatures :	59
III.4.6	Vérifications :	60
III.5	BALCONS :	64
III.5.1	Introduction :	64
III.5.2	Evaluation des charges :	64
III.5.3	Pré dimensionnement :	65
III.5.4	Evaluation des charges :	65
III.5.5	Calcul des sollicitations :	65
III.5.6	Calcul de ferraillage :	65

CHAPITRE IV :

IV.1	Introduction :	83
IV.2	Etude dynamique :	83
IV.2.1	Introduction :	83
IV.2.2	Modélisation mathématique :	83
IV.2.3	Caractéristique dynamiques propres :	83
IV.3	Modélisation de la structure :	85
IV.3.1	Modélisation de rigidité :	85
IV.3.2	L'analyse :	86
IV.3.3	Modélisation de la masse :	86
IV.3.4	Conception du contreventement vertical :	86
IV.4	Etude sismique :	86
IV.4.1	Stratégie du calcul sismique :	86
IV.4.2	Choix de la méthode calcul :	88
IV.4.3	Analyse spectrale :	88
IV.4.3.1	Méthode dynamique modale spectrale :	88
IV.4.3.2	Spectre de réponse :	88
IV.5	Conclusion :	104

CHAPITRE V :

V.1	FERRAILLAGE DES POTEAUX :	106
V.1.1	Introduction :	106
V.1.2	Combinaison d'action :	106
V.1.3	Recommandation selon <i>rpa99 version 2003</i> :	107
V.1.4	Choix des armatures :	111
V.1.5	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	111
V.1.6	Vérification de l'effort tranchant :	113
V.1.7	Longueur de recouvrement :	116
V.1.8	Ferrailage des poteaux sous-sol sol :	116
V.2	FERRAILLAGE DES POUTRES :	120
V.2.1	Introduction :	120
V.2.2	Les combinaisons de charges :	120
V.2.3	Recommandation du <i>rpa99 version 2003</i> :	120
V.2.4	Calcul du ferrailage :	121
V.2.5	Condition de non fragilité :	124
V.2.6	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	124
V.2.7	Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :	126
V.2.8	Recouvrement des armatures longitudinales :	127
V.2.9	Arrêt des barres [1] :	127
V.2.10	Vérification de la flèche :	128
V.2.11	Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :	132
V.2.12	Recouvrement des armatures longitudinales :	132
V.2.13	Vérification de la flèche :	132
V.3	FERRAILLAGE DES VOILES :	135

CHAPITRE VI :

VI.1 Introduction :.....	152
VI.2 Fonctions assurées par les fondations :.....	152
VI.3 Classification des fondations :.....	152
VI.4 Choix de type de fondation :.....	152
VI.5 Calcul des fondations :.....	153
VI.5.1 Semelle isolée sous poteaux :.....	153
VI.5.2 Semelles filantes :.....	154
VI.5.3 Radier général (renversé) :	155
VI.6 Ferrailage du débord :.....	170
VI.7 Etude du Voile périphérique :.....	171
Conclusion générale	
Références	

LIST DES FIGURES :

CHAPITRE I :

Figure I. 1: Plancher a corps creux.....	4
Figure I. 2: Escaliers.....	5
Figure I. 3: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.	9
Figure I. 4: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.....	9
Figure I. 5: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.	10

CHAPITRE II :

Figure II. 1:« Dalle en corps creux ».....	13
Figure II. 2: « Dimensions du corps creux ».	14
Figure II. 3: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	16
Figure II. 4: Coupe verticale du plancher courant à corps creux.	17
Figure II. 5: Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.	20
Figure II. 6: Constituants d'un mur extérieur.....	20
Figure II. 7: Constituants d'un mur intérieur.	21
Figure II. 8: section réduite du poteau.....	26
Figure II. 9:Poteau central.....	27

CHAPITRE III :

Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère.	28
Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère.	29
Figure III. 3: Diagrammes des efforts à l'ELU.	30
Figure III. 4: Coupe horizontale d'un acrotère.....	30
Figure III. 5: position de centre de pression.....	32
Figure III. 6: Ferrailage de l'acrotère.....	34
Figure III. 7: Coupe du plancher en corps creux.....	35
Figure III. 8: Dimensions De La Poutrelle.....	35
Figure III. 9: Schéma statique de Poutrelle à cinq travées.	38
Figure III. 10: Diagramme Moment fléchissant à ELU.	41
Figure III. 11: Diagramme Moment fléchissant à ELS.....	41
Figure III. 12: Diagramme Effort tranchant à ELU.....	41
Figure III. 13: Diagramme Effort tranchant à ELS.	41
Figure III. 14: Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.	49
Figure III. 15: Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	50
Figure III. 16: dalle plein.....	51
Figure III. 17: Ferrailage de la dalle pleine.....	55
Figure III. 18: Dimensions de l'escalier.....	56
Figure III. 19: Schéma statique de l'escalier.....	56
Figure III. 20: Schéma statique de l'escalier.	59
Figure III. 21: Schéma statique de l'escalier.	59
Figure III. 22: Ferrailage des escaliers.....	63
Figure III. 23: Dimensions du balcon.....	64
Figure III. 24: Ferrailage du balcon.	67

CHAPITRE IV :

Figure IV. 1: Vue de la disposition des voiles.	94
Figure IV. 2: Vue 3D de la structure.	94
Figure IV. 3: Vue de la disposition des voiles.	96
Figure IV. 4: Vue 3D de la structure.	96
Figure IV. 5: Vue de la disposition des voiles.	99
Figure IV. 6: Vue 3D de la structure.	99

CHAPITRE V :

Figure V. 1: Ferrailage des poteaux.	119
Figure V. 2: arrêts des barres.	127
Figure V. 6: Définition de l'élément mur.	138
Figure V. 7: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.	142
Figure V. 8: Disposition des Armatures verticales dans les voiles	144
Figure V. 9: Disposition des voiles.	147
Figure V. 10: exemple du ferrailage du voile 1 en zone 1.	150

CHAPITRE VI :

Figure VI. 1: Dimensions de la semelle isolée.	153
Figure VI. 2: Radier.	156
Figure VI. 3: Schéma statique du bâtiment.	158
Figure VI. 4: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens x-x.	165
Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens y-y.	165
Figure VI. 6: Schéma de ferrailage des nervures	168
Figure VI. 7: Schéma de ferrailage des nervures	169
Figure VI. 8 : Diagramme des Moments.	170
Figure VI. 9: Schéma statique du débord.	170
Figure VI. 10: Evaluation des charges	171
Figure VI. 11: Poussées des terres.	172
Figure VI. 12: ferrailage du Voile Périphérique.	176

LIST DES TABLEAUX :

CHAPITRE II :

Tableau II. 1:Poids surfaciques des différents planchers.	19
Tableau II. 2: Dégression des surcharges des charges d'exploitations.	24
Tableau II. 3:Choix des sections des poteaux centraux	29
Tableau II. 4:Choix des sections des poteaux.	35

CHAPITRE III :

Tableau III. 1: Calcul des efforts internes (M, T).	40
Tableau III. 2: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.	42
Tableau III. 3: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	43
Tableau III. 4: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	45
Tableau III. 5: Récapitulatif du calcul de la flèche.	47
Tableau III. 6: Ferrailage de dalle pleine.	53
Tableau III. 7: Ferrailage dalle plein.....	53
Tableau III. 8: Vérification des contraintes à l'ELS.	54
Tableau III. 9: Charges à l'ELU et l'ELS.	58
Tableau III. 10: Calcul du ferrailage.....	60
Tableau III. 11: Vérification à l'E.L.S.	62
Tableau III. 12: Vérification de la flèche de l'escalier.....	63
Tableau III. 13: Récapitulatif de la vérification des flèche.	63
Tableau III. 14: Ferrailage du balcon	66
Tableau III. 15: Ferrailage du balcon.....	66

CHAPITRE IV :

Tableau IV. 1: Facteur de qualité.	90
Tableau IV. 2: Participation massique du modèle 1.....	95
Tableau IV. 3: participation massique du modèle final.	97
Tableau IV. 4: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.	98
Tableau IV. 5: nouveau section des poteaux.....	98
Tableau IV. 6: participation massique du modèle final.	100
Tableau IV. 7: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final.	101
Tableau IV. 8: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.	102
Tableau IV. 9: Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final (e=15).	103

CHAPITRE V :

Tableau V. 1: Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax ,Mcorr).	108
Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux situation durable (Nmin,Mcorr).....	108
Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux situation durable (Ncorr,Mmax).	108
Tableau V.4: Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax,Mcorr).	109
Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux situation durable (Nmin,Mcorr).....	109
Tableau V. 6: Ferrailages des poteaux situation durable (Ncorr,Mmax).	109
Tableau V. 7: Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax Nmin,Mcorr).....	110
Tableau V. 8: Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax Nmin,Mcorr).	110

Tableau V. 9: Ferrailages des poteaux situation durable (N_{max} , N_{min} , M_{corr}).....	110
Tableau V. 10: Choix des armatures des poteaux.	111
Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux.	112
Tableau V. 12: Vérification des contraintes pour les poteaux.	112
Tableau V. 13: Vérification des contraintes pour les poteaux.	112
Tableau V. 14: Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement.	113
Tableau V. 15: Espacements maximales selon RPA99.....	115
Tableau V. 16: Le choix des armatures transversales.	115
Tableau V. 17: Ferrailage des Poteaux du sous-sol.	117
Tableau V. 18: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Durable).....	122
Tableau V. 19: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).....	122
Tableau V. 20: Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).....	122
Tableau V. 21: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Durable).....	122
Tableau V. 22: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).....	123
Tableau V. 23: Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).....	123
Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 35x50.....	123
Tableau V.25: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35.....	123
Tableau V. 26: Vérification de la condition de non fragilité.	124
Tableau V. 27: Vérification des poutres porteuse à l'ELS.....	125
Tableau V. 28: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS	125
Tableau V. 29: Vérification de la contrainte de cisaillement.	126
Tableau V. 30: Calcul des armatures transversales.....	127
Tableau V. 31: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	128
Tableau V. 32: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Durable).....	129
Tableau V. 33: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).....	129
Tableau V. 34: Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).....	129
Tableau V. 35: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Durable).....	129
Tableau V. 36: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).....	130
Tableau V. 37: Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).....	130
Tableau V.38 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 35x50.....	130
Tableau V.39: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45.....	130
Tableau V. 40: Vérification de la condition de non fragilité poutre avec voile.....	131
Tableau V. 41: Vérification des poutres porteuse à l'ELS poutre avec voile.....	131
Tableau V. 42: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS poutre avec voile.	131
Tableau V. 34: Vérification de la contrainte de cisaillement poutre avec voile.	132
Tableau V. 44: Calcul des armatures transversales poutre avec voile.	132
Tableau V. 45: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche poutre avec voile.	132
Tableau V. 46: Valeurs de (l_f/l).....	138
Tableau V. 47: Calcul de σ_{lim}	139
Tableau V. 48: Aciers verticaux et horizontaux.....	140
Tableau V. 49: Aciers transversaux.	141
Tableau V. 50: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	145
Tableau V. 51: Calcul des armatures verticales de l'exemple.	146
Tableau V. 52: Calcul des armatures du voile V1.....	148

Tableau V. 53: Calcul des armatures du voile V2.....	148
Tableau V. 54: Calcul des armatures du voile V3.....	149
Tableau V. 55: Calcul des armatures du voile V4.....	149
Tableau V. 56: Calcul des armatures du voile V5.....	149
Tableau V. 57: Calcul des armatures transversales.....	150

CHAPITRE VI :

Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes.	155
Tableau VI. 2: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.....	160
Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.	161
Tableau VI. 4: Ferrailage des panneaux du radier.	163
Tableau VI. 5: Vérification des contraintes à l'E.L.S.	164
Tableau VI. 6: Correction de la section d'acier.	164
Tableau VI. 7: Ferrailage des nervures sens (x-x).	165
Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures sens (y-y).	166
Tableau VI. 9: Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	166
Tableau VI. 10: Ferrailage du débord	170
Tableau VI. 11: Ferrailage voile périphérique du.	174

1. INTRODUCTION GENERALE :

La conception d'une structure doit être fondée sur des exigences esthétiques et sécuritaires imposées par les règlements selon l'importance du projet, sans oublier l'aspect économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter.

En Algérie la menace potentielle est le séisme, notamment le nord du pays qui se trouve au bord d'une faille sismique très active, de ce fait, pour bien faire l'étude d'une structure et développer des meilleurs moyens pour réduire les catastrophes sismiques, l'objectif principal pour un ingénieur est non seulement d'appliquer les règlements mais aussi de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis des phénomènes accidentels afin de la stabilisée, de protéger les personnes et leur bien.

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment comporte un RDC à usage commerciale+ sous-sol + 1 étages à usage service (bureaux) et 8 étages à usage d'habitation implanté dans une zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003). La répartition de ce travail se fera sous six parties :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape présente le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (planchers, poutres, poteaux, voiles).
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, planchers, escaliers, balcons).
- 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**.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
- La sixième étape calcul des fondations.

CHAPITRE I
PRÉSENTATION DE
L'OUVRAGE

I.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

I.1 INTRODUCTION :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment comporte un RDC à usage commerciale+ sous-sol + 1 étages à usage service (bureaux) et 8 étages à usage d'habitation, l'ouvrage sera implanté à Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (*Zone III*) selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003*).

I.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

L'objectif de notre projet est l'étude d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2). Car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

a- Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment37.4 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4.42 m
- Hauteur de l'étage courant 3,57 m

b- Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan26.50 m
- Largeur totale en plan15.40 m
- Hauteur sous-sol4.60m

I.2.2 Ossature :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens ; donc d'après (*RPA 99 version 2003*) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4a).

I.2.3 Classification du bâtiment selon (RPA 99 versions 2003) :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ *groupe 2* », car il est à usage d’habitation collective et usage commercial dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2.4 Plancher :

Vu la forme géométrique des panneaux et en fonction du type d’usage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- **Plancher en corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 60cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (5 cm) en béton armé.

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

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l’ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids total de la structure et par conséquent l’effort tranchant a la base du a séismes.



Figure I. 1: Plancher a corps creux.

- **Plancher en dalle pleine :**

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.2.5 Les poteaux :

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

I.2.6 Les poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse,
- Poutre non porteuse

I.2.7 Escalier :

La structure comporte une seule cage d'escalier, l'escalier est constitué de deux volées et d'un seul palier intermédiaire.

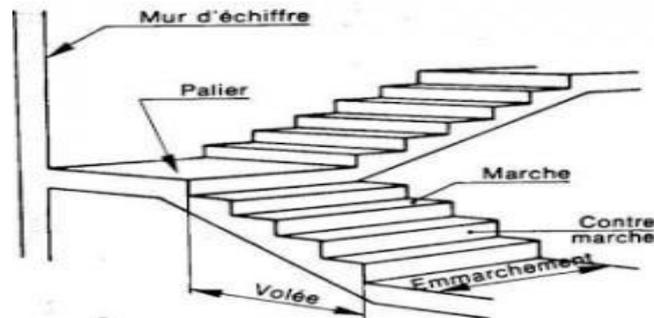


Figure I. 2: Escaliers.

I.2.8 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.2.9 Revêtement :

- Le revêtement du bâtiment est constitué par :
- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

I.2.10 Terrasse :

- La terrasse sera inaccessible.

I.2.11 Caractéristiques du sol :

La contrainte admissible du sol est de 2,50 bars.

La catégorie du site est un site meuble (S₃).

I.3 CARACTÉRISTIQUES MECANIQUES DES MATÉRIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91*) et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003* et *CBA93*).

I.3.1 BÉTON :**a. Composition du béton :**

Un béton hydraulique est constitué de :

- D'une pâte pure (ciment + eau),
- D'un mélange granulaire (sable + gravier),
- De produits additionnels (adjuvants, additions minérales, ...)

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, le type de ciment utilisé est un CEM II/B 42,5 N (ciment portland composé) (conforme à la norme algérienne (NA 442) qui offre une bonne résistance mécanique et une protection efficace des armatures.

Pour le mélange granulaire, un sable et deux classes de gravier (8/15 et 15/25) sont utilisées afin d'avoir un mélange avec une bonne compacité.

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

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne durabilité.

Remarque : « Une étude de composition du béton doit être réalisée par un laboratoire spécialisé pour la confection d'un bon béton ».

b. Résistance du béton :**b.1. Résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques (16x32) cm avec une section de 201,06 cm².

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

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

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « $4a$ » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \text{ on trouve } f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

c.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20\text{MPa} \\ E_{vj} = 10818,87\text{MPa} \end{cases}$$

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

- **E.L.U :** $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré),

e. Poids volumique :

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

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

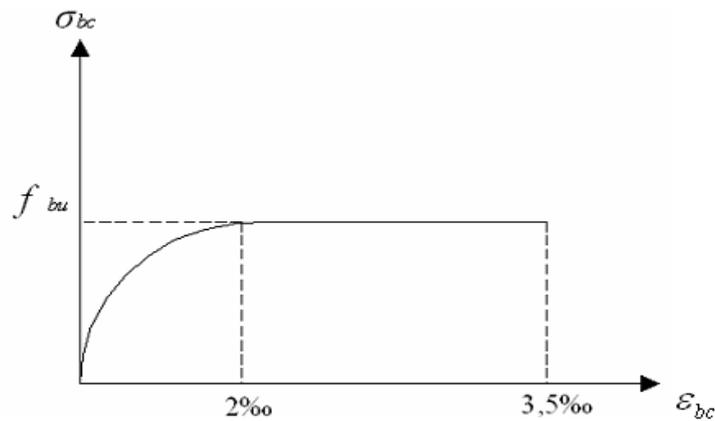


Figure I. 3: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

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

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

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

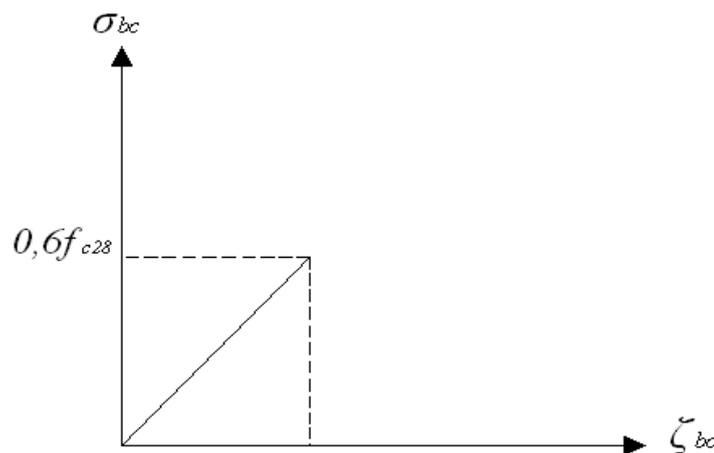


Figure I. 4: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

I.3.2 Aciers :

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences (HA) : FeE50
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 5 \text{ mm}$ pour les dalles.

a. Les limites élastiques :

- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520 \text{ MPa}$.

b. Module d'élasticité des aciers :

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

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul :**c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

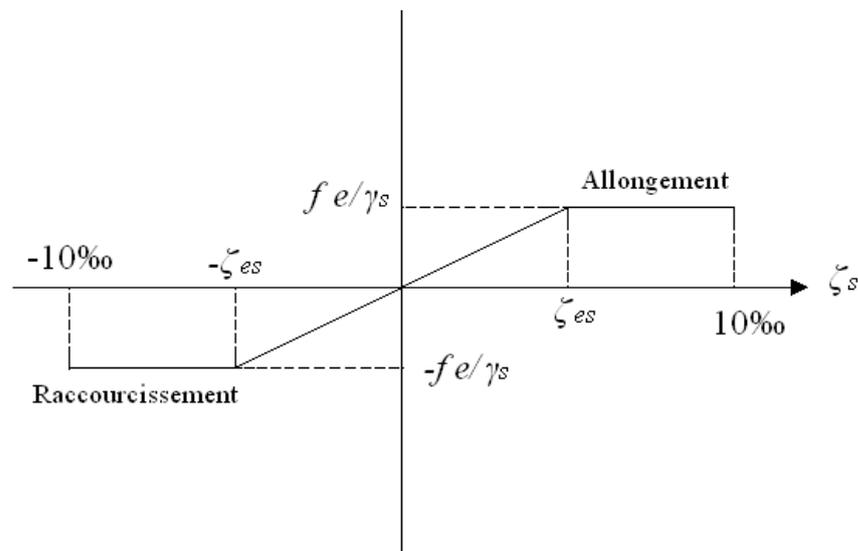


Figure I. 5: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique.

ζ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers Fe 400 on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1.10^5} = 1,66\text{‰}$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- On peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4 HYPOTHESES 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 : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est

égale à :

$$\text{Haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$

CHAPITRE II

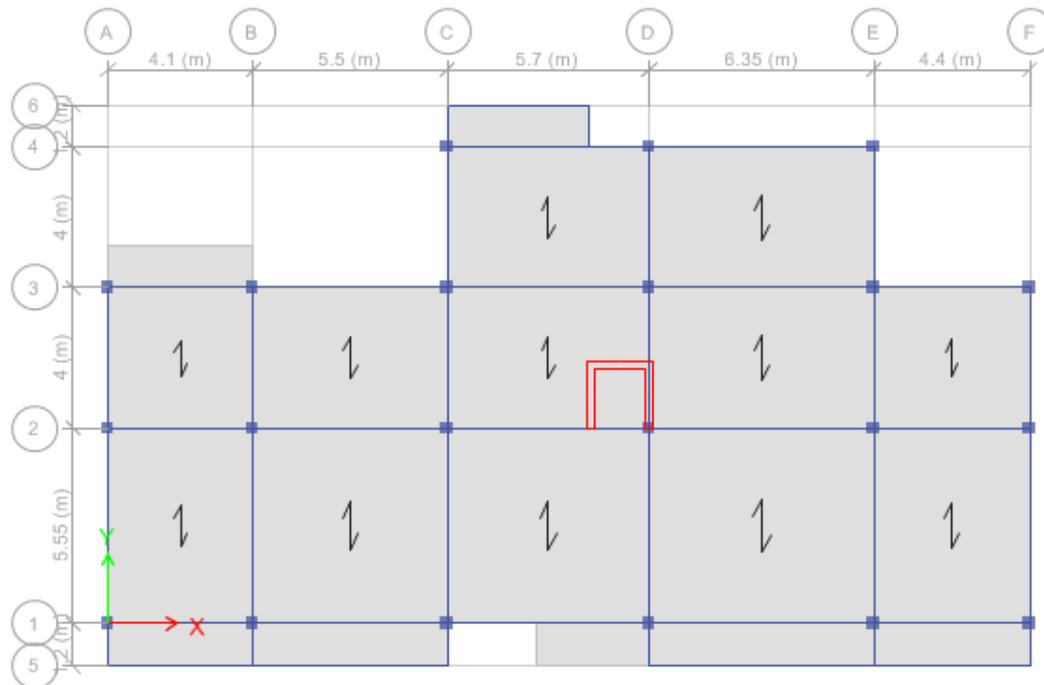
PRÉDIMENSIONNEMENT

II PREDIMENSIONNEMENT :

II.1 INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d’une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

Le pré dimensionnement de ces éléments se base sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l’ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur ; le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.



II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Lorsqu’on veut dimensionner la structure, lors de l’avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence.

II.2.1 Dalle en corps creux :

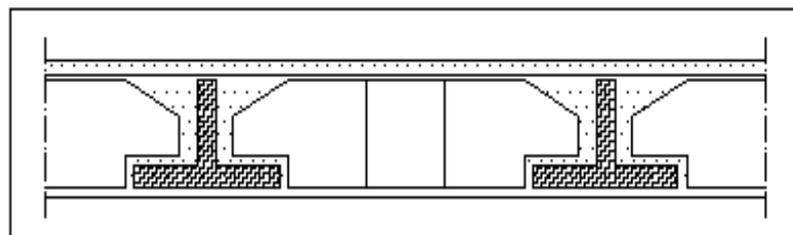


Figure II. 1:« Dalle en corps creux ».

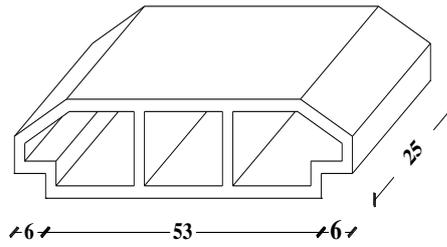


Figure II. 2: « Dimensions du corps creux ».

La hauteur du plancher sera déterminée comme suit :

$$h_t = \left(\frac{1}{25}; \frac{1}{20} \right) L \dots\dots\dots (\text{Calcul des ouvrages en BA}).$$

L : la plus grande portée dans le sens secondaire.

Dans notre cas : $L = 5.55 - 0,3 = 5.25 \text{ m}$

$$\frac{525}{25} \leq h_t \leq \frac{525}{20} \Rightarrow 21\text{cm} \leq h_t \leq 26.25\text{cm}$$

On opte pour un planche (20+5) cm

$\Rightarrow h_t = 25 \text{ cm}$

II.2.2 Dalle pleine :

Les planchers à dalle pleine sont utilisés dans les trois cas suivants :

Des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$).

Des grandes portées donnant une grande hauteur de corps creux et un ferrailage important aux poutrelles.

Des formes irrégulières. C'est le cas pour les sous-sols qui est exploité comme des commerces ($Q = 5 \text{ kN/m}^2$) et service ($Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$) ce qui impose l'emploi du plancher en dalle pleine.

-Résistance au feu :

a. Résistance au feu

$e = 07\text{cm}$ pour une heure de coupe de feu;

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe de feu;

D'où : e =11 cm

Résistance à la flexion Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

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

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

e : Epaisseur de la dalle pleine.

l_x : la plus petite portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité (5,25 m).
La dalle repose sur quatre appuis On aura donc : $10.5 \leq e \leq 13.125$ (cm). On opte pour : e= 11 cm.

-Isolation phonique :

Selon les règles technique « CBA 93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

$e = \max (11 ; 10 \text{ et } 13) = 13 \text{ cm}$

On opte : e = 15cm.

Balcon : Dalle pleine :

-Résistance à la flexion :

❖ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

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

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur deux (02) appuis pour une portée L_x égale à :

$$L_x = 1,35\text{m} = 135\text{cm}$$

$135/35 < e < 135/30$, $3,85 \text{ cm} < e < 4,5 \text{ cm}$ On prend e= 5cm

ep (dalle pleine)=Max(11cm,13cm, 5 cm)= 15 cm

-Conclusion :

Donc pour les dalles on a :

- Plancher corps creux : **$h_t = (20+5) \text{ cm.}$**

- Dalle pleine : $e = 15\text{cm}$.

II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges selon le **DTR B.C.2.2** qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage [7].

Plancher terrasse :

a / Dalle en corps creux :

1. gravillon de protection	($e = 5\text{cm}$)	($\rho = 18 \text{ kN/m}^3$)	(0,05)(18)	= 0,9 kN/m^2
2. Etanchéité multicouches	($e = 2\text{cm}$) ;	($\rho = 0,6 \text{ kN/m}^3$)		= 0,12 kN/m^2
3. Forme de pente	($e = 1\text{cm}$)	($\rho = 22 \text{ kN/m}^3$)	(0,1)(22)	= 2,20 kN/m^2
4. Isolation thermique	($e = 1\text{cm}$)	($\rho = 6 \text{ kN/m}^3$)	(0,01)(6)	= 0,06 kN/m^2
5. Par vapeur	($e = 4\text{cm}$)	($\rho = 4 \text{ kN/m}^3$)	(0,04)(4)	= 0,16 kN/m^2
6. Dalle à corps creux	($e = 20+5$) cm			= 3,20 kN/m^2
7. Enduit au plâtre	($e = 2\text{cm}$)	($\rho = 10 \text{ kN/m}^3$)	(0,02)(10)	= 0,20 kN/m^2
<hr/>				$\Sigma G = 6,84 \text{ kN/m}^2$

II.3.1 Charges permanentes :

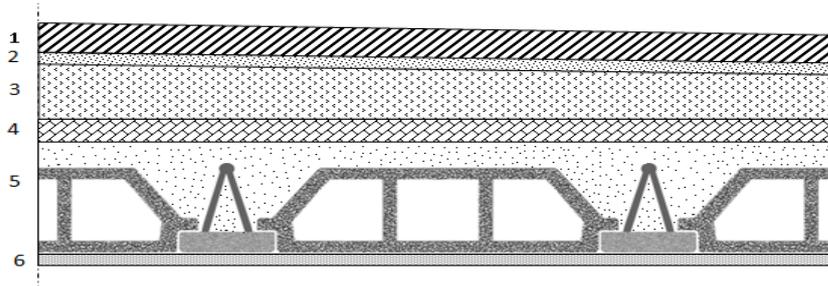


Figure II. 3: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

II.3.1.2. Plancher courant :

a/ Plancher corps creux

Plancher courant :

a / Dalle en corps creux :

1. Carrelage	(e=2,0 cm)($\rho=22 \text{ kN/m}^3$)	(0,02)(22) = 0,44 kN/m ²
2. Mortier de pose	(e=2,0 cm) ($\rho=20 \text{ kN/m}^3$)	(0,02)(20) = 0,40 kN/m ²
3. Lit de sable	(e=3,0 cm) ($\rho=18 \text{ kN/m}^3$)	(0,03)(18) = 0,54 kN/m ²
4. Dalle à corps creux	(e=20+5)	= 3,20kN/m ²
5. Enduit au plâtre	(e=2cm) ($\rho=10 \text{ kN/m}^3$)	(0,02)(10) = 0,20 kN/m ²
6. Cloisons légères =		= 1,00 kN/m ²
		$\Sigma G = 5,78 \text{ kN/m}^2$

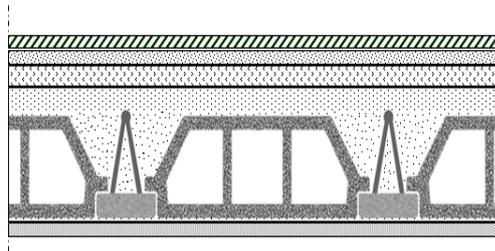


Figure II. 4: Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

b / Dalle pleine :

Plancher courant :

b / Dalle pleine :

1 -Carrelage	(e=2,5 cm)	0,50kN/m ²
2 -Mortie de pose	(e=2cm ; $\rho=20 \text{ kN/m}^3$)	0,4kN/m ²
3-Lit de sable	(e=3cm ; $\rho=18 \text{ kN/m}^3$)	0,54kN/m ²
4-Dalle pleine	(e=15 cm)	3,75 kN/m ²
5-Enduit en plâtre	(e=2cm ; $\rho=10 \text{ kN/m}^3$)	0,2kN/m ²
6-Cloisons de distribution	(e=10cm)	0,9kN/m ²
		$\Sigma G=6,29 \text{ kN/m}^2$

b/ Dalle pleine :**Le sous-sol :(parkings)**

1 - Mortier de pose	(e=2cm ; ρ=20kN/m ³)	0,40kN/m ²
2 - Dalle Pleine	(e=15cm; ρ=25kN/m ³)	<u>3,75kN/m²</u>
		G_{ss}=4,15kN/m²

II.2.3 ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- ❖ Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- ❖ Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur b=100 cm
- Hauteur H=60 cm
- Epaisseur e=10 cm

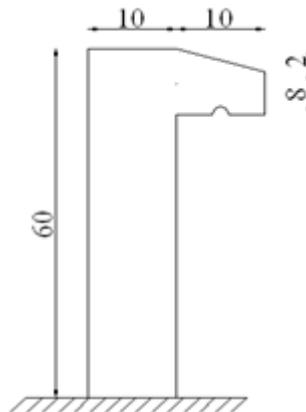


Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère.

Surface de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} = 0,069 \text{ cm}^2$$

- ❖ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

- ❖ Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

- ❖ Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60+10) \times 2.10^{-2} = 0,392 \text{ kN/ml}$$

$$G=2,117 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation :

- ❖ $Q=1,00\text{kN/ml}$ (main courante).

II.3.1.2. Plancher courant :

Les différents poids surfaciques des planchers sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II. 1: Poids surfaciques des différents planchers.

Nature du plancher		Poids surfacique kN/m ²	Charge Q kN/m ²
Plancher terrasse	Dalle à corps creux	6,84	1
Plancher courant	Dalle à corps creux	5,78	1,5
Plancher courant	Dalle plein	6,29	1,5
Plancher courant	Dalle plein	4,15	1,5

II.3.1.3. Balcon (dalle pleine) :

a. Charges permanentes :

b / Dalle pleine :

1 –Carrelage	($e=2,5 \text{ cm}$)	0,50kN/m ²
2 -Mortie de pose	($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$)	0,4kN/m ²
3-Lit de sable	($e=3\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$)	0,54kN/m ²
4-Dalle pleine	($e=15 \text{ cm}$)	3,75 kN/m ²
5-Enduit en plâtre	($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$)	0,2kN/m ²

$$\sum G=6,29\text{kN/m}^2$$

b. Charge d'exploitation :

$Q=3,5kN/m^2$

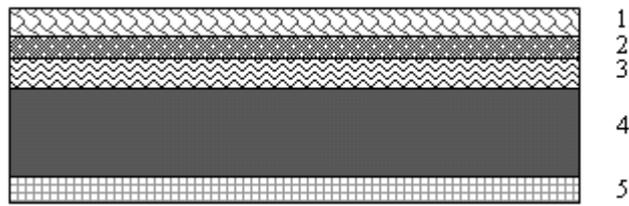


Figure II. 5: Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

II.3.1.4. Maçonnerie :

a /

Mur extérieur à double cloison :

1. Enduit intérieur au plâtre	(e =1,5cm)	($\rho=10 \text{ kN/m}^3$)	(0,015) (10) =	0,15 kN/m^2
2. Briques creux	(e =1 cm)	($\rho=9 \text{ kN/m}^3$)	(0,1)(9) =	0,90 kN/m^2
3. L'âme d'air	(e =5 cm)		=	0 kN/m^2
4. Briques creux	(e =15cm)	($\rho=9\text{kN/m}^3$)	=	1,35 kN/m^2
5. Enduit extérieur au ciment	(e =2cm)	($\rho=18 \text{ kN/m}^3$)	(0,02)(18) =	0,36 kN/m^2
				<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black;"/>
				$\Sigma G = 2,76 \text{ KN/m}^2$

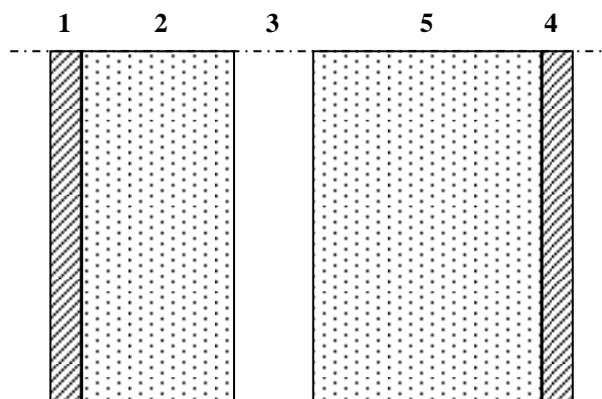
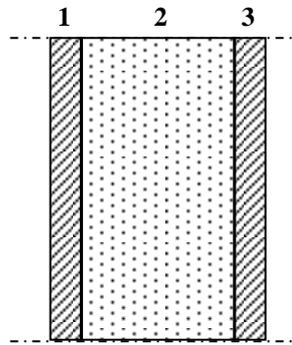


Figure II. 6: Constituants d'un mur extérieur.

b / Mur intérieur a simple cloison :

1. Enduit au plâtre ($e = 1,5$)	($\rho = 10$)	= 0,15 kN/m ²
2. Brique creuse ($e = 10\text{ cm}$)	($\rho = 7$)	= 0,70 kN/m ²
3. Enduit au plâtre ($e = 1,5$)	($\rho = 10$)	= 0,15 kN/m ²
		$\Sigma G = 1\text{ kN/m}^2$

**Figure II. 7:** Constituants d'un mur intérieur.

- Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

la nature des planchers et leur usage :

- Acrotère (main courante)
- Plancher terrasse (inaccessible)
- Plancher courant (habitation)
- Plancher courant (service)
- Plancher R.D.C (commerce)
- Escaliers
- Balcon

les charges d'exploitation :

- Q = 1,0 kN/ml
- Q = 1,0 kN/m²
- Q = 1,5 kN/m²
- Q = 2,5 kN/m²
- Q = 5 kN/m²
- Q = 2,5 kN/m²
- Q = 3,5 kN/m²

II.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :**II.4.1. LES PORTIQUES :**

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, elles transmettent les charges et les surcharges vers les poteaux.

On distingue deux types de poutres (principales et secondaires)

a).Pré dimensionnement des poutres porteuses (principales et poutre de chaînage) :

La longueur la plus défavorable est égale à L_e le pré dimensionnement de la section transversale se fait selon les formules **BAEL 91**[1]et vérifier selon le règlement **RPA99** [2].

b). Poutre porteuse :

Selon le BAEL :

$$L=6,35\text{m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$42.33 \text{ cm} \leq h \leq 63.5 \text{ cm}$$

Avec ; L : la longueur de la poutre

On choisit : $h=50 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$15 \text{ cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

On choisit : $b=35 \text{ cm}$

Vérification selon RPA99 :

$$h/b \leq 4 \implies \begin{cases} H \text{ cm} \geq 30 \\ B \geq 20\text{cm} \\ 50/35 = 1,43 \end{cases}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend Poutres porteuses (35x50).

C). Poutre Non porteuse :

La longueur la plus défavorable est égale à $L = 5.55 - 0.3 = 5.25 \text{ m}$

Selon le BAEL91 :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$35 \leq h \leq 52.5$$

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

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

$$\begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification selon RPA99 :

$$\begin{array}{l}
 b \geq 20 \text{ cm} \\
 h/b \leq 4
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 H \geq 30 \text{ cm} \\
 45/30 = \implies 1,5 \leq 4
 \end{array}
 \right.$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, alors on prend pour les Poutres non porteuses : 30x45

-Conclusion :

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- Des poutres principales : $(b \times h) = (35 \times 50) \text{ cm}^2$.
- Des poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX:**a/ Principe :**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b/ Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- ❖ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ❖ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ❖ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ❖ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

c/ Loi de dégression :

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente a la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour le toitQ0

Pour le dernier étage.....Q

Pour l'étage immédiatement inférieur 0.9Q ou bien 0.8Q

- ❖ on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.
- ❖ (Q est la charge d'exploitation)
- ❖ Ce qui donne :

$$Q_{0+n} = \frac{3+n}{2n} \cdot (Q)$$

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q₀: La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Q₀ = 1KN/m² ; (Terrasse inaccessible).

Q₁ ... Q₈ = 1.5KN/m² ; (usage d'habitation).

Q₉ = 2.5KN/m² ; (usage service).

Q₁₀ = 5KN/m² ; (usage commerciale).

Q₁₁ = 2,5KN/m²; (s-sol = parking)

Tableau II. 2: Dégression des surcharges des charges d'exploitations.

Niveaues planchers	Surcharge	Σ surcharge	KN/m ²
Terrasse	Q ₀	$\Sigma_0 = Q_0$	1
09	Q ₁	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2.50
08	Q ₂	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95\mu(Q_1 + Q_2)$	3.85
07	Q ₃	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
06	Q ₄	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.10
05	Q ₅	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.00
04	Q ₆	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
03	Q ₇	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8.497
02	Q ₈	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	9.244
01	Q ₉	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,666(Q_1 + \dots + Q_9)$	10.657
RDC	Q ₁₀	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	13,675
s-sol	Q ₁₁	$\Sigma_{11} = Q_0 + 0,636(Q_1 + \dots + Q_{11})$	14,992

D. Dimensionnement des poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

E. Condition de stabilité :

L'élancement du poteau considéré

- ❖ l : Longueur de flambement.
- ❖ r : Rayon de giration.
- ❖ I : Moment d'inertie.

N.B :

Dans notre cas les poteaux sont bi encastres, leurs longueurs du flambement Est égale à :

Sachant que :

- ❖ $I = a.b^3/12$
- ❖ $B = a \times b$
 $\Rightarrow I_f = I/12a$
- ❖ $i = \sqrt{I/B}$

N.B: pour un poteau carré il est préférable de prendre

pour faire participer à la résistance du poteau , toutes les barres d'acier de la section.

F. Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple :

L'effort normal agissant ultime N_u
 d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante

$$N_u \leq \gamma_b \cdot A \cdot f_{cd}$$

D'où la section réduite du poteau est égale à:

Avec :

N_u

: L'effort normal ultime obtenu après la descente des charges :

N_u

$$= 1,35G + 1,5Q$$

A: La section d'acier minimale ; $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$ (Selon le BAEL 91 modifié 99)

B_r

: la section réduite d'un poteau obtenue, en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie telle que : $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$.

$$\diamond \gamma_b = 1,5$$

$$\diamond \gamma_s = 1,15$$

$\diamond f_{c28}$: contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$).

$\diamond f_e$: contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 500 \text{ Mpa}$).

\diamond

est un coefficient en fonction de l'élanement mécanique λ .

Pour les poteaux carrés il est préférable de prendre

En faisant l'application numérique

B_r

sera égale à :

$$B_r \geq 0,62 \cdot N_u$$

(B_r en cm^2 et N_u en kN)

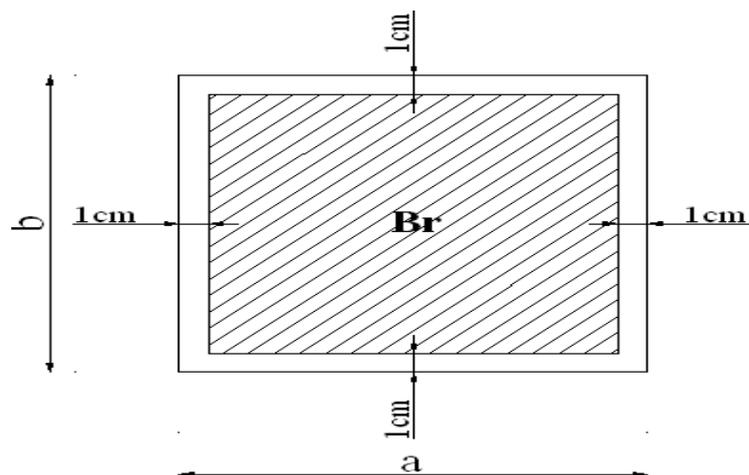


Figure II. 8: section réduite du poteau.

II.4.1 Calcul des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont : **Poteau central.**

Poteau centrale :

On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte :

$S_{total\text{Plancher étage courant}} = 28,77m$

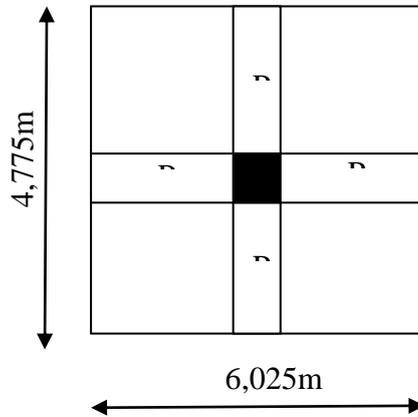


Figure II. 9:Poteau central.

❖ **Les charges :**

❖ **Plancher terrasse :**

* Charges permanentes (GT) :

Poids propre du plancher terrasse : $(28,77 \times 6,84) = 196,7868KN$

- ❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (6,025) \times 25 = 26,36KN$
- ❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (4,775 - 0,30) \times 25 = 15,103125KN$
- ❖ Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,57 - 0,5)) = 6,9075KN$

=

245.16KN

❖ **Plancher étage courant :**

*Charges permanentes (GC) :

Poids propre du plancher courant : $(28,77 \times 5,78) = 166,29KN$

- ❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (6,025) \times 25 = 26,36KN$
- ❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (4,775 - 0,30) \times 25 = 15,10KN$
- ❖ Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,06 - 0,50)) = 6,9075KN$

=

214,66KN

❖ **Plancher étage courant (bureau) :**

*Charges permanentes (GC) :

Poids propre du plancher courant : $(28,77 \times 6,29) = 180,9633 \text{KN}$ ❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (6,025) \times 25 = 26,36 \text{KN}$ ❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (4.775 - 0,30) \times 25 = 15.103125 \text{KN}$ ❖ Poids des poteaux : $(0.30 \times 0.30) \times (25 \times (3,57 - 0,50)) = 6,9075 \text{KN}$

=

229,334KN❖ **Plancher étage courant (commerce):**

*Charges permanentes (GC) :

Poids propre du plancher courant : $(28,77 \times 6,29) = 180,9633 \text{KN}$ ❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (6,025) \times 25 = 26,36 \text{KN}$ ❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (4.775 - 0,30) \times 25 = 15.103125 \text{KN}$ ❖ Poids des poteaux (RDC) : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (4.42 - 0,50)) = 8,82$

❖

❖

=

231,24❖ **Plancher étage s-sol :**

*Charges permanentes (GC) :

❖

Poids propre du plancher courant : $(28,77 \times 4,15) = 119,3955 \text{KN}$

Poids propre du

❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (6,025) \times 25 = 26,36 \text{KN}$ ❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (4.775 - 0,30) \times 25 = 15.103125 \text{KN}$ ❖ Poids des poteaux (RDC) : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (4.60 - 0,50)) = 9,225$

❖

=

170,084

Tableau II. 3 :La descente des charges verticales d'exploitation (Poteaux central).

Etage	Surface(m)	Surcharge	Q(KN)
Terrasse	28,77	1	28,77
09	28,77	2.50	71,925
08	28,77	3.85	110,7645
07	28,77	5.05	145,29
06	28,77	6.10	175,497
05	28,77	7.00	201,39
04	28,77	7.75	222,97
03	28,77	8.497	244,46
02	28,77	9.244	265,95
01	28,77	10.657	306,602
RDC	28,77	13,675	347,76
S-sol	28,77	14,992	431,32

Tableau II. 4: Choix des sections des poteaux centraux.

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	MIN (RPA)	Le choix
09^{ème}	245,16	28,77	374,12	231,95	17,23	30×30	30x30
08^{ème}	459,82	71,925	728,65	451,76	23,25	30×30	30x30
07^{ème}	674,48	110,7645	1076,69	667,55	27,84	30×30	30x30
06^{ème}	889,14	145,29	1418,27	879,33	31,64	30×30	35x35
05^{ème}	1103,8	175,497	1753,38	1087,09	34,97	30×30	35x35
04^{ème}	1318,46	201,39	2082,17	1490,58	37,93	30×30	40x40
03^{ème}	1533,12	222,97	2404,2995	1483,85	40,61	30×30	45x45
02^{ème}	1747,78	244,46	2726,19	1690,24	43,11	30×30	45x45
01^{er}	1977,11	265,95	3068,02	1902,17	45,61	30×30	50x50
RDC	2208,354	306,602	3441,18	2133,53	48,19	30×30	50x50
parking	2378,45	347,76	3732,55	2314,17	50,11	30x30	55x55

Poteaux de rive :

On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte : $S_{total} = 16,72m^2$

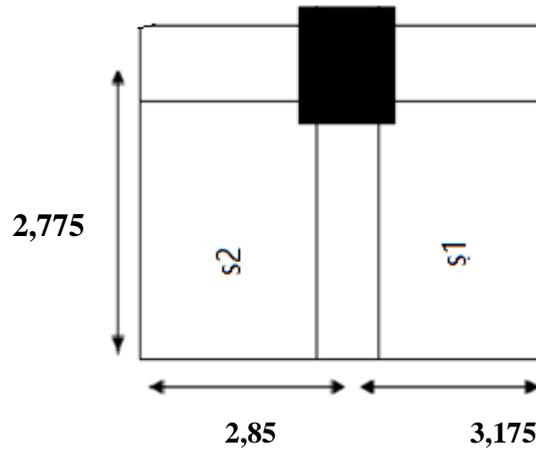


Figure II. 10: Poteaux de rive.

❖ Les charges :

❖ Plancher terrasse :

* Charges permanentes (GT) :

Poids propre du plancher terrasse : $(16,72 \times 6,84) = 114,365 \text{ KN}$

❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (6,025) \times 25 = 26,36 \text{ KN}$

❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (2,775 - 0,3) \times 25 = 8,353 \text{ KN}$

❖ Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,57 - 0,5)) = 6,9075 \text{ KN}$

❖ Poids de l'acrotère : $2,117 \times 6,025 = 12,755 \text{ KN}$

=

167,593 KN

❖ Plancher étage courant :

* Charges permanentes (GC) :

Poids propre du plancher courant : $((16,72 \times 5,78)) = 96,642 \text{ KN}$

❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (6,025) \times 25 = 26,36 \text{ KN}$

❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (2,775 - 0,3) \times 25 = 8,353 \text{ KN}$

❖ Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,57 - 0,50)) = 6,9075 \text{ KN KN}$

=

146,79 KN

❖ Plancher étage courant (bureau) :

* Charges permanentes (GC) :

Poids propre du plancher courant : $((16,72 \times 6,29)) = 105,17 \text{ KN}$

❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (6,025) \times 25 = 26,36 \text{ KN}$

❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (2,775 - 0,3) \times 25 = 8,353 \text{ KN}$

❖ Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (3,52 - 0,50)) = 6,795 \text{ KN KN}$

=

146,79 KN

❖ **Plancher étage courant (commerce):**

*Charges permanentes (GC) :

Poids propre du plancher courant : $((16,72 \times 6,29) = 105,1688 \text{KN}$

❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (6,025) \times 25 = 26,36 \text{KN}$

❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (2,775 - 0,3) \times 25 = 8,353 \text{KN}$

❖ Poids des poteaux : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (4,42 - 0,50)) = 8,82 \text{KN}$

=

148,7018KN

❖ **Plancher étage s-sol :**

*Charges permanentes (GC) :

– Poids propre du plancher courant : $(16,72 \times 4,15) = 69,388 \text{KN}$

❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (6,025) \times 25 = 26,36 \text{KN}$

❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (4,775 - 0,30) \times 25 = 15,103125 \text{KN}$

❖ Poids des poteaux (RDC) : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (4,60 - 0,50)) = 9,225$

❖

❖

=

120,076

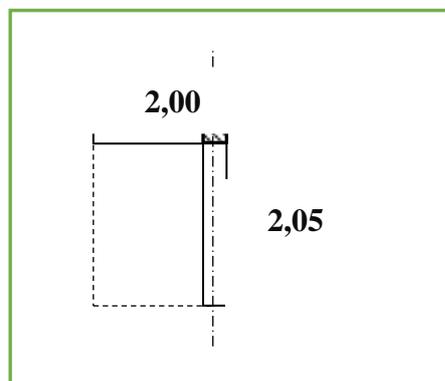
Etage	Surface(m)	Surcharge	Q(KN)
Terrasse	16,72	1	16,72
09	16,72	2.50	41,8
08	16,72	3.85	64,372
07	16,72	5.05	84,436
06	16,72	6.10	101,992
05	16,72	7.00	117,04
04	16,72	7.75	129,58
03	16,72	8,497	142,07
02	16,72	9.244	154,56
01	16,72	10.657	178,185
RDC	16,72	13,657	228,345
S-Sol	16,72	14,992	250,67

Tableau II. 5: La descente des charges verticales d'exploitation (Poteaux rive)..

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	MIN (RPA)	Le choix
09 ^{ème}	167,593	16.72	244,78	151.76	14,32	30×30	30x30
08 ^{ème}	307,75	41.8	478.16	296.46	19,14	30×30	30x30
07 ^{ème}	452,758	64.372	707.78	438.82	22,94	30×30	30x30
06 ^{ème}	597,767	84.436	933.64	578.86	26.06	30×30	30x30
05 ^{ème}	742,776	101,992	1155.74	716.56	26.77	30×30	30x30
04 ^{ème}	887,79	117,04	1374.08	851.93	31.19	30×30	35x35
03 ^{ème}	1032,794	129,58	1588.64	984.96	31.38	30×30	35x35
02 ^{ème}	1177,803	142,07	1803.14	1117.95	33.44	30×30	35x35
01 ^{er}	1324,3	154,56	2019.65	1252.18	35.39	30×30	40x40
RDC	1473,3	178,185	2256.23	1398.86	39.4	30×30	40x40
parking	1593,37	228,345	2493.57	1546.01	41.32	30x30	45x45

Tableau II. 6: Choix des sections des poteaux rive.

Poteau d'angle :



On calcule la surface totale reprise par le poteau, et on adopte : $S_{total} = 4.1$

❖ **Les charges :**

❖ **Plancher terrasse :**

* Charges permanentes (GT) :

Poids propre du plancher terrasse : $(4.1 \times 6,84) = 28.044$

❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (2.05) \times 25 = 8.97KN$

❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (2,00 - 0,3) \times 25 = 5.7375KN$

❖ Poids des poteaux : $(0.30 \times 0.30) \times (25 \times (3,57 - 0,5)) = 6,9075KN$

❖ Poids de l'acrotère : : $(2,117 \times 4.05) = 8.574KN$

=

58.234KN

❖ **Plancher étage courant :**

*Charges permanentes (GC) :

Poids propre du plancher courant : $((4.1 \times 5.78)) = 23.7\text{KN}$ ❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (2.05) \times 25 = 8.97\text{KN}$ ❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (2,00 - 0,3) \times 25 = 5.7375\text{KN}$ ❖ Poids des poteaux : $(0.30 \times 0.30) \times (25 \times (3,57 - 0,5)) = 6,9075\text{KN}$

=

44.17KN

❖ **Plancher étage courant (bureau):**

*Charges permanentes (GC) :

Poids propre du plancher courant : $((4.1 \times 6,29) = 25.79\text{KN}$ ❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (2.05) \times 25 = 8.97\text{KN}$ ❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (2,00 - 0,3) \times 25 = 5.7375\text{KN}$ ❖ Poids des poteaux : $(0.30 \times 0.30) \times (25 \times (3,57 - 0,50)) = 6,9075\text{KN}$

=

47,405 KN

❖ **Plancher étage courant (service et commerce):**

*Charges permanentes (GC) :

Poids propre du plancher courant : $((4.1 \times 6,29) = 25.79\text{KN}$ ❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (2.05) \times 25 = 8.97\text{KN}$ ❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (2,00 - 0,3) \times 25 = 5.7375\text{KN}$ ❖ Poids des poteaux : $(0.30 \times 0.30) \times (25 \times (4.42 - 0,50)) = 8.82\text{KN}$

=

49.32KN

❖ **Plancher étage s-sol :**

*Charges permanentes (GC) :

_ Poids propre du plancher courant : $(4,1 \times 4,15) = 17,015\text{KN}$ ❖ Poids des poutres principale : $(0,35 \times 0,50) \times (6,025) \times 25 = 26,36\text{KN}$ ❖ Poids des poutres secondaire : $(0,3 \times 0,45) \times (4.775 - 0,30) \times 25 = 15.103125\text{KN}$ ❖ Poids des poteaux (RDC) : $(0,30 \times 0,30) \times (25 \times (4.60 - 0,50)) = 9,225$

❖

❖

=

67.70

Etage	Surface(m)	Surcharge	Q(KN)
Terrasse	4.1	1	4.1
09	4.1	2.50	10.25
08	4.1	3.85	15.785
07	4.1	5.05	20.705
06	4.1	6.10	25.01
05	4.1	7.00	28.7
04	4.1	7.75	31.755
03	4.1	8,497	34.84
02	4.1	9.244	37.9
01	4.1	10.657	43.7
RDC	4.1	13,657	55.99
S-Sol	4.1	14,992	61.47

Tableau II. 7: La descente des charges verticales d'exploitation (Poteaux d'angle).

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	MIN (RPA)	Le choix
09^{ème}	58,234	4.1	84,77	52,55	9,24	30×30	30x30
08^{ème}	103,554	10.25	155,17	96,21	11,81	30×30	30x30
07^{ème}	148,87	15.785	224,65	139,28	13,80	30×30	30x30
06^{ème}	194,19	20.705	293,21	181,79	15,48	30×30	30x30
05^{ème}	239,51	25.01	360,85	223,73	16,96	30×30	30x30
04^{ème}	284,84	28.7	427,58	266,1	18,28	30×30	30x30
03^{ème}	330,154	31.755	493,34	305,87	19,49	30×30	30x30
02^{ème}	375,47	34.84	559,15	346,67	20,62	30×30	30x30
01^{er}	422,19	37.9	626,81	388,62	21,71	30×30	30x30
RDC	472,9	43.7	703,965	436,46	22,89	30×30	30x30
parking	539,89	55.99	812,84	503,96	24,45	30x30	30x30

Tableau II. 8: Choix des sections des poteaux d'angle.

● **Choix des sections des poteaux :**

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Etages	Sections carrées (a×b)cm²
<i>9^{eme}</i>	30x30
<i>8^{eme}</i>	30x30
<i>7^{eme}</i>	30x30
<i>6^{eme}</i>	35x35
<i>5^{eme}</i>	35x35
<i>4^{eme}</i>	40x40
<i>3^{eme}</i>	45x45
<i>2^{eme}</i>	45x45
<i>1^{er}</i>	50x50
<i>RDC</i>	50x50
<i>parking</i>	55x55

Tableau II. 9: Choix des sections des poteaux.

II.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Le pré dimensionnement des murs en béton arme est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement)

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : longueur du voile.

e : Epaisseur du voile.

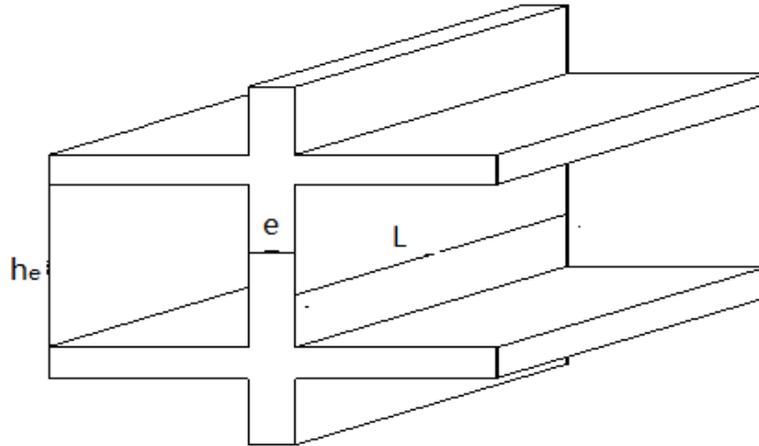


Figure II. 11: coupe de voile en élévation.

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions

Rigidité aux extrémités.

Pour notre cas un voile dont une extrémité se termine par un poteau ou un voile

$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

On a :

$$\text{RDC : } h_e = 4,42 \quad 0,45 = 3,97m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{22} = 18,05cm$$

$$\text{Sous-sol : } h_e = 4,60 \quad 0,45 = 4,15m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{22} = 18,86cm$$

$$\text{Bureau : } h_e = 3,57 \quad 0,45 = 3,12m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{22} = 14,18cm$$

$$\text{Etage courant : } h_e = 3,57 \quad 0,45 = 3,12m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{22} = 14,18cm$$

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2] : $a_{min} = 15cm$

Conclusion :

On opte pour étage courant est le sous-sol est le RDC **a = 20cm**

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS

SECONDAIRE

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

III.1 ACROTÈRE :

III.1.1 Introduction :

a. Acrotère

i. Introduction:

L'acrotère est un élément secondaire, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- ❖ Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- ❖ Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$ de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$.
- Hauteur $H=60cm$.
- Epaisseur $e=10cm$.

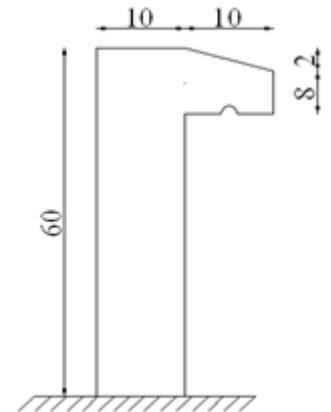


Figure 1.1 Acrotère.

ii. Evaluation des Charges:

a. Charges permanentes :

- ❖ Surface de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} = 0,069m^2$$

- ❖ Poids propre de l'acrotère:

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725kN/ml$$

- ❖ Revêtement en ciment ($e=2cm$; $\rho=14kN/m^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times \underline{2.10^{-2}} = 0,392kN/ml$$

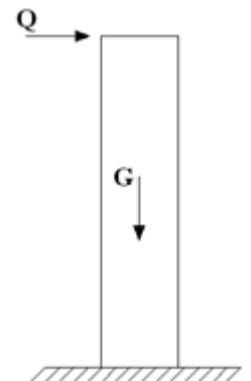


Figure 1.2 sollicitations l'acrotère.

$$G=2,117kN/ml$$

b. Charge d'exploitation :

- ❖ $Q=1,00kN/ml$ (main courante).

❖ L'action des forces horizontales (F_p) :

❖ L'action des forces horizontales : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$ [RPA,03]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$]groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) [$C_p=0,8$].

$W_p=2,117kN$. (Poids de l'acrotère)

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117=1,694kN.$$

$$Q_u=Max(1,5Q; F_p) \quad \begin{matrix} F_p = 1,694kN \\ 1,5Q = 1,5kN \end{matrix} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,694kN$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G=2,117kN/ml$ et $Q=1,694kN/ml$.

III.1.2 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de

Figure III. 1: Diagrammes des efforts à l'ELU.

III.1.3 Ferrailage de l'acrotère:

$h=10cm$; $b=100cm$; $d=0.9h =9cm$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $c=c'=2cm$;
 $f_e=500MPa$

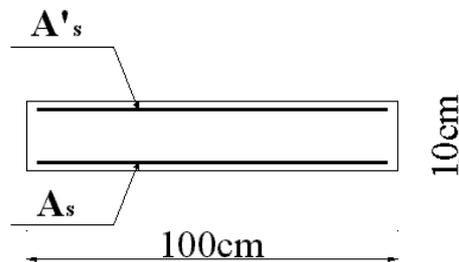


Figure III. 2: Coupe horizontale d'un acrotère.

● **Calcul de l'excentricité:**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,525}{2,858} = 53,36 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} \quad c' = \frac{10}{2} \quad 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} \quad c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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 .

● **Calcul du moment fictif « M_f » :**

$$M_f = M_u + N_u \frac{h}{2} \quad c' = 1,611 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0176 = 0,018$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 41,472 \text{ mm}^2$$

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

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} \frac{N_u}{\sigma_s} = 34,91 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{aligned} A_{s1} &= 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} &= 0,35 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

III.1.4 Vérification de la section d'acier selon « bael 91 modifié 99 » [1] :

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

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

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,87 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $6T6=1,70 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.1.5 Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

On choisi $4T6=1.13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{60}{3} \frac{5}{3} \approx 18,33 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$

III.1.6 Vérification à L'E.L. S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48 \text{ cm}$$

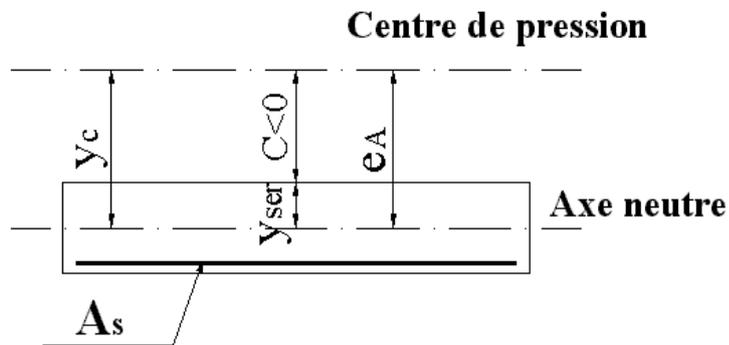


Figure III. 3: position de centre de pression.

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

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + d \frac{h}{2} = 52 \text{ cm} \Rightarrow C = 43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** » [1], on doit donc résoudre l'équation suivante :

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

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

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = 3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = 5536,29 \\ q = 2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 151778,63 \end{array} \right. \text{ et}$$

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

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 2,1 \cdot 10^9$$

$$\cos \theta = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{p}} = 0,957 = 0,96 \Rightarrow \theta = 163,74^\circ$$

Mm : $a = 2\sqrt{\frac{p}{3}} = 85,92$

$$y_1 = a \cos \frac{\theta}{3} + 120 = 85,54 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \frac{\theta + 2\pi}{3} = 46,80 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \frac{\theta + 4\pi}{3} + 240 = 35,74 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,80 \text{ cm}$

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

$$0 < y_{ser} = 46,80 - 43 = 3,8 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

Donc : $y_{ser} = 3,8 \text{ cm}$
 $y_c = 46,80 \text{ cm}$

• Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - c')^2 \right] = 2518,59 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

• Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2,145 \cdot 10^3 \times 46,13 \cdot 10}{2518,59 \cdot 10^4} \times 38 = 1,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250 \text{MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 23,76 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,23 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.1.7 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

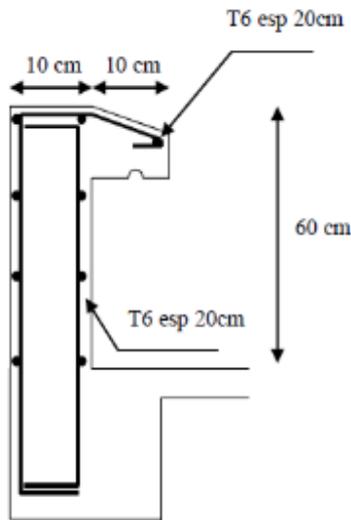


Figure III. 4: -Figure Ferrailage de l'acrotère.

III.2 ETUDE DES PLANCHERS :

III.2.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- ❖ Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- ❖ Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- ❖ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.2 Plancher en corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

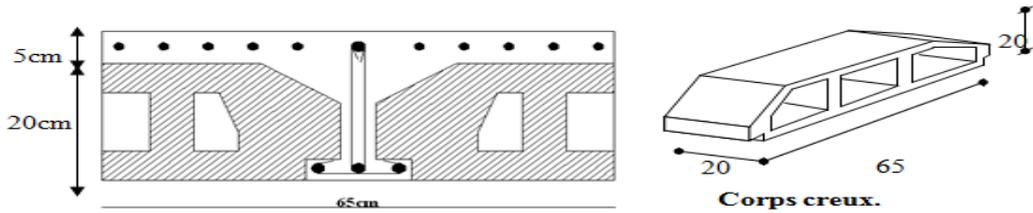


Figure III. 5: Coupe du plancher en corps creux.

a. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

a.1. Dimensions des poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle une section en 'T', la hauteur de la nervure est égale à la hauteur de la planche.

On a: $h_t = 25 \text{ cm}$; avec $h_0 = 5 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$

On a: $b_0 = (0,4; 0,6) * h_{tot} = (10; 15) \text{ cm} = \text{Soit } b_0 = 12 \text{ cm}$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$b = 2 * b_1 + b_0$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 * \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) + b_0$$

$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}.$

$L_y = 555 - 30 = 525 \text{ cm}.$

$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{525}{10}\right) = 26.5 \text{ cm}.$ $\Rightarrow b = 2 * 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}.$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$, $c = (b - b_{0tot}) / 2 = 26,5 \text{ cm}$

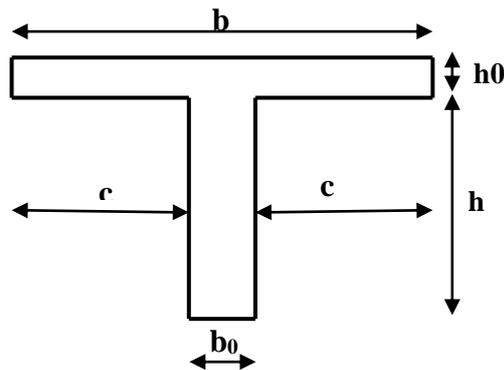


Figure III. 6: Dimensions De La Poutrelle.

III.2.3 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression

* **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=5.25\text{ m}$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1\text{ kN/m}^2$.

III.2.4 Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre «04 » conditions suivantes sont remplies :

1)- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5\text{KN/m}^2; 2\text{G})$.

-EC $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 5.78) \rightarrow$ vérifié

-Terrasse $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 6.84) \rightarrow$ vérifié

2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées. \rightarrow vérifié

3)- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow \text{non vérifié}$$

4)- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

Donc : la méthode forfaitaire non applicable.

b.1.2. Exposé de la méthode :

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

$$M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} \frac{M_w + M_e}{2} \quad \text{Avec :}$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
 (M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
 M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- ❖ $M = 0,2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive
- ❖ $M = 0,6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées
- ❖ $M = 0,5M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de 00deux travée
- ❖ $M = 0,4M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

b. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :

❖ **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0.15M_0 \text{ Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \quad \text{Appuis intermédiaires.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$\text{❖ Moment en travée : } M_t(x) = -\frac{q x^2}{2} + \left(\frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right) x + M_w$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- $(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée;
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

- $l' = l$pour une travée de rive
- $l' = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

❖ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

c. Méthode des éléments finis « ETABS »

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel ETABS

. Etapes de calcul des poutrelles :

* **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=5.25 \text{ m}$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$.

❖ **Evaluation des charges :**❖ **Charges permanentes :**

1-Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

2-Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

$$\Sigma G = 1,97 \text{ kN/ml}$$

❖ **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (5,25)^2}{8} = 12,54 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (5,25)^2}{8} = 9,03 \text{ kNm}$$

❖ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U $M_u = 12,54 \text{ kNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 4,5 \text{ cm}$;

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 3,642 > \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

* **2^{ème} étape :** Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "Té"

III.2.5 Evaluation des charges revenantes aux poutrelles :**Plancher terrasse :**❖ **Charge permanentes :**

$$G = 6,84 \times 0,65 = 4,45 \text{ kN/ml.}$$

❖ Surcharges d'exploitation :

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml.}$$

Plancher courant :

❖ Charge permanente :

$$G=5,78 \times 0,65=3,757 \text{ kN/ml.}$$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml.}$$

Combinaison des charges :

❖ Plancher terrasse :

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=6,9825 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=5,1 \text{ kN/ml.}$$

❖ Plancher courant :

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=6,54 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=4,732 \text{ :kN/ml.}$$

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Calcul des efforts internes =

$$q_u = 6,9825 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = 5,1 \text{ kN/ml}$$

On utilise la méthode la plus générale pour déterminer les efforts dans les travées, qui est la méthode de **CAQUOT**.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux qui suivent :

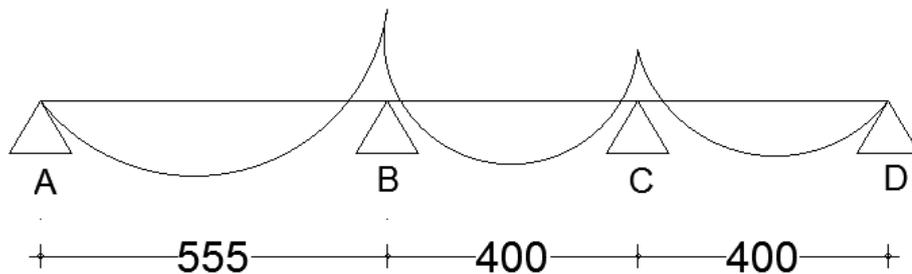
Poutrelle à trois travées :

Figure.III.9 : Schéma statique de la Poutrelle à trois travées.

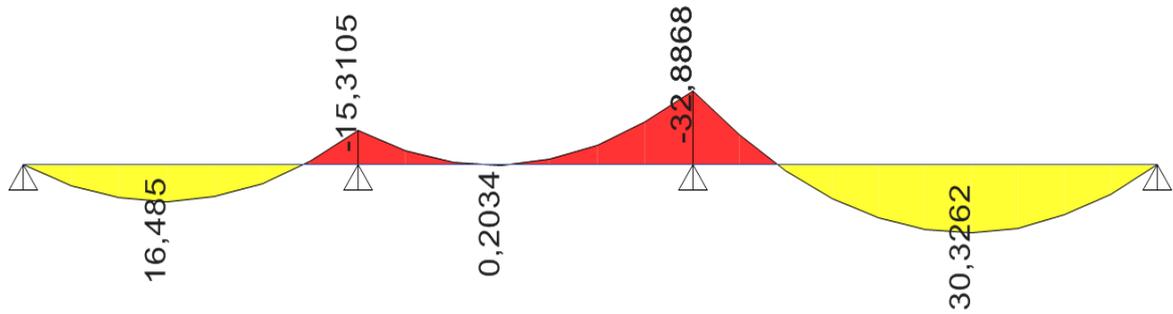
Méthode : élément finis (ETABS)

Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

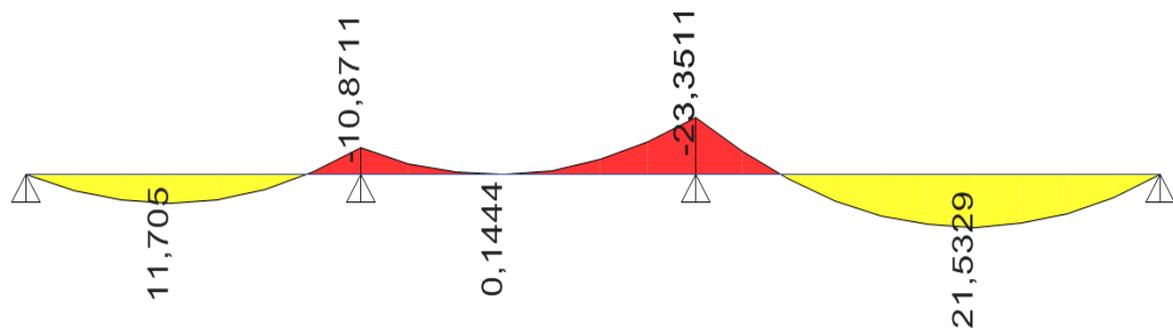
(4m- 4m- 5.55m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

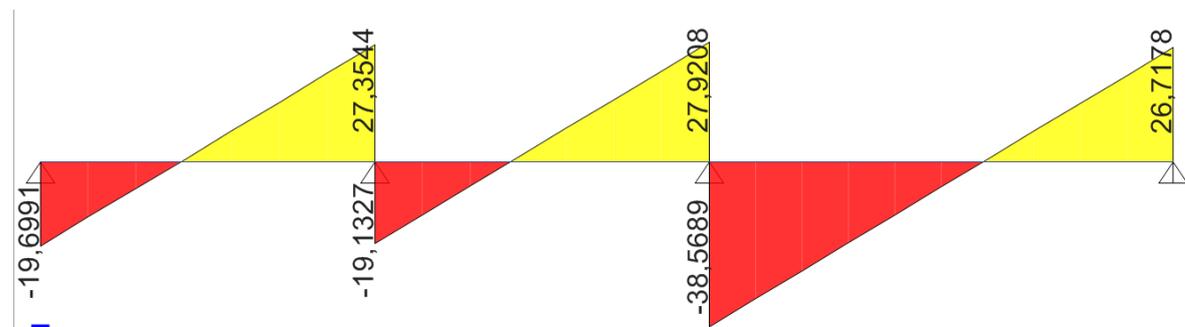


ELS :



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :

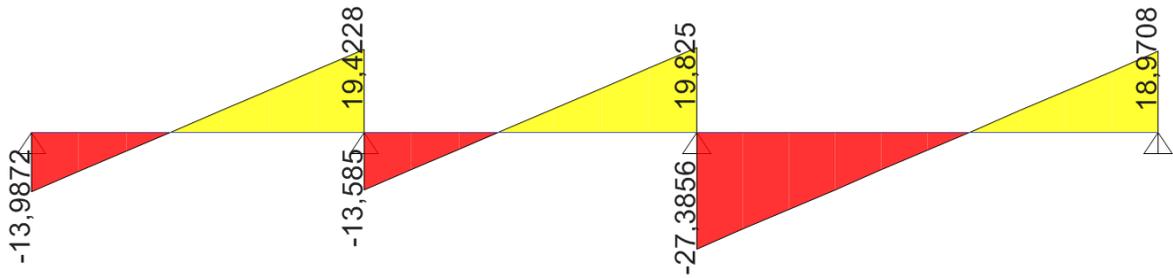


Figure III.10 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 03 travées.

❖ Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 30.33 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 32.88 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 38.57 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 21.53 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 23.35 \text{ kNm}$$

$$T_s^{\max} = 27.39 \text{ kN}$$

❖ Ferrailage en travée :

$h = 25 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22.5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 92.1 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.
D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.1 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

M _{tu} (kNm)	μ	μ<μ _R	A _s '(cm ²)	α	Z(cm)	μ<0,186	ζ _s	σ _s (MPa)	A _s (cm ²)
30.33	0,07	Oui	0	0,08	21.74	Oui	10‰	435	3.21

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,41 \text{ cm}^2 ; 3.21 \text{ cm}^2\} = 3.21 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 (A_s=3.39 cm²)

❖ **Ferrailage sur appuis :**

$$\text{On a: } M_{\text{au}}^{\max} = 32.88 \text{ kNm} < M_{\text{tab}} = 92.2 \text{ kNm}$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b₀xh) en flexion simple.

Tableau.III.2 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M _{Ua} (kNm)	μ	μ<μ _R	A _s '(cm ²)	α	Z(cm)	μ<0,186	ζ _s	σ _s (MPa)	A _s (cm ²)
32.88	0,043	Oui	0	0,054	18,49	oui	10‰	435	3.49

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.49 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14+1T10 (A_s=3.87 cm²)

❖ **Vérifications :**

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}=38,57 kN.

On doit vérifier que : τ_u ≤ τ̄_u

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \bar{d}_u} = 1,42 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

Au voisinage des appuis :

❖ **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 : $T_u = 15,62 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{38.57 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 1.58 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 3.87 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,88 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Appuis intermédiaires :**

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

Avec : $T_u = 38.57 \text{ kN}$ (appuis de intermédiaires)

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9 b_0 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{38.57 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 1,58 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant préjudiciable , 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 : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

❖ **Détermination de l’axe neutre**

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

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

❖ Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65cm$ (travée) ; $b_0=12cm$ (appuis) ; $c=c'=2cm$

❖ 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 :

Tableau III.3: Vérification de la contrainte de béton.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	21.53	3.39	3,35	6944,25	4,83	Vérifiée
Appuis	23.35	3.87	3,97	8912,17	3,19	Vérifiée

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

❖ **Vérification de la flèche**

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h = 25cm$; $b_0 = 12cm$; $d = 22.5cm$; $L = 5.25 m$; $M_{tser} = 21.53kNm$; $A_s = 3.39cm^2$; $f_e = 500MPa$.

Alors :

$$\frac{h}{L} = 0,047 < 0,0625 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,012 < 0,0084 \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,047 < 0,1 \dots \text{vérifiée}$$

Alors :

Puisque la (2) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5,00 \text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00 \text{ m}$

Donc : $\bar{f} = \frac{525}{500} = 1.05 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y_1 - h_0)^3 + 15A_s(d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.4 : Calcul de la flèche.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	Y₁ (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
21.53	3.39	6.41	0,010	390,77	6,27	2,50	0,57	88266,86	21227,67	36398,70

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.195\text{MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.86\text{MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 0.30\text{cm} \quad (L = 5.25\text{m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,49\text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,19\text{cm} < \bar{f} = 1.05\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance

($f_e=235\text{MPa}$)

Selon le « BAEL 91 modifié 99 » :

- $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3}$

- $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2}$

- $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right) \quad \text{Art A 5.1.2.2}$

- **RPA 99 version 2003 : A 7.5.2.2**

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$
- $S_t \leq \text{Min}(ht/4; 12\phi_t) \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$
- $S_t \leq ht/2 \dots\dots\dots \text{Zone courante}$

Avec :

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

φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \text{Min} (0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$$

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

Donc :

- Selon le « BAEL 91 modifié 99 » :
 - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.038\text{cm}$
 - $S_t \leq 17.01\text{cm}$
 - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.033\text{cm}$
- Selon le « RPA 99 version 2003 » :
 - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036\text{cm}$
 - $S_t \leq 5,25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$
 - $S_t \leq 10,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$

• **Choix des armatures :**

On adopte : $A_t = 2T8 = 1.01\text{cm}^2$

Choix des espacements :

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

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



Figure. III.11: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

e. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

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

Si :

$$L_1 \leq 50cm \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65cm$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

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

$f_e=520$ MPa (quadrillage de TS. TIE 520 $\rightarrow \emptyset \leq 6mm$)

On a : $L=65cm$

Donc on obtient : $A_1=0,5 \text{ cm}^2/ml$

On prend : $5T5=0,98cm^2$

$$S_r = \frac{100}{5} = 20cm$$

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49cm^2$$

Soit : $5T5=0,98cm^2 \rightarrow S_r=20cm$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

b. Plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul ont choisi la dalle la plus sollicitée.

❖ *Etude des dalles pleine du type 1 commerce (RDC & 1er étage)***iii. Evaluation des Charges:**

$$G=6.29kN/m^2; Q=5kN/m^2.$$

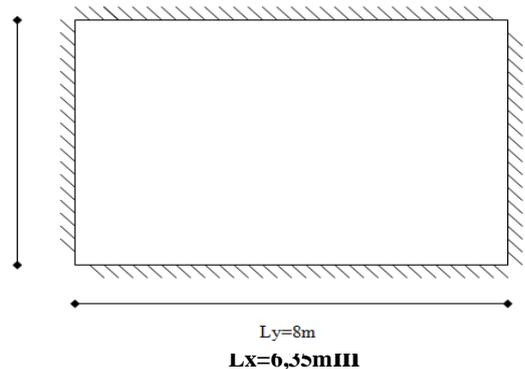
ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 15.9915kN/m^2$$

ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 11,29kN/m^2$$

$$L_x = 4,60m$$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,25}{6,35} = 0,83 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

iv. Calcul des Moments:

❖ 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 .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{array}{ll} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{array}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [BAEL,99].

$$\rho = 0,83 \Rightarrow \begin{array}{l} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,6494 \end{array}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 23,27kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 15.112kNm$$

❖ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=11,635kNm.$$

v. **Ferraillage de la Dalle:**

$$b=100cm ; h=15cm ; d=0,9h=13,5cm ; f_e=500MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{i28}=2,1MPa ;$$

$$\sigma_s=435MPa. F_{bc}=14,17MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 7.1 Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	23,27	0,0901	0	0,128	12,81	4,18	6T12	6,79	17
	y-y	15,112	0,059	0	0,0761	13,09	2,65	4T10	3,14	25
Appuis	x-x	11,635	0,045	0	0,058	13,19	2,03	4T10	3,14	25
	y-y									

Espacement :

Travée :

$$\text{Sens } x-x: esp = \frac{100}{6} = 16,67cm < \text{Min}(3h;33cm) = 33cm \quad \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens } y-y: esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(4h;45cm) = 45cm \quad \text{Vérifiée}$$

Appuis :

$$\text{Sens } x-x: esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(3h;33cm) = 33cm \quad \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens } y-y: esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(4h;45cm) = 45cm \quad \text{Vérifiée}$$

vi. **Condition de Non Fragilité [DAV,96]:**

$$\text{On a: } 12cm \leq e \leq 30cm$$

$$h=e=15cm; b=100cm$$

$$A_x \geq \rho_0 \frac{(3 \rho)}{2} bh = 1,302cm^2$$

$$A_y \geq \rho_0 bh = 1,2cm^2$$

$$\rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,83$$

Travée :

❖ Sens x-x: $A_x = 6,79cm^2 > A_s^{min} = 1.38cm^2$.vérifiée

❖ Sens y-y: $A_y = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1.28cm^2$ vérifiée

Appuis :

❖ Sens x-x: $A_x = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1.38cm^2$ vérifiée

❖ Sens y-y: $A_y = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1.28cm^2$ vérifiée

vii. Calcul des Armatures Transversales [DAV,96]:

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée:

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15,9915 \times 5,25 \times 6,35}{2 \times 5,25 + 6,35} = 31,64kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 27,99kN$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 31,64kN$$

$$\tau_u = \frac{31,64 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,234MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \quad \text{Vérifiée}$$

viii. Vérification à L'ELS:

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,7518 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 18,55kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 13,94kNm$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 15,77kNm$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 11,85kNm$$

$$M_a = 0,3 M_x = 5,565kNm$$

b. Vérification des contraintes [BAEL,99] :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 7.2 Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	15,77	6,79	4,32	13019,79	5,94	15	OK
	y-y	11,85	3,14	3,13	8430,82	2,22	15	OK
Appuis	x-x	5,565	3,14	3,13	8430,82	2,57	15	OK
	y-y	5,565	3,14	3,13	8430,82	2,57	15	OK

$$\frac{h}{L_x} \leq \frac{M_t}{20M_x} \quad 0,029 \leq 0,0425 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow 0,029 \geq 0,037 \text{ à } 0,028 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad 4,53 \times 10^{-3} \leq 4.10^{-3} \quad \text{non vérifiée}$$

Conclusion :

Une condition ne pas vérifier, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : Δ_{fT} = f_v f_i ≤ f̄ [1].

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}}$$

Avec : $f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \quad L \leq 5$

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

● **Moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \frac{h}{2} d^2 + 15A'_s \frac{h}{2} d'^2$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Moment d'inertie fictif.

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad ; \quad \delta = \frac{A_s}{b_0 d}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10818,87\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.8: Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	α	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
15,77	6,79	0.015	172,04	2,97	1,19	0.704	31791, 6	11314,176	17299,103

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad ; \quad f_i = 1,194$$

$$\text{Avec : } f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{Avec } L \leq 5 \text{ , : } f_v = 2,32$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad ; \quad \bar{f} = 1,025$$

Flèche totale : $\Delta f_T = 2,32$ $1,194 \leq 1,025$

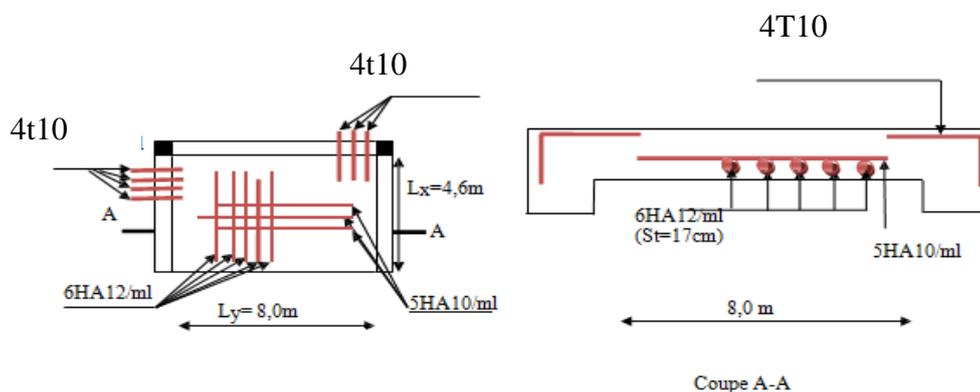


Figure 7.1 Disposition constructive s armatures des dalles pleine du type1 (RDC & 1er étage).

❖ *Etude des dalles pleine du type 2 parkings (les sous-sols)*ix. **Evaluation des Charges:**

$$G=4,15\text{kN/m}^2, Q=2,5\text{kN/m}^2.$$

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5 Q =9,3525\text{kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser}=G+Q=6,65\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,25}{6,35} = 0,83 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

x. **Calcul des Moments:**

$$❖ \text{ Dans le sens de la petite portée: } M_x = \mu_x q_u L_x^2 .$$

$$❖ \text{ Dans le sens de la grande portée: } M_y = \mu_y M_x .$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{ Coefficient de poisson} \quad \begin{array}{ll} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{array}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [BAEL,99].

$$\rho = 0,83 \Rightarrow \begin{array}{l} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,6494 \end{array}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 15,003\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9,743\text{kNm}$$

❖ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=7,5015\text{kNm}.$$

xi. **Ferraillage de la Dalle:**

$$b=100\text{cm} ; h=15\text{cm} ; d=0,9h=13,5\text{cm} ; f_e=500\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ;$$

$$\sigma_s=435\text{MPa} . ; F_{bc}=14,17\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 7.3 Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	15,003	0,0581	0	0,075	13,095	2,64	6T10	4,71	17
	y-y	9,743	0,038	0	0,048	13,241	1,69	5T10	3,93	20
Appuis	x-x	7,515	0,029	0	0,037	13,3	1,3	5T10	3,93	20
	y-y									

Espacement :

Travée :

Sens x-x: $esp = \frac{100}{6} = 16,67 = 17cm < Min(3h;33cm) = 33cm$ Vérifiée

Sens y-y: $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm$ Vérifiée

Appuis :

Sens x-x: $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm$.Vérifiée

Sens y-y: $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm$ Vérifiée

xii. Condition de Non Fragilité [DAV,96]:

On a: $12cm \leq e \leq 30cm$

$h=e=15cm; b=100cm$

$A_x \geq \rho_0 \frac{(3 \rho)}{2} bh = 1,302cm^2$

$A_y \geq \rho_0 bh = 1,2cm^2$

$\rho_0 = 0,8\%$ pour les barres à haute adhérence

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,83$

Travée :

❖ Sens x-x: $A_x = 4,71cm^2 > A_s^{min} = 1.38cm^2$.vérifiée

❖ Sens y-y: $A_y = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1.28cm^2$ vérifiée

Appuis :

❖ Sens x-x: $A_x = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1.38cm^2$ vérifiée

❖ Sens y-y: $A_y = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1.28cm^2$ vérifiée

xiii. Calcul des Armatures Transversales [DAV,96]:

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa .$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{9,3525 \times 5,25 \times 6,35}{2 \times 5,25 + 6,35} = 18,504 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 16,37 kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 18,504 kN$$

$$\tau_u = \frac{18,504 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,137 MPa < \bar{\tau}_u = 1,25 MPa \quad \text{Vérifiée}$$

xiv. Vérification à L'ELS:

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,83 \Rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,7518 \end{matrix}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 10,92 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 8,21 kNm$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 9,282 kNm$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,98 kNm$$

$$M_a = 0,3 M_x = 3,28 kNm$$

b. Vérification des contraintes [BAEL,99] :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 7.4 Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	10,06	4,71	3,72	8474,52	4,42	15	OK
	y-y	3,07	3,93	3,33	7328,002	1,39	15	OK
Appuis	x-x	3,55	3,93	3,33	7328,002	1,61	15	OK
	y-y	3,55	3,93	3,33	7328,002	1,61	15	OK

c. Vérification de la flèche [DAV,96] :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L_x} \leq \frac{M_t}{20M_x} \quad 0,029 \leq 0,0425 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow 0,029 \geq 0,037 \text{ à } 0,028 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad 3,49 \times 10^{-3} \leq 4.10^{-3} \quad \text{vérifiée}$$

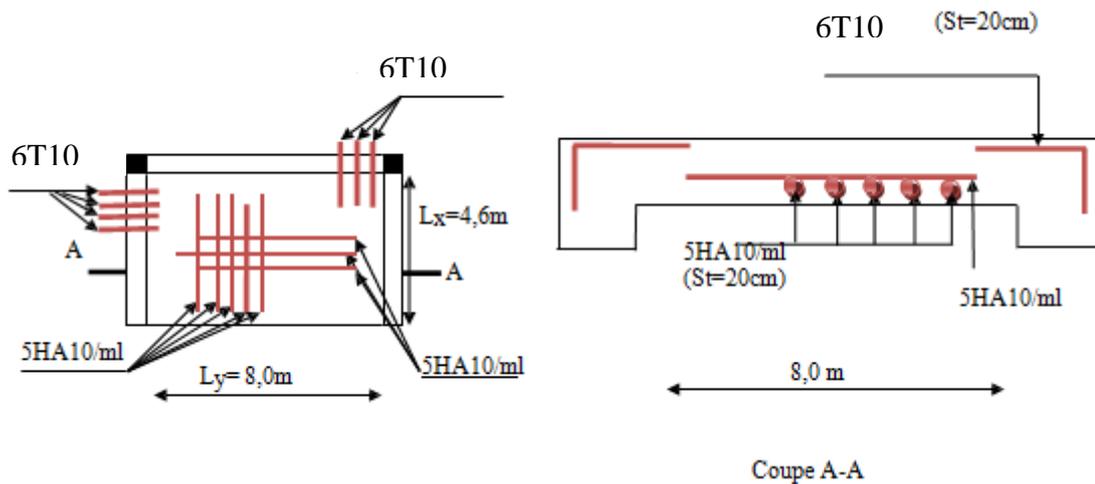


Figure 7.2 Disposition constructive des armatures des dalles pleine du type 2 (les sous-sols).

Conclusion: Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3 ESCALIER :

III.3.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

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.

III.3.2 Définition des éléments d'un escalier :

- La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- La hauteur : de marche est la différence du niveau entre deux marches successives.

La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.

- Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- L'embranchement : est la longueur d'une marche.
- La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.
- La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier

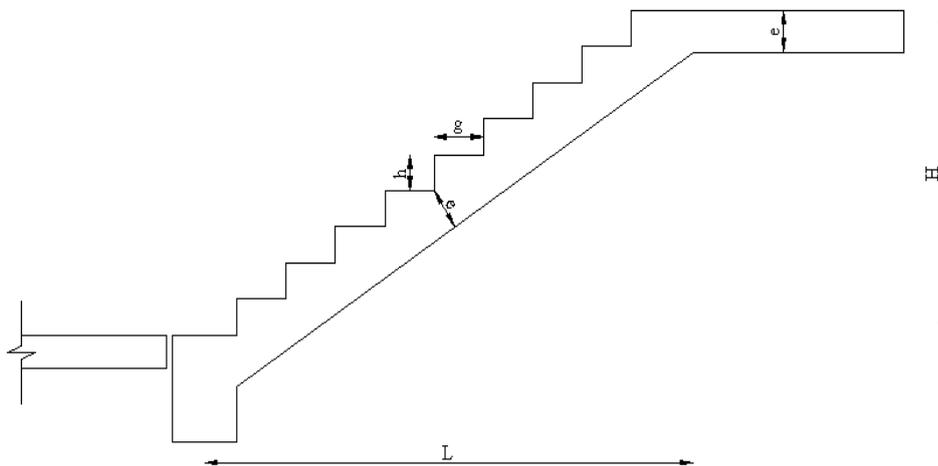


Figure III. 13: Dimensions de l'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

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

$2h+g=64$ (1)

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

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

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

●Schéma statique de l'escalier :

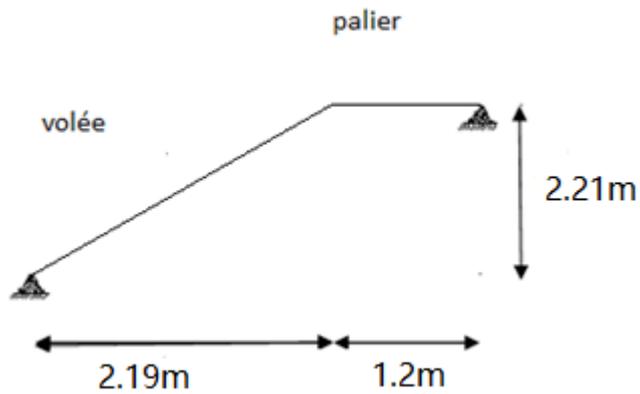


Figure III.14: Schéma statique de l'escalier.

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$$64n^2-n 725+442=0$$

Solution :

$$n_1=0,65\dots\dots\dots\text{refusée.}$$

$$n_2=10,68=11$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche n=11
- le nombre des marchesn-1=10

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0.20m = 20cm$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = 0,219m = 30cm$$

●Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\begin{array}{lcl} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm & & 2h + g = 70cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm & \implies & h = 20cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm & & g = 30cm \end{array} \quad \text{Vérfiée}$$

●Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 14,37cm \leq e \leq 21.55cm$$

Avec : $l = 1,2 + \sqrt{L^2 + H^2} = 1,2 + \sqrt{(2.19)^2 + (2.21)^2} = 4.31m$

On prend donc l'épaisseur e=20 cm

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

III.3.3 Evaluation des charges :

a) Palier :

● Charges permanentes :

- Carrelage (2,5 cm)	0,50 kN/m ²
- lit de sable (e=3cm)	0,54 KN/m ²
- Mortie de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m ³).....	0,4 kN/m ²
- Poids propre du palier	25×0,20 = 5 kN/m ²
- Enduit de ciment	18 ×0,02 = 0,36 kN/m ²
	<u>ΣG = 6.8 kN/m²</u>

●Charge d'exploitation :

Q = 2,5 kN/m

b) la volée :

● Charge permanente :

● $tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2.21}{2.19} = 1.009 ; \alpha = 47.26$

- Poids propre de la paillasse $\frac{25 \times 0,21}{\cos 45.26} = 7.46kN/m^2$

- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,2}{2} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
 - Carrelage (2cm) $25 \times 0,02 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
 - Enduit de ciment $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
 - Mortie de pose ($e=2\text{cm} ; \rho=20\text{kN/m}^3$)..... $= 0,4 \text{ kN/m}^2$
 - garde-corps en maçonnerie $= 0,6 \text{ kN/m}^2$
- $\underline{\underline{\Sigma G = 11.82 \text{ kN/m}^2}}$

❖ Charge d'exploitation :

$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

III.3.4 Détermination des efforts internes :

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

a) Combinaison des charges :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

Tableau III. 5: Charges à l'ELU et l'ELS.

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
			q ₁ (KN/ml)	q ₂ (KN/ml)
volée	11.82	2,5	19.707	14.32
Palier	6.8	2,5	12.93	9.3

b).Calcul des effort L = 3.39m

ELU :

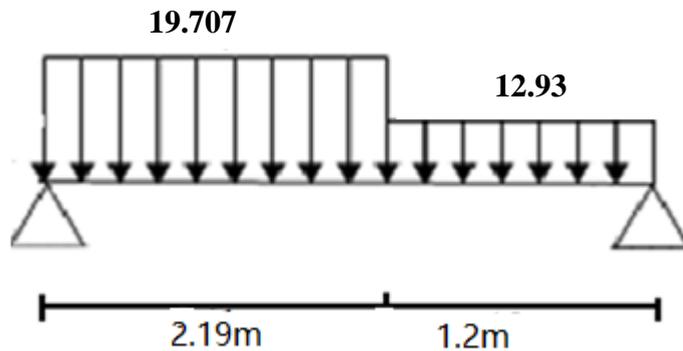


Figure III. 15: Schéma statique de l'escalier.

D'après logiciel RDM6 on a :

Moment isostatique : $M_U = 24.72 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_U = 31.6 \text{ KN}$

ELS :

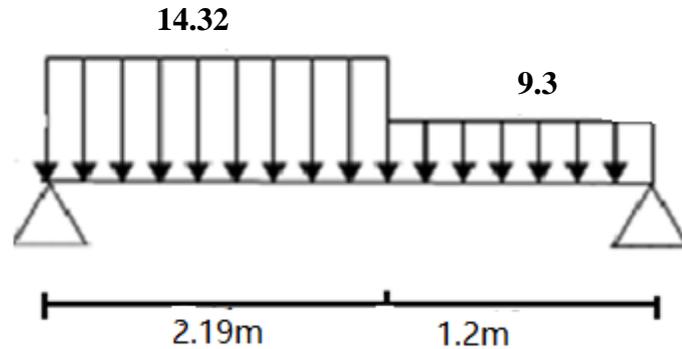


Figure III. 16: Schéma statique de l'escalier.

Moment isostatique : $M_{SER} = 18.78 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_{SER} = 22.95 \text{ KN}$

III.3.5 Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :
 $b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $d = 0,9 h = 18 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
 $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

En travée : $M_t = 0,85 M_u = 0,85 \times 24.72 = 21.012 \text{ kNm}$

En appui : $M_a = 0,5 M_u = 0,5 \times 24.72 = 12.36 \text{ KNm}$

Tableau III. 6: Calcul du ferrailage.

	M_U [kNm]	μ	α	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	choix	$A_{s}^{Adoptée}$ [cm ²]
Travée	21.012	0,046	0,059	17.58	0	2.75	5T12	5,65
Appui	12.36	0,027	0,034	17.76	0	1.601	5T10	3,93

✓ **Espacement :**

➤ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

➤ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : $esp=20$ cm

✓ **Armature de répartition :**

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.4125cm^2/ml \leq A_r \leq 2.825cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec , $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.9825cm^2/ml \leq A_r \leq 1.965cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec , $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

III.3.6 Vérifications :

A. Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_{S\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1 / 500 = 1,74 \text{ cm}^2$

En travée: $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{S\min}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{S\min}$ vérifié

B. L'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \text{Min} (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa} \dots$ (Fissuration

peu nuisible).

$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{31.6 \times 10^3}{1000 \times 180} \text{ MPa} \Rightarrow 0,176 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots$ vérifié

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$T_u \frac{M_u}{0,9d} < 0$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de

vérification)

$T_u \frac{M_u}{0,9d} > 0$ Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la

condition suivant :

$$A_s \geq (T_u + M_u / 0,9d) \gamma_s / f_e$$

Dans notre cas :

$$T_u \frac{M_u}{0,9d} < 0 = 31,6 \frac{24,72}{0,9 \times 0,18} = -120,993 < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction => pas de vérification de la section.

C. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

D. Vérification des contraintes du béton :

❖ Position de l'axe neutre :

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

❖ Moment d'inertie :

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

❖ Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée : $M_t = 0,85 M_{ser} = 0,85 \times 18,78 = 15,963 \text{ kNm}$

En appui : $M_a = 0,5 M_{ser} = 0,5 \times 18,78 = 9,39 \text{ KNm}$

Tableau III. 7: Vérification à l'E.L.S.

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	15,963	5,65	4,01	9781,97	6,54	Vérifiée
Appui	9,39	3,93	3,44	7322,87	4,41	Vérifiée

E. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{0,2}{4,31} = 0,0464 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,00314 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad 0,0464 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

2 conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v \quad f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}}$$

Avec : $f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \quad L = 4,31 \text{ m} < 5 \text{ m}.$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \frac{h}{2} d^2 + 15A'_s \frac{h}{2} d'^2$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad \delta = \frac{A_s}{b_0 d}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad ; \quad \mu = 1 \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,87MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.8: Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	α	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
15,963	5.65	0.0032	156.96	13,90 4	5,56	0.106	72090, 67	32055,53	45358,30

Donc :

$$f_i = 0,288cm \Rightarrow \Delta f_T = f_v \quad f_i = 0.316cm$$

$$f_v = 0,604cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{431}{1000} = 0.431cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,316cm \quad \bar{f} = 0,431cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **Les résultats de Calcul de la flèche**

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III. 9: Récapitulatif de la vérification des flèche.

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
0,288	0,604	0.316	0.431	Vérifiée

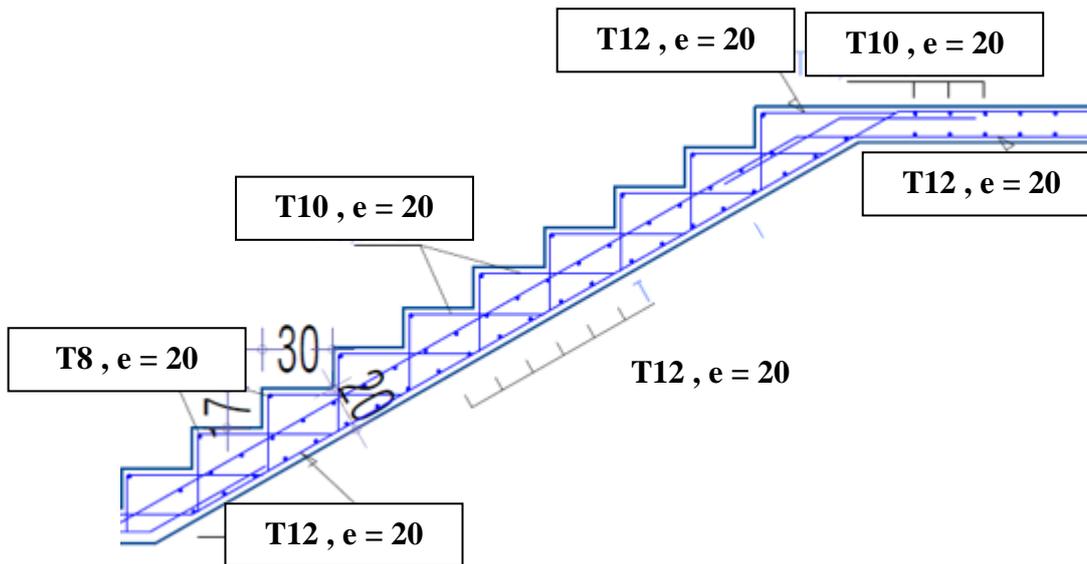


Figure III.17: Ferrailage des escaliers.

III.4 BALCONS :

III.5.1 Introduction :

Notre ouvrage comporte un type de balcon : dalle à trois appuis, de dimensions (1,35x5,50).

Épaisseur du balcon :

L'épaisseur de balcon et déterminer comme suite :

Résistance au feu

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : $e = 15$ cm.

Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 » [6] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Nous limitons donc notre épaisseur à **15 cm**.

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$L_x = 1,35$ m

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

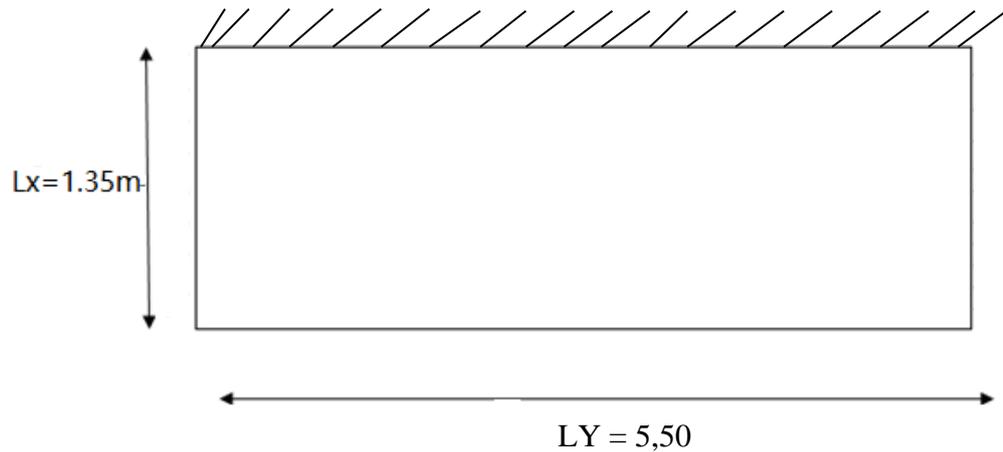


Figure III. 18: Dimensions du balcon.

III.5.2 Evaluation des charges :

- ❖ Charge permanente : $G=6,33\text{kN/m}^2$
- ❖ Charge d'exploitation : $Q=3,50\text{kN/m}^2$

III.5.3 Pré dimensionnement :

On a : $Ly=5,50\text{ m} ; Lx=1,35\text{ m}$
 Et on a : $= Lx / Ly = 0,25 > 0,40$

III.5.4 Evaluation des charges :

$G = 6,33\text{ KN/m}^2$
 $Q = 3,50\text{ Kg/m}^2$
 $qu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 3,50 = 13,80\text{ KN/ml}$
 $qs = G + Q = (6,33 + 3,50) = 9,83\text{ KN/ml}$

III.5.5 Calcul des sollicitations :

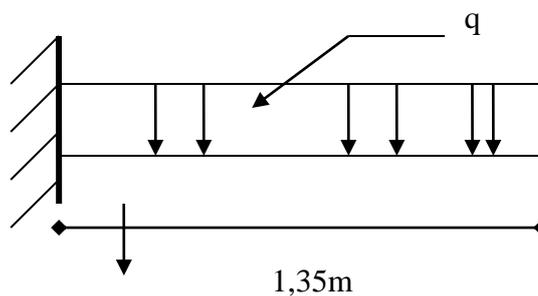
On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$M_{tx} = \frac{p.lx^2}{10}$$

$$M_{tx} = \frac{13,80.1,35^2}{10} = 2,515\text{KN.m}$$

$$Max = \frac{p.lx^2}{16}$$

$$Max = \frac{13,80.1,35^2}{16} = 1,572\text{KN.m} ,$$



1. **Calcul des efforts internes:**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

❖ **Moment fléchissant:** $M(x) = \frac{q}{2}x^2$

❖ **Effort tranchant:** $T(x) = qx$

	ELU	ELS
M (kNm)	-12,58	-8,96
T (kN)	18,63	13,2705

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

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$
 $A_{sy}=0.25A_{sx}$

III.5.6 Calcul de ferrailage :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travers :

❖ Ferrailage de dalle pleine :

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A^{cal}_s (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)	Esp (cm)
Mtx	12,58	0,049	Oui	0	0,063	13,16	2,77	5T12	5,65	20

Espacement :

$$S_t \leq \text{Min} \begin{matrix} 3h \\ 33\text{cm} \end{matrix}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{matrix} 45\text{cm} \\ 33\text{cm} \end{matrix} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \rightarrow \text{Espacement vérifiée}$$

Armatures de répartitions [HEN,99] :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41\text{cm}^2 \leq A_r \leq 2,82\text{cm}^2$$

Le choix est de : $5T8/ml=2,51\text{cm}^2$ avec : $S_t=20\text{cm}$

2. **Vérifications:**

a. **Condition de non fragilité : [BAEL,99]**

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

$$A_s = 5,65\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,3041\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant [BAEL,99] :

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{18,63 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,138\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \text{Espacement vérifiée}$$

c. Vérification de l'ELS :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes [BAEL,99] :

❖ Position de l'axe neutre "y" :

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

❖ Moment d'inertie "I" :

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

Avec : $n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$

On doit vérifier que:

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

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

avec : $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e, \sqrt{n}ftj) \right) = 201,6 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 0.1 Vérification des contraintes du balcon.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
8,96	5,65	4,011	9781,97	3,674	vérifiée	130,37	vérifiée

c.2. Vérification de la flèche [DAV,96] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{135} = 0,1 > 0,0625 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,00419 < 0,0084 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,1 > 0,1 \quad \text{vérifiée}$$

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

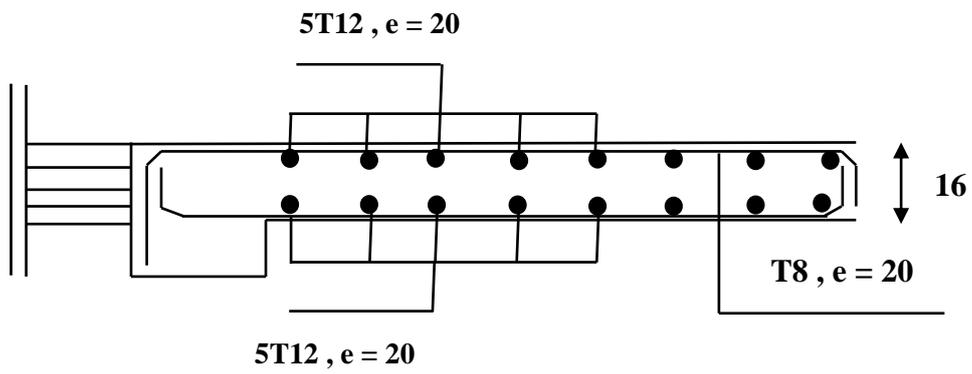


Figure III. 19: Ferrailage du balcon.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE ET

SISMIQUE

IV.1 Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

IV.2 Etude dynamique :

IV.2.1 Introduction :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

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 Caractéristique dynamiques propres :

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

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

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

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

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

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournies 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 :

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

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

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

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

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

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 "Ai". 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 $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

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

IV.3 Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque année et qui est à notre portée : il s'agit du ETABS (version 2016).

IV.3.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.3.2 L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

IV.3.3 Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3.4 Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

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

IV.4 Etude sismique :**IV.4.1 Stratégie du calcul sismique :**

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les

règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le 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 :

1- La 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 fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

a. Conditions d'applications :

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III : { ●groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
●groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
●groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- ✓ La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

2- La méthode d'analyse 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.

a-Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

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

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

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots\dots (4-14)$$

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

3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

IV.4.2 Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.4.3 Analyse spectrale :

IV.4.3.1 Méthode dynamique modale spectrale :

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.4.3.2 Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

g = 9.81 N

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de BLIDA (zone III).

Donc :

A = 0,25

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ=7%. (Portique en béton armée et de remplissage dense).

R : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

R = 5 (mixte portiques/voiles avec interaction ; 4a).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.

$$T_1=0,15 \text{ s et } T_2=0,5 \text{ s (site ferme S=3)}$$

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [2]

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

Sa valeur est donné par le tableau **4.4(RPA 99/version 2003)**.

Tableau IV. 1: Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

$Q//xx=1+(0+0.05+0.05+0+0+0) = \mathbf{1.10}$.

$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0+0+0) = \mathbf{1.10}$.

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

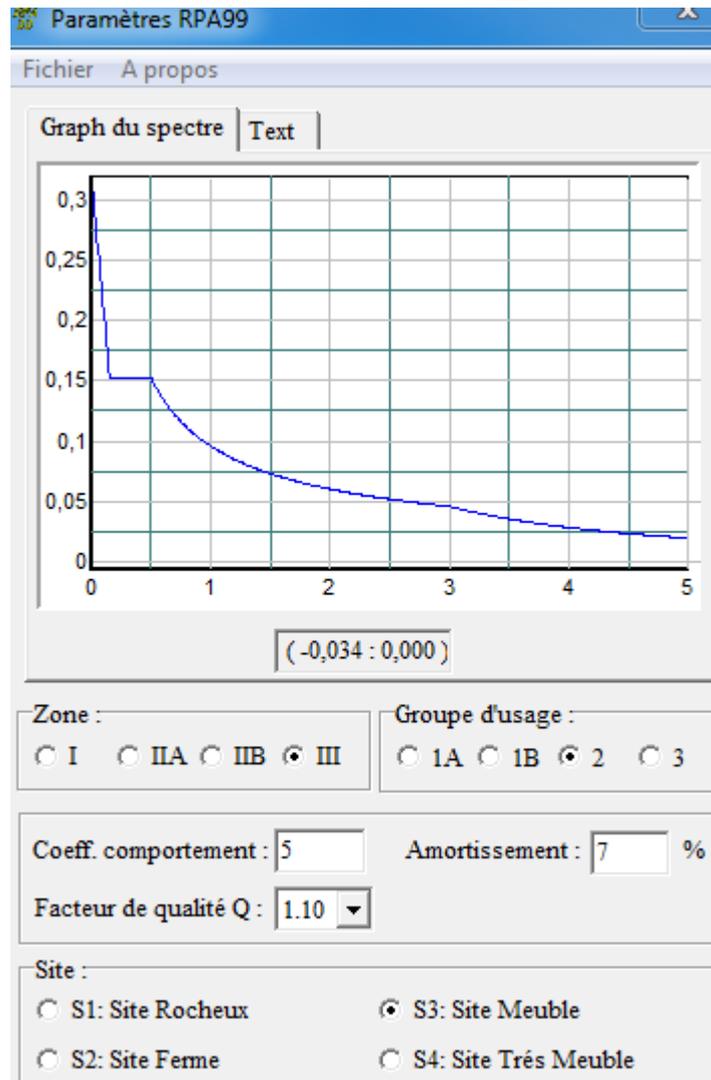


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé 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 ...) dont le rapport est de : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

V_t : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale).

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R}$$

Avec

$$A = 0,25.$$

$$R = 5.$$

$$Q = 1,10.$$

W : Poids total de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

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

$\eta = 0,88 \quad T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,5 \text{ s} \quad T = ?$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

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

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

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

$$h_N = 37,4 \text{ m}$$

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

$$L_x = 26.05 \text{ m} .$$

$$L_y = 15,1 \text{ m} .$$

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} \quad T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L_y}}$$

$$\text{Selon x-x : } L_x = 26.05m \Rightarrow T_x = 0,66s$$

Selon y-y : $L_y = 15,1m \Rightarrow T_y = 0,87s$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site3}) \end{cases}$$

$T_{\text{analytique}} \rightarrow \text{si } T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{emprique}}$

$T_{\text{analytique}} \rightarrow \text{si } T_{\text{emprique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{emprique}}$

$1,3 T_{\text{emprique}} \text{ si } T_{\text{analytique}} > 1,3 T_{\text{emprique}}$

$$T_{\text{analytique}} = 1,96s$$

$$T_{\text{emprique } x} = 0,66s$$

$$T_{\text{emprique } y} = 0,87s$$

Sens x :

$$1,96 \rightarrow \text{si } 1,96 \leq 0,66 \rightarrow \text{non}$$

$$1,96 \rightarrow \text{si } 0,66 < 1,96 < 0,86 \rightarrow \text{non}$$

$$1,96 \rightarrow \text{si } 1,96 > 0,86 \rightarrow \text{oui}$$

Sens y :

$$1,96 \rightarrow \text{si } 1,96 \leq 0,87 \rightarrow \text{non}$$

$$1,96 \rightarrow \text{si } 0,87 < 1,96 < 1,13 \rightarrow \text{non}$$

$$1,96 \rightarrow \text{si } 1,96 > 1,13 \rightarrow \text{oui}$$

Donc :

$$T_x = 0,66 * 1,3 = 0,86 \rightarrow 1,96 > 0,86$$

$$T_y = 0,86 * 1,3 = 1,13 \rightarrow 1,96 > 1,13$$

Ce qui donne :

$$T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{0,87} \right)^{2/3} = 1,52$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,50}{1,13} \right)^{2/3} = 1,28$$

Donc :

$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 1,52 \cdot 1,10}{5} W = 0,08W$$

$$V_y = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,25 \cdot 1,28 \cdot 1,10}{5} W = 0,07W$$

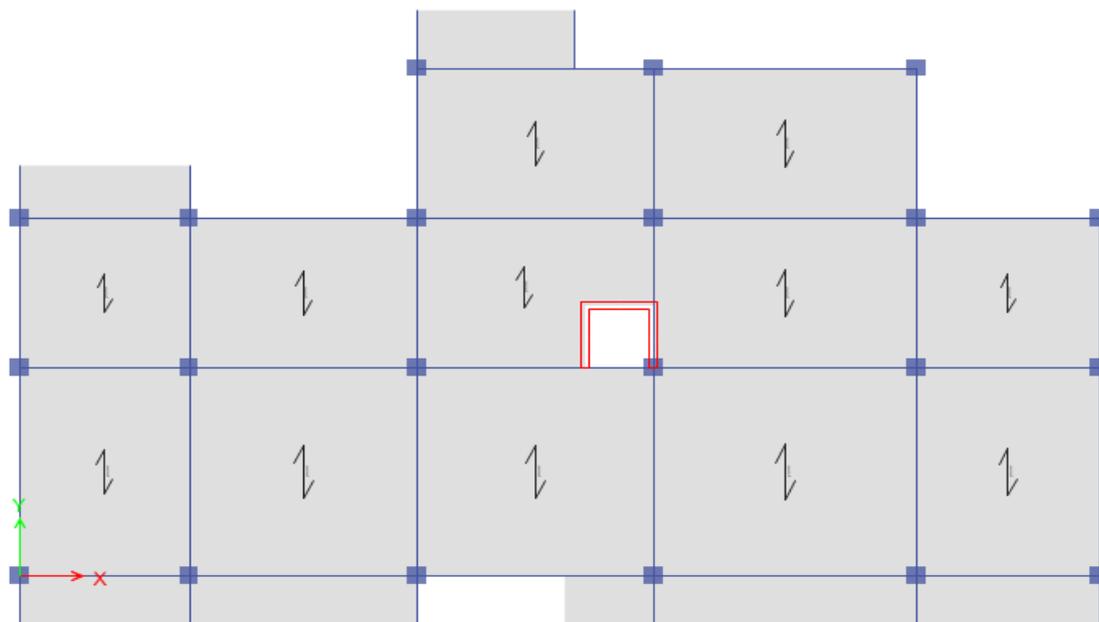
Modèle 1^{er}

Figure IV. 1: Vue de la disposition des voiles.

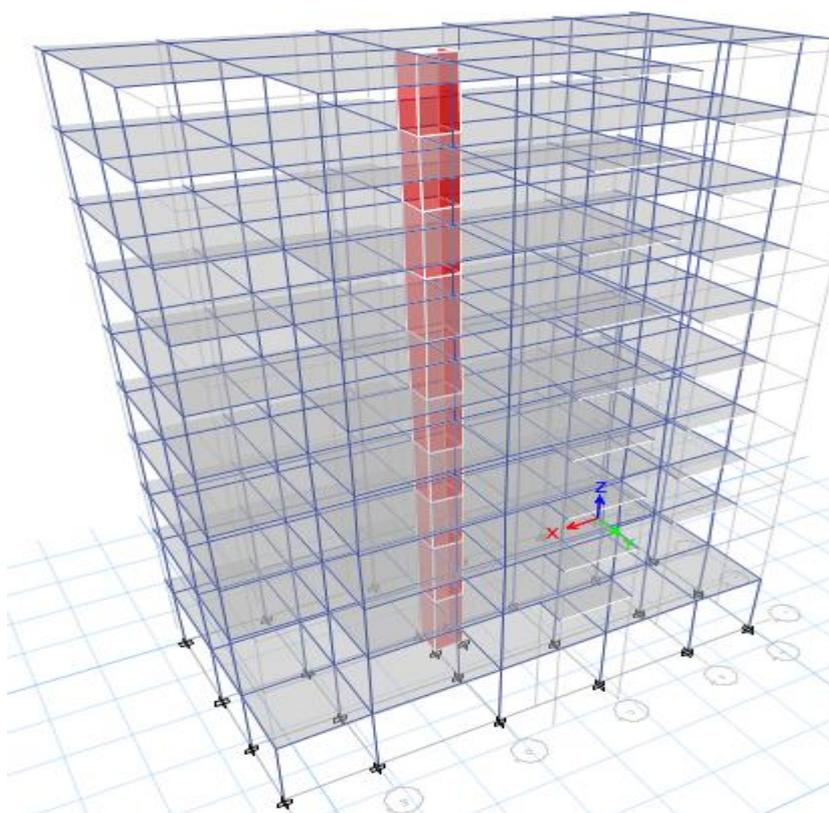


Figure IV. 2: Vue 3D de la structure.

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 2: Participation massique du modèle 1.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,939	0,1015	0,2279	0,1015	0,2279
2	1,821	0,1079	0,4907	0,2094	0,7186
3	1,63	0,5228	0,0102	0,7322	0,7288
4	0,703	0,0167	0,009	0,7489	0,7378
5	0,584	0,016	0,1208	0,7649	0,8586
6	0,524	0,1139	0,0106	0,8788	0,8692
7	0,403	0,0032	0,002	0,882	0,8712
8	0,287	0,001	0,0001	0,883	0,8713
9	0,283	0,0085	0,0423	0,8915	0,9136
10	0,254	0,0417	0,0088	0,9331	0,9225
11	0,216	0,0002	0,0005	0,9334	0,9229
12	0,181	0,0004	0,0006	0,9338	0,9235

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,94\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode translation X-X

Remarque :

On a trouvé une rotation dans le 1^{er} mode donc on va ajouter des voiles de contreventement

-Modèle 2 :

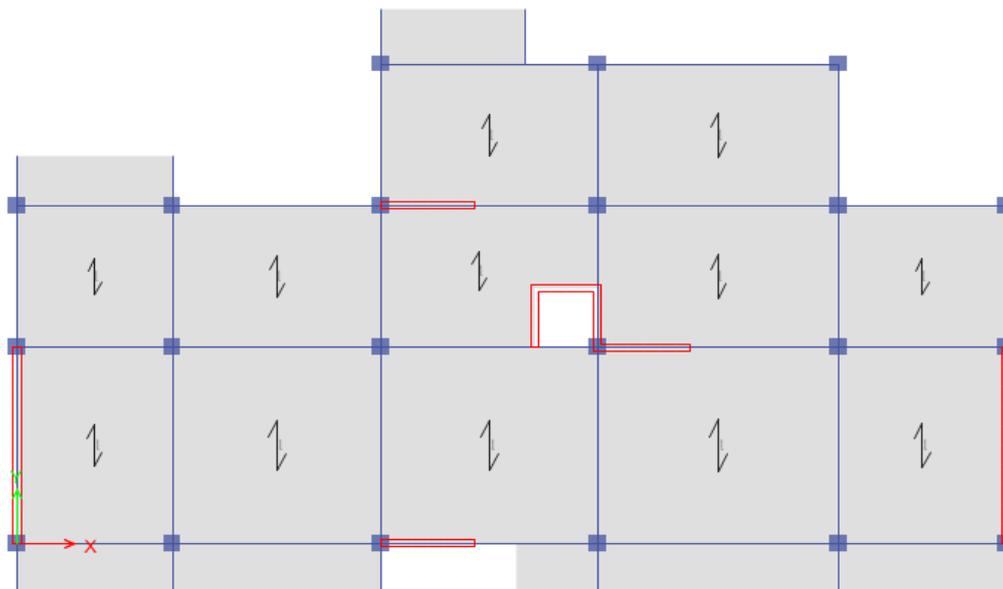


Figure IV. 3: Vue de la disposition des voiles.

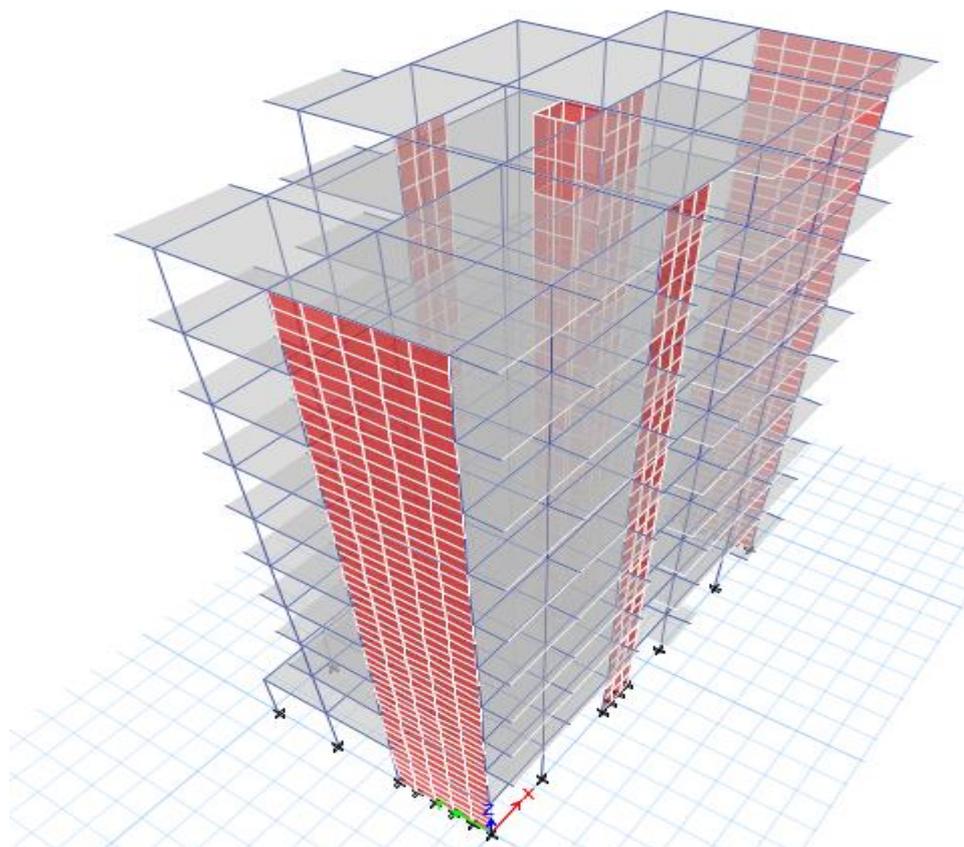


Figure IV. 4: Vue 3D de la structure.

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 3: participation massique du modèle final.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,256	0,6967	0,0152	0,6967	0,0152
2	1,032	0,0158	0,6555	0,7125	0,6707
3	0,763	0,0016	0,0003	0,7141	0,6709
4	0,354	0,1581	0,0021	0,8721	0,673
5	0,233	0,0021	0,194	0,8742	0,867
6	0,17	0,0006	1,438E-05	0,8748	0,867
7	0,16	0,0575	0,0008	0,9323	0,8678
8	0,098	0,0017	0,067	0,934	0,9348
9	0,094	0,0288	0,0018	0,9628	0,9366
10	0,072	0,0002	9,873E-06	0,9631	0,9366
11	0,064	0,0193	2,006E-05	0,9824	0,9366
12	0,058	0,0001	0,0327	0,9825	0,9693

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,256$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

b- Résultantes des forces sismiques :

$$W = 34786,54 \text{ KN} \Rightarrow V^X = 4209,17 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_X = 3367,33 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V^Y = 4209,17 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_Y = 3367,33 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_t^x = 3380,17 \text{ KN} \\ V_t^y = 3402,49 \text{ kN} \end{cases}$$

$V_{tx} > 0,8V_x \Rightarrow (r_x=1)$ et $V_{ty} > 0,8V_y \Rightarrow (r_y=0,99)$ la condition est vérifiée .

c-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : G+Q ±E

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.

S poteaux	Nd max	ν	VRPA	Observations
30x30	914,03	0,41	0,3	Non vérifiée
35x35	1403,04	0,46	0,3	Non vérifiée
40x40	2016,80	0,50	0,3	Non vérifiée
45x45	3067,12	0,606	0,3	Non vérifiée

Remarque :

On a trouvé que l'effort normal réduit dépasser la valeur admissible imposée par le RPA 99 donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure

Tableau IV. 5: nouveau section des poteaux.

Niveaux	section
RDC/1 ^{er}	65x65
2 ^{eme} / 3 ^{eme}	60x60
4 ^{eme} / 5 ^{eme}	55x55
6 ^{eme} / 7 ^{eme}	50x50
8 ^{eme} / 9 ^{eme}	45x45

c- -Modèle 3 :

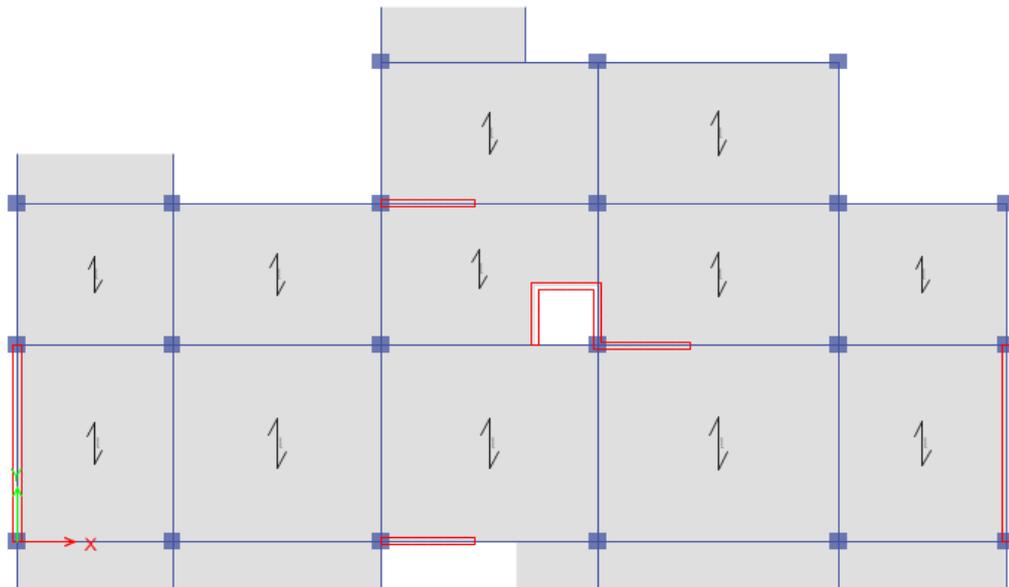


Figure IV. 5: Vue de la disposition des voiles.

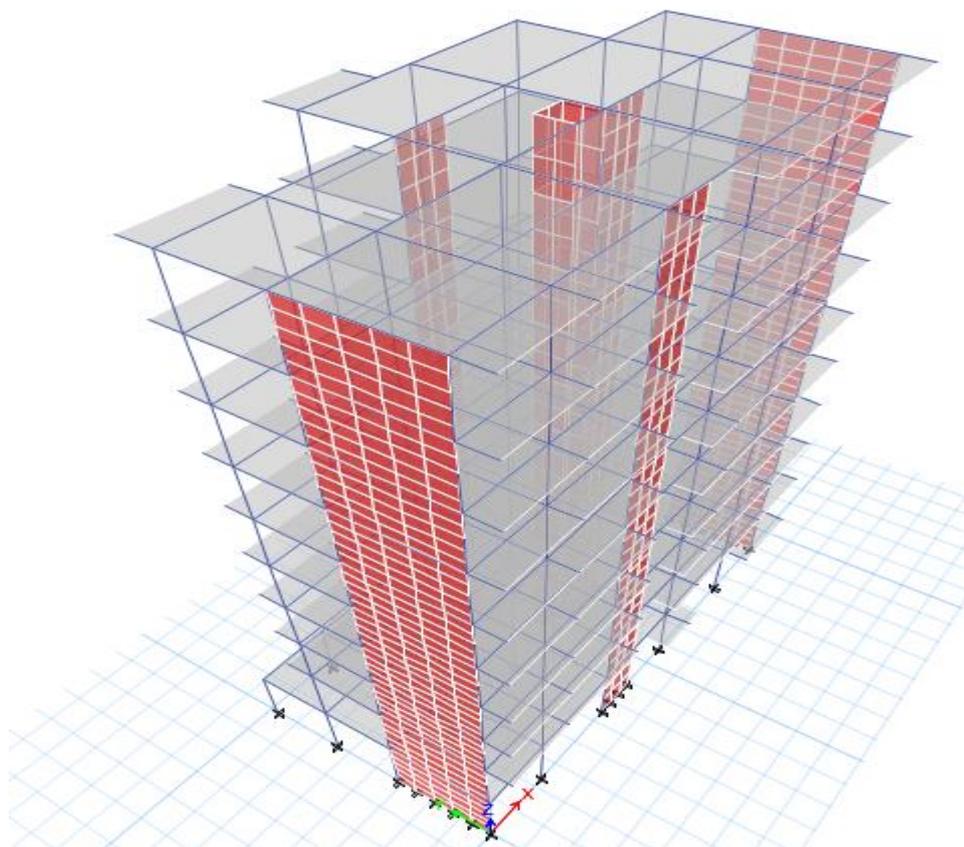


Figure IV. 6: Vue 3D de la structure.

d- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 6: participation massique du modèle final.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,035	0,7271	0,0078	0,7271	0,0078
2	0,853	0,0082	0,6683	0,7353	0,6762
3	0,626	0,0009	0,0001	0,7362	0,6763
4	0,305	0,1382	0,001	0,8745	0,6773
5	0,201	0,001	0,194	0,8754	0,8712
6	0,147	0,0016	0	0,877	0,8712
7	0,145	0,0539	0,0004	0,9309	0,8716
8	0,089	0,0016	0,066	0,9325	0,9376
9	0,087	0,0287	0,002	0,9611	0,9397
10	0,065	0,0002	1,778E-06	0,9613	0,9397
11	0,06	0,0198	1,565E-05	0,9811	0,9397
12	0,054	0,0001	0,0315	0,9812	0,9711

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,035$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

e- Résultantes des forces sismiques :

$$W = 38050,14 \text{ KN} \Rightarrow V^X = 4604,07 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_X = 3683,25 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V^Y = 4604,07 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V_Y = 3683,25 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_t^x = 3721,75 \text{ KN} \\ V_t^y = 3717,16 \text{ kN} \end{cases}$$

$V_{tx} > 0,8V_x \Rightarrow (r_x = 0,99)$ et $V_{ty} > 0,8V_y \Rightarrow (r_y = 0,99)$ la condition est vérifiée .

f- Vérification des déplacements inter-étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon le **RPA99 version 2003 [12]** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être

$$\text{vérifiée : } \Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\text{Avec : } \bar{\Delta} = 0,01he$$

Où : *he* représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_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).

Tableau IV. 7: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final.

Etage	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
9	4,84	3,60	24,22	17,99	1,93	2,11	3,57	Vérifié
8	4,46	3,18	22,29	15,88	2,16	2,17	3,57	Vérifié
7	4,03	2,74	20,13	13,70	2,39	2,19	3,57	Vérifié
6	3,55	2,30	17,74	11,51	2,62	2,18	3,57	Vérifié
5	3,02	1,87	15,12	9,34	2,76	2,10	3,57	Vérifié
4	2,47	1,45	12,36	7,24	2,87	1,97	3,57	Vérifié
3	1,90	1,05	9,49	5,26	2,82	1,77	3,57	Vérifié
2	1,33	0,70	6,67	3,49	2,66	1,50	3,57	Vérifié
1	0,80	0,40	4,02	1,99	2,71	1,36	4,42	Vérifié
RDC	0,26	0,13	1,30	0,63	1,30	0,63	4,42	Vérifié

c-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.

S poteaux	N_d max	ν	V_{RPA}	Observations
45x45	521,73	0,10	0,3	vérifiée
50x50	1048,09	0,17	0,3	vérifiée
55x55	1663,20	0,22	0,3	vérifiée
60x60	2367,18	0,26	0,3	vérifiée
65x65	3110,97	0,295	0,3	vérifiée

e-Vérification des conditions du facteur de comportement R :**IV.3.5 e-1- Justification des voiles sous charges verticales :**

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 43833$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 12276,12$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 28,01\% > 20\%$.

Remarque :

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc il faut changer le facteur de comportement $R = 3,5$.

f-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

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

K :

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

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

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

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 9: Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final (e=15).

Niveau	PK(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	Δx(m)	Δy(m)	Hk(m)	θx	θy	condition	observation
9	3774,26	803,00	873,79	0,00386	0,00423	3,57	0,00508	0,00511	0,1	vérifiée
8	7248,59	1379,17	1470,93	0,00433	0,00434	3,57	0,00637	0,00600	0,1	vérifiée
7	10804,71	1860,18	1917,08	0,00477	0,00438	3,57	0,00776	0,00691	0,1	vérifiée
6	14360,84	2262,46	2305,29	0,00524	0,00436	3,57	0,00932	0,00760	0,1	vérifiée
5	18008,12	2607,53	2634,89	0,00553	0,00420	3,57	0,01070	0,00805	0,1	vérifiée
4	21655,40	2914,77	2921,56	0,00573	0,00395	3,57	0,01193	0,00820	0,1	vérifiée
3	25403,22	3187,91	3173,00	0,00564	0,00354	3,57	0,01	0,01	0,1	vérifiée
2	29151,04	3418,90	3381,73	0,00531	0,00300	3,57	0,01	0,01	0,1	vérifiée
1	33355,46	3601,88	3578,44	0,00543	0,00273	4,42	0,01	0,01	0,1	vérifiée
RDC	38050,14	3721,75	3719,16	0,00260	0,00126	4,42	0,01	0,00	0,1	vérifiée

On constate d'après le (tableau IV.16) que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- Δ .

IV.5 Conclusion :

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de :

- comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ($=0.8*V_{(mse)}$) qui ne doit pas dépassé la résultante des forces a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ,cet effort($0.8*V_{(mse)}$) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.
- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure, il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisi un facteur $R= 3,5$ vu que les voiles qui doivent reprennent plus 20% des charge verticale :(28,26%).

.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

V.1.1 Introduction :

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) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être 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 :

a. Situation durable :

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance *FeE500* ; $\sigma_s=435\text{MPa}$

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance *FeE500* ; $\sigma_s=500\text{MPa}$

V.1.2 Combinaison d'action :

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

a. Selon BAEL 91 [1] :

a.1. *ELU* : Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

a.2. *ELS* : Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99 [2] : Situation accidentelle

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

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

1- N^{max}, M^{corr}

2- N^{min}, M^{corr}

2- M^{max}, N^{corr}

V.1.3 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 :

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

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

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de $12mm$.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $20 cm$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

(N^{max}, M^{corr})

Tableau V. 1: Ferraillages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{cor} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	-3310,97	16,33	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-2377,52	69,26	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-1754,18	68,93	0	0	27.22
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-1162,34	71,5	0	0	22.5
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	-590,95	67,57	0	0	18,22

(N^{min}, M^{corr})

Tableau V. 2: Ferraillages des poteaux situation durable (N^{min}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{cor} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	-2539,11	6,07	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-717,03	32,18	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-489,64	36,76	0	0	27.22
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-272,51	38,63	0	0	22.5
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	-69,19	48,25	0	0	18,22

(M^{max}, N^{corr})

Tableau V. 3: Ferraillages des poteaux situation durable (N^{corr}, M^{max}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{cor} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	76,76	-2093,3	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	75,19	-2063,28	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	84,43	-1456,54	0	0	27.22
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	86,54	-876,5	0	0	22.5
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	88,79	-312,52	0	0	18,22

Situation accidentelle :

- Combinaison : $G+Q+E$

(N^{max}, M^{corr})

Tableau V.4: Ferraillages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{cor} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	-3110,96	226,23	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-2367,18	291,04	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-1663,19	255,9	0	0	27.22
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-1048,09	22,3	0	0	22.5
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	-521,72	23,95	0	0	18,22

(N^{min}, M^{corr})

Tableau V. 5: Ferraillages des poteaux situation durable (N^{min}, M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{cor} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	-15,72	27,28	0	0,71	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-92,12	37,09	0	0.34	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-53,65	62,18	0	1.84	27.22
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-27,26	65,44	0	2.52	22.5
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	-1 ,99	185,46	0	9.24	18,22

(M^{max}, N^{corr})

Tableau V. 6: Ferraillages des poteaux situation durable (N^{corr}, M^{max}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{cor} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	296,02	-2752,98	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	306,97	-2011,34	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	278,48	-1336,29	0	0	27.22
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	154,5	-548,8	0	0	22.5
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	142,23	-185,46	0	0	18,22

Situation accidentelle :

- Combinaison : **0.8G+E**

(N^{max} , M^{corr})

Tableau V. 7: Ferraillages des poteaux situation durable (N^{max} , N^{min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{cor} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	-2339,25	221	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-1805,43	274,05	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-1251,30	239,55	0	0	27.22
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-757,6	194,36	0	0	22.5
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	-373,32	16,38	0	0	18,22

(N^{min} , M^{corr})

Tableau V. 8: Ferraillages des poteaux situation durable (N^{max} , N^{min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{cor} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	-96,35	27,42	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-78,11	43,25	0	0,71	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-51,88	47,08	0	1,27	27.22
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-37,37	52,93	0	1,87	22.5
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	-18,85	45,27	0	1.96	18,22

(M^{max} , N^{corr})

Tableau V. 9: Ferraillages des poteaux situation durable (N^{max} , N^{min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{cor} (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC 1 ^{er}	65x65	276,52	-2096,83	0	0	38
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	289,03	-1525,13	0	0	32,4
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	154,63	-750,89	0	0	27.22
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	143,91	-426,2	0	0	22.5
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	130,77	-146,31	0	0	18,22

V.1.4 Choix des armatures :

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 2: **Choix des armatures des poteaux.**

NIVEAU	SECTION [cm ²]	ARPA [cm ²]	A _s necc [cm ²]	Choix des barres	A _s choisit [cm ²]
RDC1 ^{er}	65x65	38	0	20T16	40,2
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	32,4	0,71	20T16	40,2
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	27,23	1,27	12T16+8T14	36,44
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	22,50	1,87	12T16+8T14	36,44
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	18,23	1.96	20T14	30,8

V.1.5 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 :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier :**

• Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

• Fissuration préjudiciable.... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

• Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{min}\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250MPa$.

$N^{ser}_{max}; M^{ser}_{cor}$:

Tableau V. 3: Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{ser}_{max} (kNm)	M^{ser}_{corr} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC1 ^{er}	65x65	-2251,47	11,6	72,5	250	4,85	15	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-1742,26	49,93	75,6	250	5,12	15	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	-1272,18	49,8	70,3	250	4,8	15	Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-843,11	51,67	63,4	250	4,39	15	Vérifiée
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	-429,05	-48,84	54	250	3,83	15	Vérifiée

$N^{min}_{max}; M^{ser}_{cor}$:

Tableau V. 4: Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{ser}_{min} (kNm)	M^{ser}_{corr} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC1 ^{er}	65x65	-59,60	20,67	7,3	250	0,53	15	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	-525,36	23,37	25	250	1,71	15	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	358,72	26,71	24,1	250	1,67	15	Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	-199,66	28,08	22	250	1,56	15	Vérifiée
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	50,74	35,14	44,8	250	2,04	15	Vérifiée

$M^{max}_{cor}; N^{ser}$:

Tableau V. 5: Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{ser}_{max} (kNm)	N^{ser}_{cor} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC1 ^{er}	65x65	54,70	-1487,74	61,6	250	4,19	15	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	54,53	-1108,60	56,6	250	3,88	15	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	61,02	-1056,40	64,1	250	4,41	15	Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème}	50x50	62,55	-635,97	52,4	250	3,65	15	Vérifiée
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	64,24	-227,38	33,8	250	2,43	15	Vérifiée

V.1.6 Vérification de l'effort tranchant :

V.1.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

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.

Tableau V. 6: Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC1 ^{er}	65x65	34,23	0,09	16,48	0,075	1,87	2,5	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème}	60x60	43,82	0,13	14,42	0,075	1,87	2,5	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème}	55x55	48,93	0,18	15,73	0,075	1,87	2,5	Vérifiée
7 ^{ème} 8 ^{ème}	50x50	50,08	0,22	17,31	0,075	1,87	2,5	Vérifiée
8 ^{ème} 9 ^{ème}	45x45	39,1	0,21	19,23	0,075	1,87	2,5	Vérifiée

V.1.6.2 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

Selon BAEL91 modifié 99 [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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 :

$S_t \leq 10cm$Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$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 :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement 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 $f_e = 500 \text{ MPa}$ (FeE500)

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V. 7: Espacements maximales selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
Rdc 1 ^{er}	65x65	20T16	16	10	15
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	60x60	20T16	16	10	15
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	55x55	12T16+8T14	16-14	10	15
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	50x50	12T16+8T14	16-14	10	15
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	45x45	20T14	14	10	15

Tableau V. 8: Le choix des armatures transversales.

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)
RDC 1 ^{er}	65x65	3,09	4,75	2,5	34,23	N	10	0,26	8T8	4,02
						C	15	0,39	8T8	4,02
2 ^{ème} / 3 ^{ème}	60x60	2,5	4,16	2,5	43,82	N	10	0,37	8T8	4,02
						C	15	0,55	8T8	4,02
4 ^{ème} / 5 ^{ème}	55x55	2,5	4,55	2,5	48,93	N	10	0,44	8T8	4,02
						C	15	0,67	8T8	4,02
6 ^{ème} / 7 ^{ème}	50x50	2,5	5	2,5	50,08	N	10	0,50	8T8	4,02
						C	15	0,75	8T8	4,02
8 ^{ème} / 9 ^{ème}	45x45	2,5	5,55	3,75	39,1	N	10	0,65	8T8	4,02
						C	15	0,98	8T8	4,02

V.1.7 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

T20..... $L_r = 100\text{ cm}$

T16..... $L_r = 80\text{ cm}$

T14..... $L_r = 70\text{ cm}$

V.1.8 Ferraillage des poteaux sous-sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm^2
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau ($B = a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal.
- La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

On a déterminé l'effort normal réduit avec ETABS 16

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de : N_u (sous-sol) = **3402,74 KN**

d. Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 18,76 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,10 \times 10^4}{18,76} = 11,56 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$
- $Br = (65 - 2)^2 = 3969 \text{ cm}^2$
- $As = -73,60 \text{ cm}^2 < 0$

D'où:

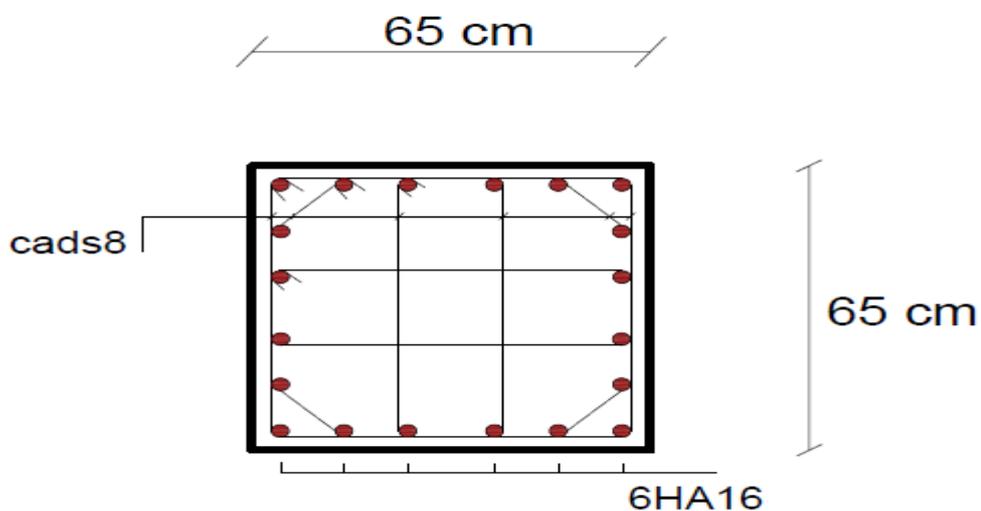
$$A_s^{\min} = 0,9\% B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 38 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

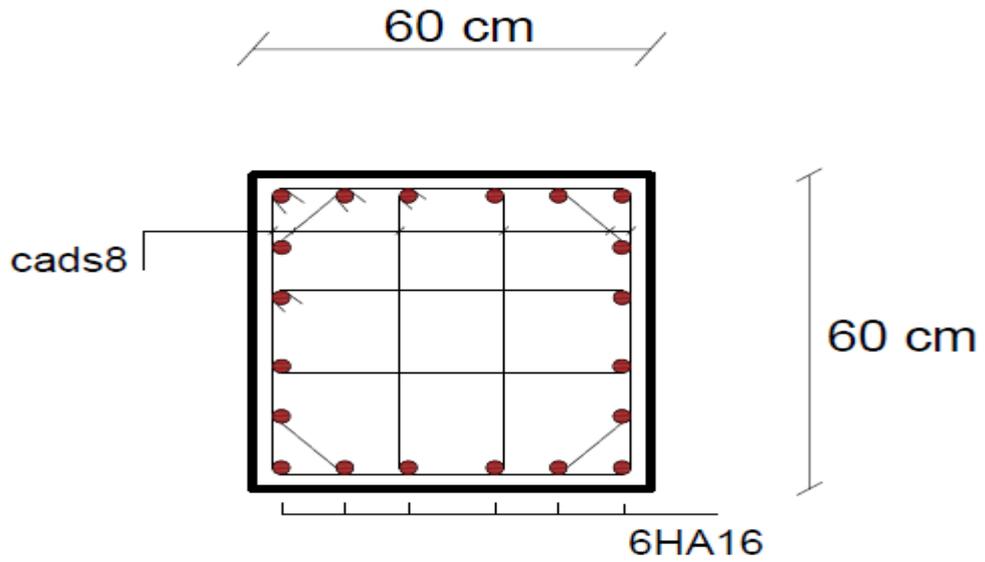
Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Tableau V. 9: Ferrailage des Poteaux du sous-sol.

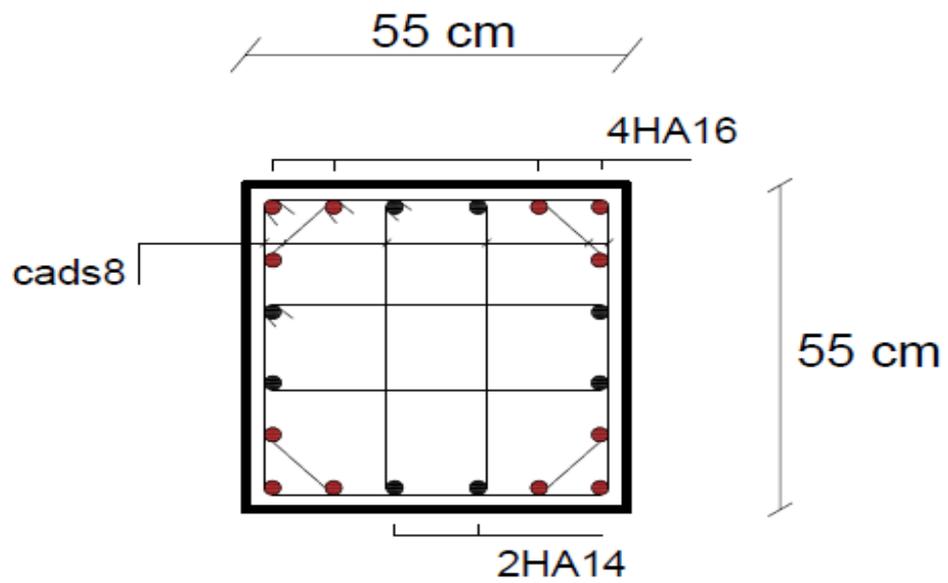
Type du poteau	Section (Cm ²)	Choix	As adopté (Cm ²)
Poteau sous-sol	65x65	20T16	40,2



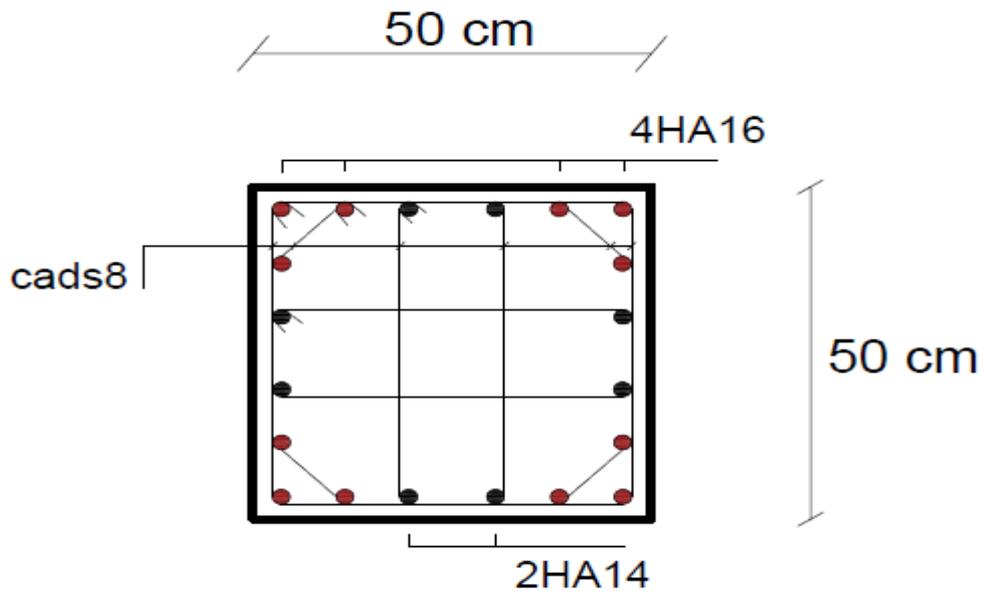
Poteau Rdc 1^{er} étage :(65x65).



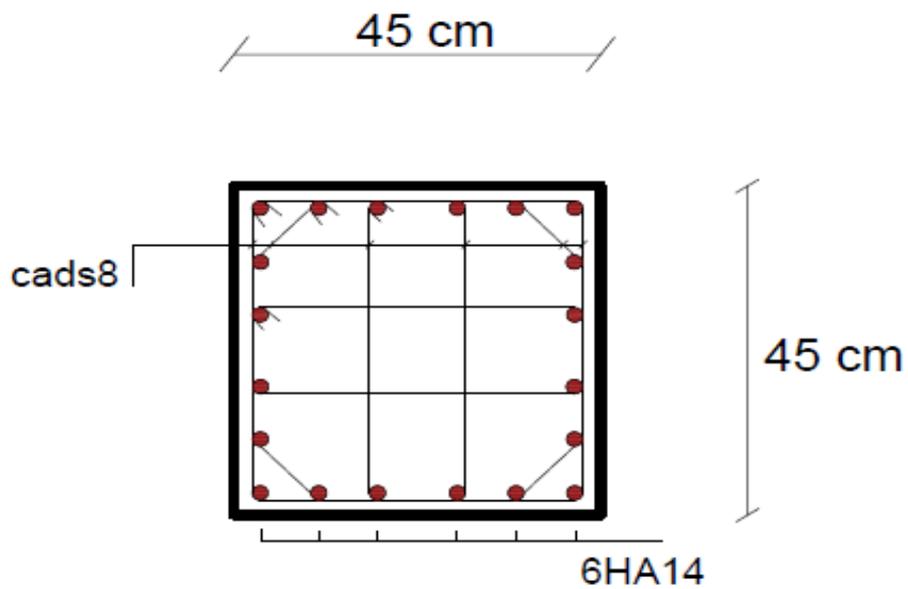
Poteau 2^{eme} et 3^{eme} étage : (60x60).



Poteau 4^{eme} et 5^{eme} étage :(55x55).



Poteau 6^{eme} et 7^{eme} étage :(50x50).



Poteau 8^{eme} et 9^{eme} 10^{eme} étage :(45x45).

Figure V. 1: Ferraillage des poteaux.

V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.2.2 Les combinaisons de charges :

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

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 "[6] :
 - E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S : $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 " :
 - $0.8G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.2.3 Recommandation du rpa99 version 2003 :

Selon Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (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° .

➤ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 St. L.$

L : longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\varphi \right]$ (Zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (Zone courante).

h : hauteur de la poutre.

φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.2.4 Calcul du ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **ETABS**.

On dispose un seul type de poutre :

- Poutre porteuse 35 x 50 (cm)
- Poutre non porteuse 30 x 45 (cm)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**SOCOTEC**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge

Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure (tondue).

A'_s : représente les armatures de la fibre supérieure (comprimée).

V.2.4.1 Poutre porteuse type sans voile (35x 50)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V. 10: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	35x 50	Travée	116,73	5,92	0	8,75
		Appui	-158,73	8,23	0	8,75

b. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau V. 11: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	35x 50	Travée	191,93	8,61	0	8,75
		Appui	-267,76	12,36	0	8,75

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V. 12: Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	35x 50	Travée	194,52	8,73	0	8,75
		Appui	-242,22	11,07	0	8,75

V.2.4.2 Poutre non porteuse type sans voile (30x 45)

b. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V. 21: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	30x 45	Travée	26,51	1,46	0	6,75
		Appui	-43,80	2,43	0	6,75

c. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau V. 22: Ferraillage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	30x 45	Travée	145,83	7,37	0	6,75
		Appui	-158,61	8,07	0	6,75

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V. 13: Ferraillage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	30x 45	Travée	141,47	7,13	0	6,75
		Appui	-152,32	7,72	0	6,75

●Choix des armatures :

Poutre porteuse (30x 45) :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 35x50.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _{SRPA} ^{min} cm ²	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _{adps} (cm ²)
	35x50	Travée	70	105	8,75	8,73	3T20+2T16	13.44
		Appuis				12,36		

Tableau V.25: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _{SRPA} ^{min} cm ²	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _{adps} (cm ²)
	30x45	travée	54	81	6,75	7,37	5T16	10.05
		appuis				8,07		

V.2.5 Condition de non fragilité :

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit vérifier la condition suivant :

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

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; F_e=500\text{MPa}$$

Section (cm ²)	As choisi (cm ²)	As min(cm ²)	Vérification
Poutre 35x50	13,44	0,04	Vérifiée
Poutre 30x45	10,05	1,14	Vérifiée

Tableau V. 14: Vérification de la condition de non fragilité.

V.2.6 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}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton ^[1]

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Acier ^[1]

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{min}\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250MPa \end{cases}$$

a. Poutres porteuses (35x 50)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 15: Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Poutre p	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{-bc} (MPa)	Vérification	Σs (MPa)	σ-s (MPa)	Vérification
Travée	82,41	13,44	4,81	15	ok	142,5	250	ok
Appuis	-112,31	13,44	6,55	15	ok	194,2	250	ok

Donc :

Travée $A_{S_t} = 13,44 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T 20 + 2T 16$

Appui $A_{S_A} = 13,44 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T20 + 2T16$

b. Poutres non porteuses (30x 45)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 16: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

Poutre S	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{-bc} (MPa)	Vérification	Σs (MPa)	σ-s (MPa)	Vérification
Travée	26	10,05	2,33	15	ok	67,6	250	ok
Appuis	-31,93	12,06	2,72	15	ok	69,8	250	ok

Donc :

Travée $A_{S_t} = 10.05 \text{ cm}_2 \rightarrow 3T16 + 2T16$

Appui $A_{S_A} = 12.06 \text{ cm}_2 \rightarrow 3T16 + 3T16$

V.2.7 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V. 17: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveau	Section (cm ²)	T _u max (kN)	τ _u (MPa)	τ _u BAEL add (MPa)	Vérification
RDC-9 ^{ème}	Poutre 35x50	191,76	1,57	2,5	Ok
RDC-9 ^{ème}	Poutre 30x45	30,50	1.21	2,5	Ok

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 (f_e=500 MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 18: Calcul des armatures transversales.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	Ø _t mm	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{BAEL} cm ²	Choix
						S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
RDC -9 ^{ème}	Poutre 35x50	191,76	1,57	40	20 et 16	12.5	25	10	20	1,05	1,64	4T8
RDC -9 ^{ème}	Poutre 30x45	30,50	1,21	40	16	11,25	22,5	10	20	0.9	0,87	4T8

V.2.8 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm L_r=100cm
- Ø=16mm L_r=80cm

V.2.9 Arrêt des barres [1] :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : L=Max(L_{gauche} ; L_{droite})

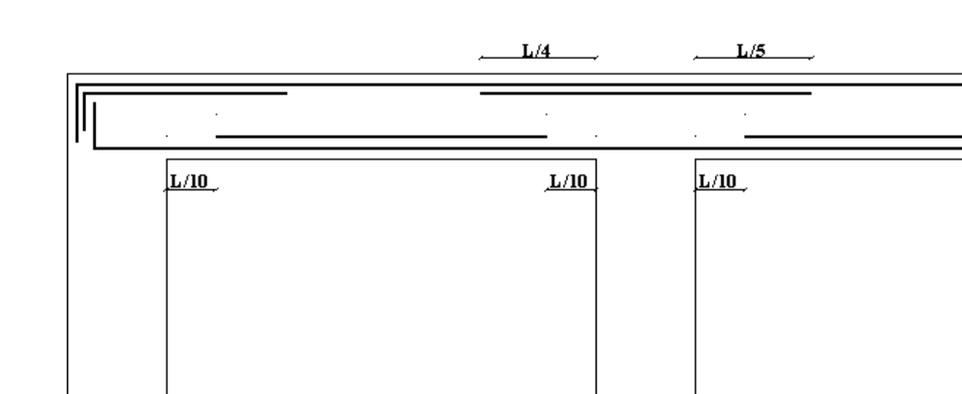


Figure V. 2: arrêts des barres.

V.2.10 Vérification de la flèche :

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

Tel que : $f_1 = \frac{L}{500} = 0.91\text{cm} \Rightarrow L = 4,55 < 5\text{m}$

$f_2 = 0.5 + \frac{L}{500} = 1.51\text{cm} \Rightarrow L = 5.03 > 5\text{m}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

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

Avec :

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

Tableau V. 19: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} KNm	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	fi (cm)	fv(cm)	Δft(cm)	\bar{f} (cm)
35x50	5,70	191,76	13,44	536041,33	11,54	21,54	9,99	16,4
30x45	4,90	30,50	10,05	325504,98	1,16	2,77	1,6	9,8

V.2.4.3 Poutre porteuse type avec voile (35x 50)

c. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V. 32: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	35x 50	Travée	52,45	2,59	0	8,75
		Appui	-103,1	5,21	0	8,75

d. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau V. 33: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	35x 50	Travée	303,14	14,2	0	8,75
		Appui	-381,16	18,48	0	8,75

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V. 34: Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	35x 50	Travée	308,64	14,49	0	8,75
		Appui	-363,33	17,47	0	8,75

V.2.4.4 Poutre non porteuse type avec voile (30x 45)

d. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V. 35: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	30x 45	Travée	62,76	3,53	0	6,75
		Appui	-91,35	5,23	0	6,75

e. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau V. 36: Ferraillage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	30x 45	Travée	158,1	8,04	0	6,75
		Appui	-232	12,33	0	6,75

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V. 37: Ferraillage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	30x 45	Travée	149,24	7,55	0	6,75
		Appui	-211,68	11,11	0	6,75

●Choix des armatures :

Poutre porteuse (30x 45) :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.38 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 35x50.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} cm ²	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adps} (cm ²)
	35x50	Travée	70	105	8,75	14,49	5T20	15,71
		Appuis				18,84	6T20	18,85

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} cm ²	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adps} (cm ²)
	30x45	travée	45	81	6,75	8,04	3T20	9,42
		appuis				12,33	3T20+2T16	13,44

Tableau V.39: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45.

Condition de non fragilité :

⇒ Tableau V. 40: Vérification de la condition de non fragilité poutre avec voile.

Section (cm ²)	As choisi (cm ²)	As min(cm ²)	Vérification
Poutre 35x50	15,71	0,04	Vérifiée
Poutre 30x45	9,42	1,14	Vérifiée

Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

a. Poutres porteuses (35x 50)

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 41: Vérification des poutres porteuse à l'ELS poutre avec voile.

Poutre p	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{-bc} (MPa)	Vérification	Σs (MPa)	$\sigma-s$ (MPa)	Vérification
Travée	37,07	2,07	15	ok	55,2	250	ok
Appuis	-74,9	3,97	15	ok	93,8	250	ok

Donc :

Travée $A_{St} = 15,71 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T 20$

Appui $A_{SA} = 18,85 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20$

b. Poutres non porteuses (30x 40)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 42: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS poutre avec voile.

Poutre S	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{-bc} (MPa)	Vérification	Σs (MPa)	$\sigma-s$ (MPa)	Vérification
Travée	45,51	3,75	15	ok	124,5	250	ok
Appuis	-66,28	4,94	15	ok	129	250	ok

Donc :

Travée $A_{S_t} = 9,42 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T20$

Appui $A_{S_A} = 13,44 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T20 + 2T16$

V.2.11 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau V. 34: Vérification de la contrainte de cisaillement poutre avec voile.

Niveau	Section (cm ²)	T _u max (kN)	τ _u (MPa)	τ _u BAEL add (MPa)	Vérification
RDC-9 ^{ème}	Poutre 35x50	148,02	1,57	2,5	Ok
RDC-9 ^{ème}	Poutre 30x45	77,37	1.21	2,5	Ok

Calcul des armateurs transversales :

Tableau V. 44: Calcul des armatures transversales poutre avec voile.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	Ø _l mm	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{BAEL} cm ²	Choix
						S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
RDC -9 ^{ème}	Poutre 35x50	148.02	0,93	40	20 et 16	12.5	25	10	20	1,05	0,52	4T8
RDC -9 ^{ème}	Poutre 30x45	77.37	0,64	40	16	11,25	22,5	10	20	0,9	0,15	4T8

V.2.12 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm L_r=100cm
- Ø=16mm L_r=80cm

V.2.13 Vérification de la flèche :

Tableau V. 45: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche poutre avec voile.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} KNm	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _t (cm)	f̄ (cm)
35x50	5,70	37,07	553066,33	0.88	2.36	1.47	16,4
30x45	4,90	74,9	342271,98	3,87	8,07	4,2	9,8

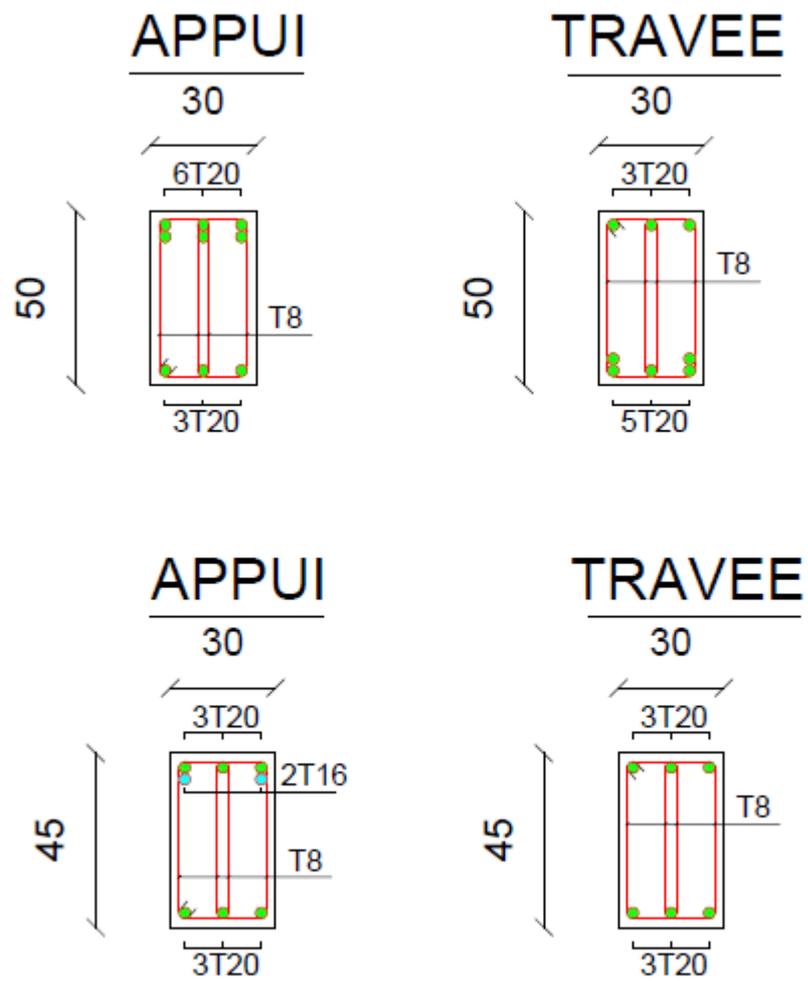


Figure V. 3: Ferraillage des poutres avec voiles.

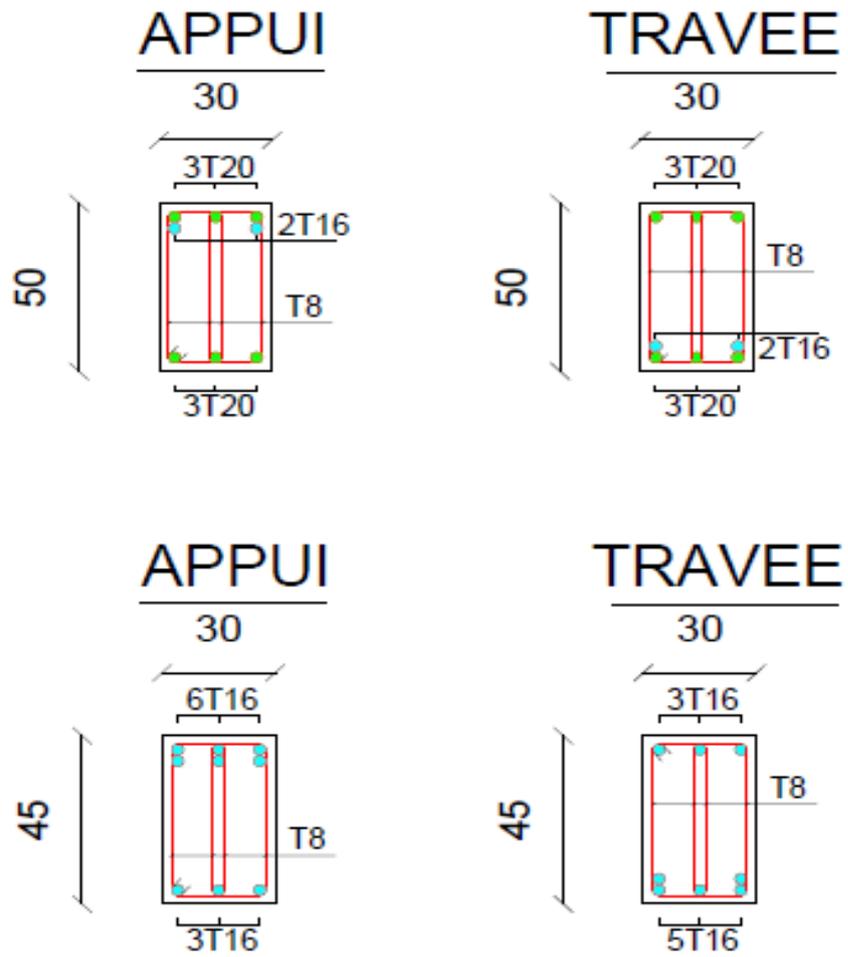


Figure V. 4: Ferrailage des poutres sone voiles.

V.3 FERRAILLAGE DES VOILES :

V.3.1 Généralités :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

V.3.2 Le système de contreventement :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.
- Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».
- Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.
- Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :
- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression,

ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

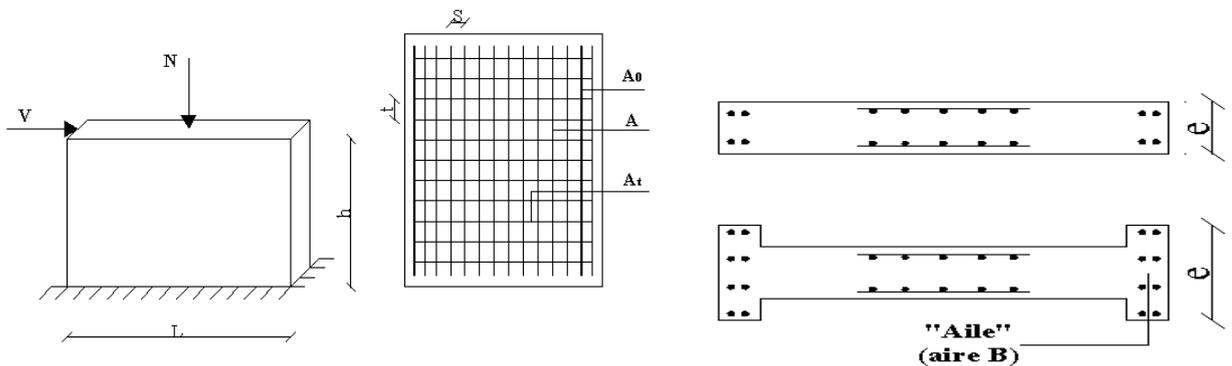
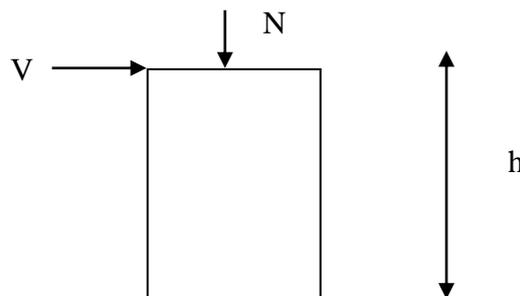


Figure V. 5: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

V.3.3 Introduction au ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est h maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
 - 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
 - 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).
- Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.
- En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

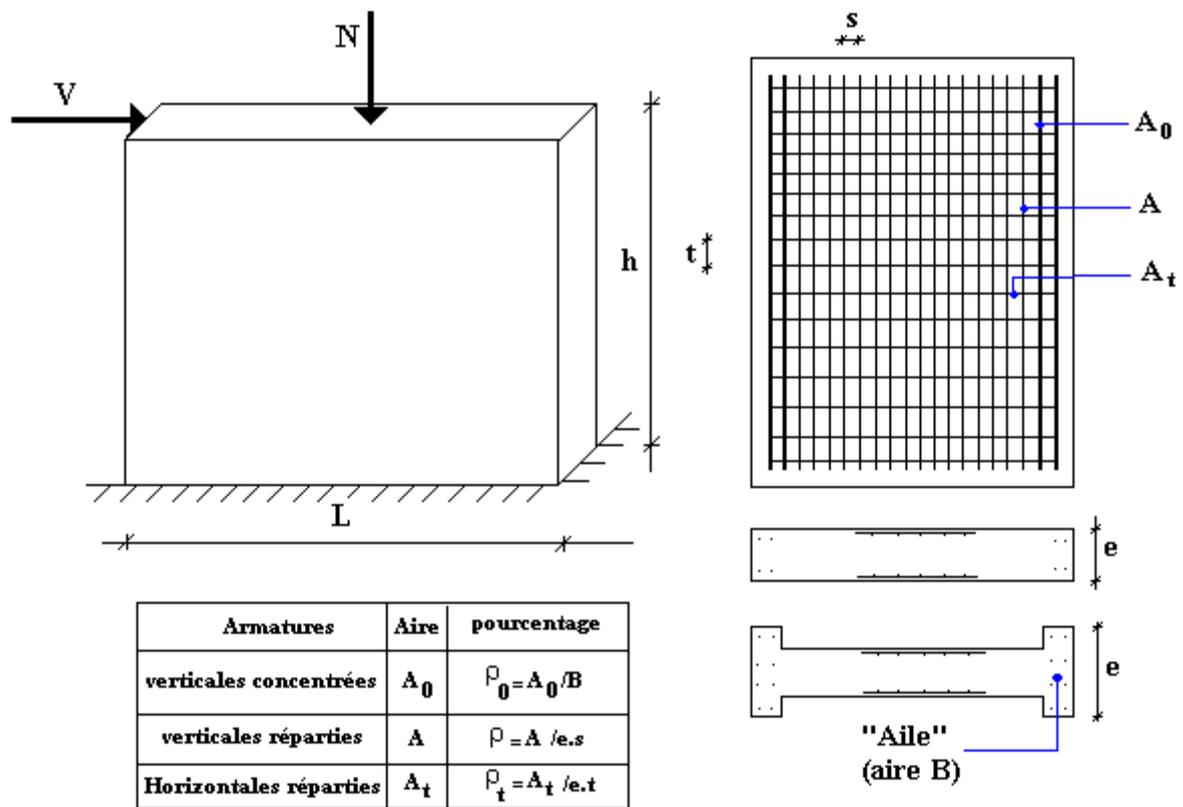


Figure V. 6: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage .

V.3.4 Justifications sous sollicitations normales :

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.

- $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

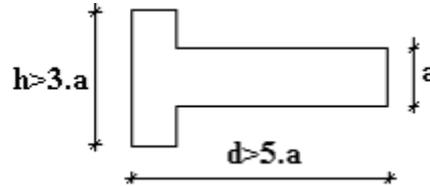


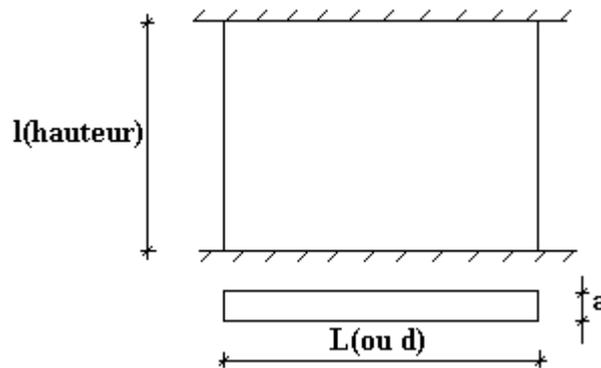
Figure V. 3: Définition de l'élément mur.

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 46: Valeurs de (l_f/l) .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

Tableau V. 47: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

• **Remarque :**

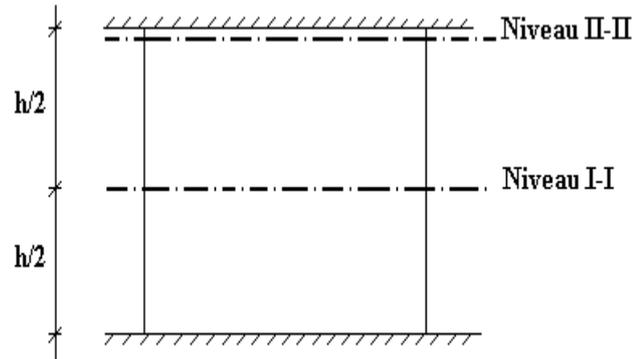
La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.



e. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau V. 48: Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux :

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V. 49: Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	8mm
$12 \text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espace $\leq 15 \phi_l$	8mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

i. Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

V.3.5 Procédure De Ferrailage Des Trumeaux :

V.3.5.1 Introduction :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.3.5.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

1- ZONE COMPRIMÉE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA}).$$

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots\dots\dots (1)$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile)

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

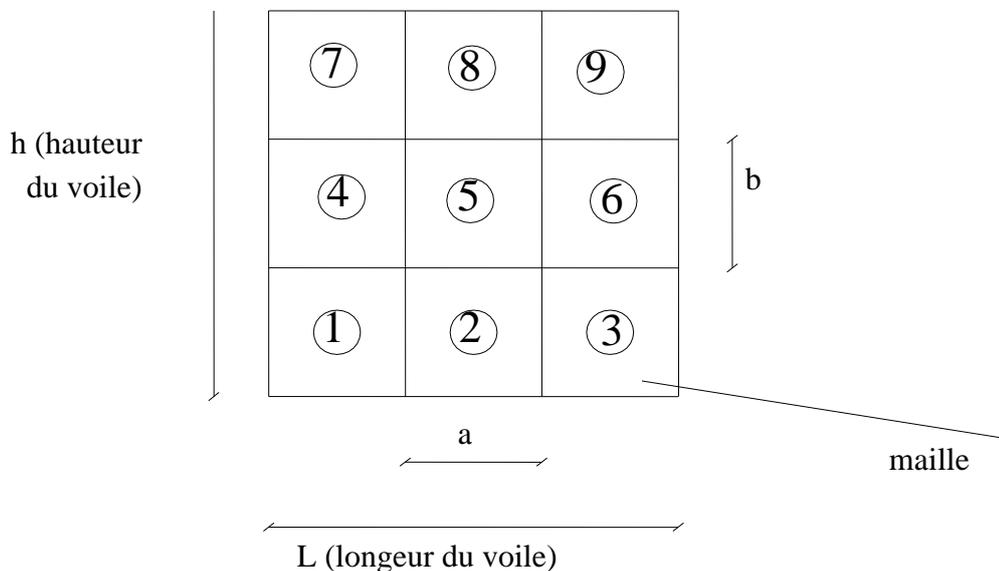


Figure V. 4: Discretisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

V.3.5.3 Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du **ETABS16**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2})$$

V.3.5.4 Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,15%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,15 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

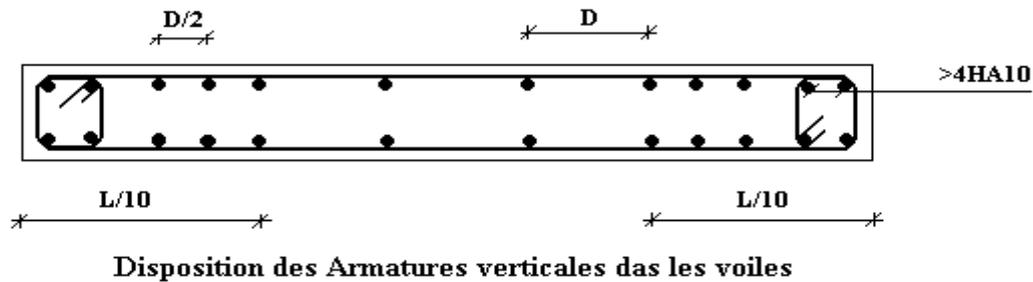


Figure V. 5: Disposition des Armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 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 dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

d. Exemple de calcul (voile V1) :

Soit le voile de longueur $L = 5.55$ m

$a = 0,2$ m (épaisseur)

$h_e = 4,42$ m (hauteur Rdc)

Le voile est découpé en 5 mailles horizontales de même longueur $L^i = 1.11$ m et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

e. Contraintes limites :

Pour une hauteur Rdc de 4,42 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4,42 - 0,45 = 3,97$ m (0,45m : hauteur de la poutre)

Tableau V. 50: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3,97 \times 0,85 = 3,37$	$0,8 \times 3,97 = 3,17$
Elancement λ		58.44	55
Coefficient α		0,36	0.49
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1$m	m	0.19	0.19
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ Avec $d = 1$ m	MPa	8.03	11.02

Tableau V. 51: Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maile (ou élément de voile)	1	2	3	4	5
Dimensions (m ²) (a*I ^l) = S _j	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222
Contrainte moyenne par bande σ _j (MPa)	8.4	3.45	0.85	2.6	7.65
Force de traction F _t (N) =σ _j S _j	1.86	0.76	0.18	0.57	1.7
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ _s = 1)	37.3	15.32	3.77	11.54	33.97
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL : 0,1%S _{béton} 2. Selon RPA99 : 0,15 %S _{béton}	2.2 3.3	2.2 3.3	2.2 3.3	2.2 3.3	2.2 3.3
Acier total (Sur deux faces en cm ²) S _i : espacement (Cm)	2 x 10T16 = 40.19 St=11,1cm	2 x 8T12 =18,09 St=13.87cm	2 x 8T12 =18,09 St=13.87cm	2 x 8T12 =18,09 St=13.87cm	2 x 10T16 = 40.19 St=11,1cm
S ≤ (1.5 a,30cm) , S ≤ 30 cm	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié

f. Armatures de joint de bétonnage (acières de couture) :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12}.a.Li$$

$$A_{vj} = 5.59 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

g. Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u . a . S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \text{ min}} = 30 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = 18.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{h_{\min}} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (17)(100) = 3 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_{h\min}) = 18,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 9T14 = 27,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } S_t = 12,33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 120 \text{ mm} < S_{t_{\min}} = 225 \text{ mm}$... vérifié

V.3.6 Présentations des résultats :

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge 0,8G + E.

Zone 1 : RDC , 1^{er} , 2^{ème}

Zone 2 : 3^{ème} , 4^{ème} , 5^{ème}

Zone 3 : 6^{ème} , 7^{ème} , 8^{ème} , 9^{ème} ,

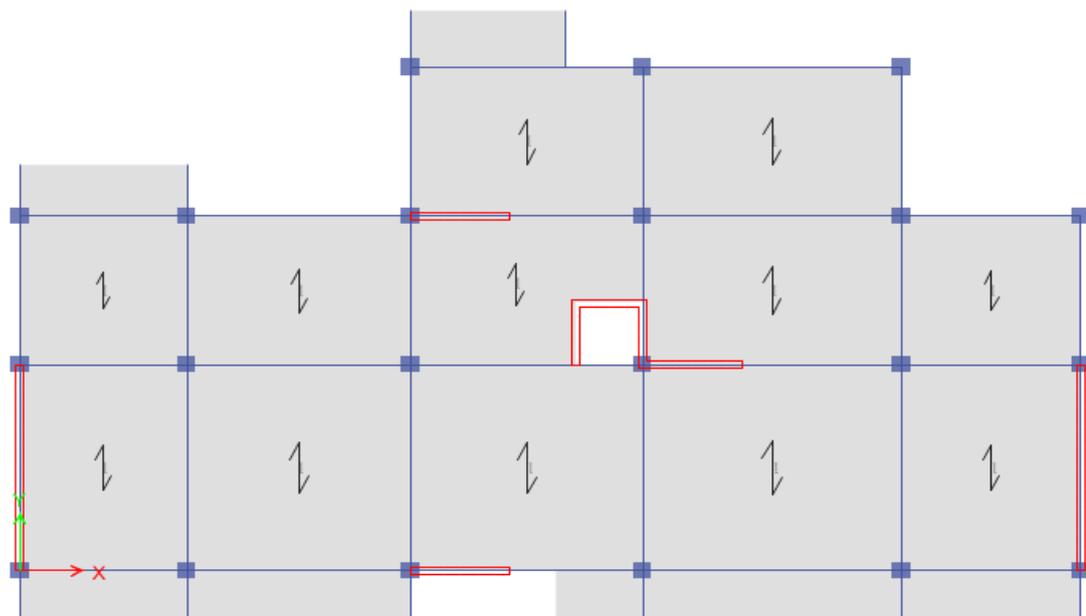


Figure V. 6: Disposition des voiles.

1. Armature verticale de traction :

Tableau V. 52: Calcul des armatures du voile V1.

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
V1 Zone1	1	0.22	8.4	1,86	37,296	4,44	2*10T16	40.19	11.1
	2	0.22	3.45	0,77	15,318	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	3	0.22	0.85	0,19	3,774	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	4	0.22	2.6	0,58	11,544	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	5	0.22	7.65	1,70	33,966	4,44	2*10T16	40.19	11.1
V1 Zone2	1	0.22	4.41	0,98	19,5804	4,44	2*8T14	24,64	13,87
	2	0.22	1.73	0,38	7,6812	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	3	0.22	0.17	0,04	0,7548	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	4	0.22	0.89	0,20	3,9516	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	5	0.22	3.7	0,82	16,428	4,44	2*8T14	24,64	13,87
V1 Zone3	1	0.22	2.2	0,49	9,768	4,44	2*7T12	15.82	15.85
	2	0.22	0.6	0,13	2,664	4,44	2*7T12	15.82	15.85
	3	0.22	/	/	/	4,44	2*7T12	15.82	15.85
	4	0.22	0.12	0,03	0,5328	4,44	2*7T12	15.82	15.85
	5	0.22	1.85	0,41	8,214	4,44	2*7T12	15.82	15.85

Tableau V. 53: Calcul des armatures du voile V2.

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
V2 Zone1	1	0.22	8.07	1,79	35,8308	4,44	2*9T16	36.18	12.33
	2	0.22	3.14	0,70	13,9416	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	3	0.22	0.64	0,14	2,8416	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	4	0.22	2.23	0,50	9,9012	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	5	0.22	7.28	1,62	32,3232	4,44	2*9T16	36.18	12.33
V2 Zone2	1	0.22	3.45	0,77	15,318	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	2	0.22	1.45	0,32	6,438	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	3	0.22	/	/	/	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	4	0.22	0.53	0,12	2,3532	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
	5	0.22	2.68	0,59	11,8992	4,44	2* 8T12	18.08	13.87
V2 Zone3	1	0.22	0.82	0,18	3,6408	4,44	2*7T12	15.82	15.85
	2	0.22	0.25	0,06	1,11	4,44	2*7T12	15.82	15.85
	3	0.22	/	/	/	4,44	2*7T12	15.82	15.85
	4	0.22	/	/	/	4,44	2*7T12	15.82	15.85
	5	0.22	0.53	0,12	2,3532	4,44	2*7T12	15.82	15.85

Tableau V. 54: Calcul des armatures du voile V3

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	A _{smin} (cm ²)	Le choix	A _{vadopté} (cm ²)	esp
V3 Zone1	1	0,16	2.16	0,35	6,912	3,2	2*5T12	11.3	16
	2	0,16	2.57	0,41	8,224	3,2	2*5T12	11.3	16
	3	0,16	12.22	1,96	39,104	3,2	2*10T16	40.2	8
V3 Zone2	1	0,16	/	/	/	3,2	2*5T12	11.3	16
	2	0,16	/	/	/	3,2	2*5T12	11.3	16
	3	0,16	2.23	0,36	7,136	3,2	2*5T12	11.3	16
V3 Zone3	1	0,16	/	/	/	3,2	2*5T12	11.3	16
	2	0,16	0.29	0,05	0,928	3,2	2*5T12	11.3	16
	3	0,16	1.43	0,23	4,576	3,2	2*5T12	11.3	16

Tableau V. 55: Calcul des armatures du voile V4

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	A _{smin} (cm ²)	Le choix	A _{vadopté} (cm ²)	esp
V4 Zone1	1	0,16	2.64	0,42	8,448	3,2	2*5T12	11.3	16
	2	0,16	9.47	1,52	30,304	3,2	2*8T16	32.16	10
	3	0,16	18.93	3,03	60,576	3,2	2*10T20	62.8	8
V4 Zone2	1	0,16	/	/	/	3,2	2*5T12	11.3	16
	2	0,16	0.18	0,03	0,576	3,2	2*5T12	11.3	16
	3	0,16	3.8	0,61	12,16	3,2	2*6T12	13.56	13.3
V4 Zone3	1	0,16	0.08	0,01	0,256	3,2	2*6T12	13.56	13.3
	2	0,16	1.66	0,27	5,312	3,2	2*6T12	13.56	13.3
	3	0,16	3.1	0,50	9,92	3,2	2*6T12	13.56	13.3

Tableau V. 56: Calcul des armatures du voile V5

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	A _{smin} (cm ²)	Le choix	A _{vadopté} (cm ²)	esp
V5 Zone1	1	0,16	2.41	0,39	7,712	3,2	2*5T12	11.3	16
	2	0,16	2.76	0,44	8,832	3,2	2*5T12	11.3	16
	3	0,16	12.5	2,00	40	3,2	2*10T16	40.2	8
V5 Zone2	1	0,16	/	/	/	3,2	2*5T12	11.3	16
	2	0,16	/	/	/	3,2	2*5T12	11.3	16
	3	0,16	2.07	0,33	6,624	3,2	2*5T12	11.3	16
V5 Zone3	1	0,16	/	/	/	3,2	2*5T12	11.3	16
	2	0,16	0.55	0,09	1,76	3,2	2*5T12	11.3	16
	3	0,16	1.82	0,29	5,824	3,2	2*5T12	11.3	16

Tableau V. 57: Calcul des armatures transversales

Voile	Niveaux	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h}^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
V1	ZONE I	1.6	2,50	26,79	3,33	26,79	2x9T14	27.72	12.33
	ZONE II	1.47	2,30	16,43	3,33	16,43	2x8T12	18.08	13.88
	ZONE III	0.82	1,28	10,55	3,33	10,55	2x6T12	13,56	18.5
V2	ZONE I	1.62	2,53	24,12	3,33	24,12	2x9T14	27.72	12.33
	ZONE II	1.3	2,03	12,05	3,33	12,05	2x8T12	18.08	13.88
	ZONE III	0.93	1,45	10,55	3,33	10,55	2x6T12	13,56	18.5
V3	ZONE I	1.85	2,89	26,80	2,40	26,80	2x9T14	27.72	8.88
	ZONE II	1.6	2,50	7,53	2,40	7,53	2x6T12	13,56	13.33
	ZONE III	1.35	2,11	7,53	2,40	7,53	2x6T12	13,56	13.33
V4	ZONE I	2.18	3,41	41,87	2,40	41,87	2*7T20	43.96	11.42
	ZONE II	1.8	2,81	9,04	2,40	9,04	2x6T12	13,56	13.33
	ZONE III	1.39	2,17	9,04	2,40	9,04	2x6T12	13,56	13.33
V5	ZONE I	1.8	2,81	26,80	2,40	26,80	2x9T14	27.72	13.33
	ZONE II	1.58	2,47	7,53	2,40	7,53	2x6T12	13,56	13.33
	ZONE III	1.4	2,19	7,53	2,40	7,53	2x6T12	13,56	13.33

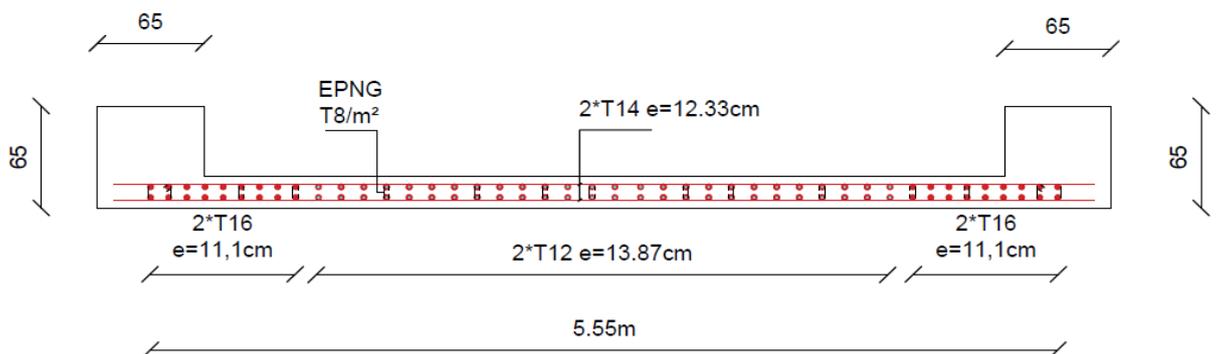


Figure V. 7: exemple du ferrailage du voile 1 en zone 1.

CHAPITRE VI

ETUDE CALCUL DES FONDATIONS

VI.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise vers laquelle sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2 Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol/structure.

VI.3 Classification des fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.4 Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- 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

VI.5 Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de la fondation par les semelles filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

VI.5.1 Semelle isolée sous poteaux :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

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 carré $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = (A)^2 = (B)^2$

D'où $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$; $\sigma_{sol}=2$ bars

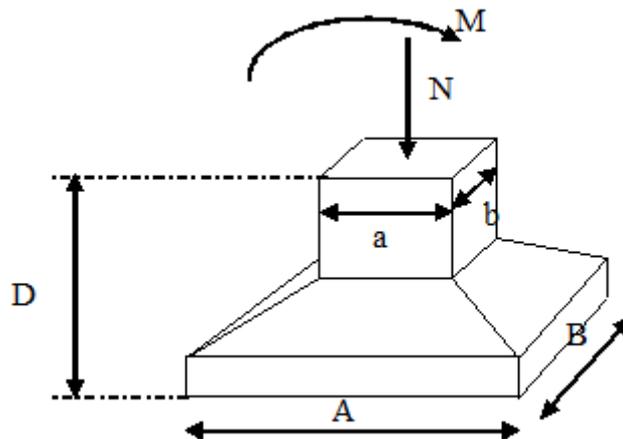


Figure VI. 1: Dimensions de la semelle isolée.

L'effort normal total revenant à la base :

$$N_{ser}=2431,73 \text{ kN}$$

$$D'où S \geq \frac{2431,73}{200} \Rightarrow S=12,15\text{m} \Rightarrow A = \sqrt{S} \Rightarrow A = 3,48\text{m} \Rightarrow A = B = 3,5\text{m}$$

VI.5.1.1 Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle.

On a : $L_{min} = 4$

$$1,5 \times B = 1,5 \times 3,5 = 5,25\text{m}$$

VI.5.1.2 Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.5.2 Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

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.

VI.5.2.1 La largeur « B » :

D'après le règlement BAEL91 modifiée 99 la largeur B de la semelle est comme suit :

$$B \geq \frac{N_T}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

- B : largeur de la semelle.
- L : longueur de la semelle.
- N_T : effort normal total = $\sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$$\square \quad S : \text{surface de la semelle } S = \frac{N_T}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes.

Files	N_T (kN)	L(m)	σ_{sol}	B choisie (m)
A	6068,63	28,95	200	1,2
B	7184,12	28,95	200	1,5
C	7660,96	28,95	200	1,5
D	8689,07	28,95	200	2
E	7298,02	28,95	200	1,5
F	5820,86	28,95	200	1,2

VI.5.2.2 Vérification de la semelle filante :

Il faut vérifier que : $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50\%$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50\% \Rightarrow \frac{257,67}{505,97} = 0,51 \Rightarrow 51\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse les 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

Ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

VI.5.3 Radier général (renversé) :

VI.5.3.1 Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

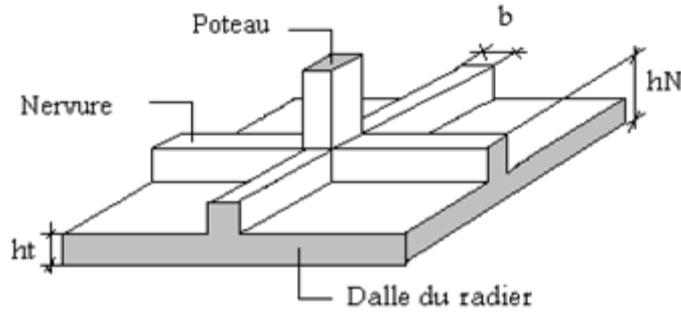


Figure VI. 2: Radier.

VI.5.3.2 Pre-dimensionnement de radier :

➤ Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : la longueur maximale entre nus d'appuis

$$h_1 \geq \frac{6,35}{20} = 0,317m \longrightarrow \mathbf{h_1 = 40 cm}$$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 2MPa) = 2,5MPa$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{q \cdot L}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot l_{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 72069,4KN \quad ; \quad L = 6,35m \quad ; \quad b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot l_{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau}_u)} = 20,1cm$$

- **Conclusion:**

$$\mathbf{h = 45cm}$$

➤ **Nervure:**

- **Condition de coffrage :**

$$b=65\text{cm}$$

- **La hauteur de nervure :**

1. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

$E=20000\text{MPa}$ (module de young du béton)

$K=40\text{MPa}$ (coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne)

B_s : largeur de la semelle

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48b_s K L_{\max}^4}{b_n E \pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 1,15\text{m}$$

On prend : **$h=120\text{cm}$**

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier : **$h=45\text{cm}$**
- Les dimensions de la nervure : **$h_n=120\text{cm}$; $b_n=65\text{cm}$**

VI.5.3.3 La surface de radier :

On a E.L.S:

$$N_{\text{ser}} = 52301,96 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N : sont tirés à partir du fichier du logiciel *etabs2016*

$$\text{Pour } \begin{cases} N = 52301,96 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 0,2\text{MPa} \end{cases} \quad \text{On trouve } S \geq 261,50\text{m}^2$$

$$S_{\text{BAT}} = 505,97 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} = 261,50\text{m}^2 < S_{\text{BAT}} = 505,97 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, il n'y a pas lieu d'ajouter un débord.

Donc : la surface du radier est égale à 505,97 m²

VI.5.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :

- **Position du centre de gravité :**

$$X_G = 13,5\text{m.}$$

$$Y_G = 11,66\text{m.}$$

- **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 1216,24\text{m}^4.$$

$$I_{yy} = 1012,33\text{m}^4.$$

VI.5.3.5 Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

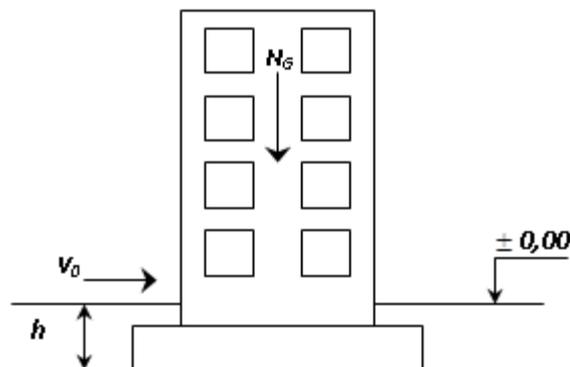


Figure VI. 3: Schéma statique du bâtiment.

- **Sens x-x :**

$$M_0=17825.93\text{kN.m}; V_0=3721.748\text{kN}; h=3,10\text{m.}$$

$$\text{Donc: } M_R=29363,35\text{kN.m}$$

Avec :

$$N_G=N_{G1}+N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

A.N:

$$N_G=65325,75\text{KN}$$

$$M_s=N.x_G=881897,63 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 30,03 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Sens-y-y :**

$$M_0=50083,54\text{KN.m}; V_0= 3719,16\text{kN}; h=3,10 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R=61612,93 \text{ kN.m}$$

$$M_s=N.y_G=761698.25 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 12,36 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.5.3.6 Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=0,2 \text{ MPa}$.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{52301,96}{505.97} = 103.36\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 103.36\text{kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200\text{kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

V : fibre la plus éloigner.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

- **E.L.U :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

M est le moment de renversement ($M_{Rx} = 29363.35 \text{ kN.m}$; $M_{Ry} = 61612.93 \text{ kNm}$)

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad I_{xx} = 12162.4 \text{ m}^2 \quad I_{yy} = 10123.3 \text{ m}^2 \quad x_G = 13.5 \text{ m} , y_G = 11.66 \text{ m}$$

Tableau VI. 2: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	977,75	945,16	969,6
Sens y-y	865.89	794.93	848.15
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\sigma_{sol} = 266$

- **E.L.S :**

$$N_{ser} = 52301.96 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

M est le moment de renversement ($M_{Rx} = 29363.35 \text{ kN.m}$; $M_{Ry} = 61612.93 \text{ kNm}$)

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad I_{xx} = 12162.4 \text{ m}^2 \quad I_{yy} = 10123.3 \text{ m}^2 \quad x_G = 13.5 \text{ m} , y_G = 11.66 \text{ m}$$

Tableau VI. 3: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	714.04	681.44	705
Sens y-y	638.12	567.16	620.38
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{\text{sol}}=300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\sigma_{\text{sol}} = 266$

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{E.L.U} : \sigma_u = \frac{1.35 * (N_U + N_{\text{radier}})}{S_{\text{radier}}} = \frac{1.35 * (72069.38 + 22768.65)}{505.97} = 253.04 \text{kpa}$$

$$\text{E.L.S} : \sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{SER}} + N_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{52301.96 + 22768.65}{505.97} = 148.37 \text{kpa}$$

VI.5.3.7 Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.5.3.7.1. Ferrailage de la dalle du radier :

a. Détermination des efforts :

1) 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 :

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \quad (\text{appuis de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autres appuis})$$

▪ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

2) Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}.$$

b. Valeur de la pression sous radier :

• **E.L.U :** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 253.04\text{kN/m}$

• **E.L.S :** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1\text{m} = 148.37\text{kN/m}$

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$) :

$$L_x = 5.55\text{m}.$$

$$L_y = 6.35\text{m}.$$

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = 0.87 < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

➤ **Calcul des moments :**

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\alpha = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 378,8 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 274,40 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées :** (panneau de rive)

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 321,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 233,4 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 189,4 \text{ kN.m (appui intermédiaire)}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 82,32 \text{ kN.m (appui de rive)}$$

d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 254,1 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 205,16 \text{ kNm} \end{cases} \rightarrow$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 215,98 \text{ kNm} \\ M_{ax} = 0,5 M_x = 127,05 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 174,38 \text{ kNm} \\ M_{ay} = 0,3 M_y = 61,54 \text{ kNm} \end{cases}$$

e. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa} ;$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} ; d = 40 \text{ cm.}$$

Tableau VI. 4: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	381,98	0,16	0,23	362,84	24,21	13T16	26,14	10
	y-y	233,4	0,1	0,14	378,21	14,19	11T14	16,93	10
Appui	x-x	189,4	0,08	0,11	382,52	11,38	9T14	13,85	10
	y-y								

▪ **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (108\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Sens x-x :** $S_t = \frac{100}{10} = 10\text{cm} < 33\text{cm}$, On prend $S_t = 10\text{ cm}$.

- **Sens y-y :** $S_t = \frac{100}{10} = 10\text{cm} < 33\text{cm}$ On prend $S_t = 10\text{ cm}$.

f. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

Tableau VI. 5: Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	215.98	26.14	6,67	15	215.1	250	vérifiée
	y-y	174.38	16,93	6,24		263.7		Non vérifiée
Appuis	x-x	127.05	13,85	4,29		231.4		250
	y-y							

On trouve que l'ELS est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

Tableau VI. 6: Correction de la section d'acier.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	215.98	13T16	26.14	6,67	15	215.1	250	Vérifiée
	y-y	174.38	11T16	22,12	4,14		148.5		Vérifiée
Appuis	x-x	107,83	9T14	13.85	4,29		231.4		250
	y-y								

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées **CHAISES**, donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

g. Schéma ferrailage :

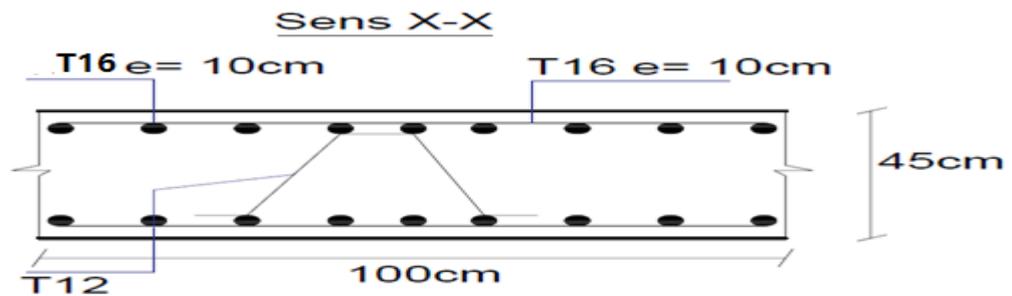


Figure VI. 4: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens x-x.

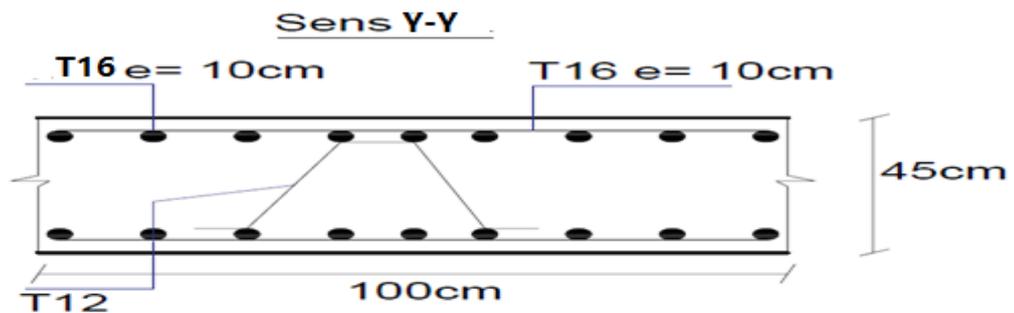


Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens y-y.

VI.5.3.7.2. Ferrailage des nervures :

a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

On a $M_0 = \frac{QL^2}{8}$

- En travée : $M_t = 0,85 M_0$
- Sur appuis : $M_t = 0,50 M_0$

b. Calcul des armatures :

$b = 65 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ cm}$; $d = 95 \text{ cm}$

- Sens (x-x) :

Tableau VI. 7: Ferrailage des nervures sens (x-x).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	828.17	0,09	0,130	900,03	21.16	8T20	25,13
Appuis	487.16	0,058	0,075	921,28	12 .16	4T16+4T14	14,2

- Sens (y-y) :

Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures sens (y-y).

	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	1084.09	0,130	0,17	883.53	28.22	10T20	31,42
Appuis	637.70	0,076	0,099	912.03	16.08	9T16	18,10

c. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 5,97\text{cm}^2 < 7,45\text{cm}^2$$

Condition vérifiée

- **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes à L'E.L.S.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} MPa	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	485,58	4,67	15	172.5	250	vérifiée
	y-y	635.65	6.11		225.8		vérifiée
Appuis	x-x	285,63	2.92		170.6		vérifiée
	y-y	373.91	3,82		223.4		vérifiée

d. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{253.04 \times 6.35}{2} = 803,40.kN$

$$\tau_u = \frac{803.40 \times 10^3}{650 \times 950} = 1,30\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

e. Armatures transversales :

- Selon BAEL 91 modifié 99 :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

- Selon RPA99 / Version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 14,4\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 80\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$$f_e = 500\text{MPa} ; \tau_u = 1,3\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; b = 65\text{cm} ; d = 95\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

On prend : 5T8 = 2,5 cm²

f. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

On a h = 100 cm

Donc:

$$A_p = 3 \times 1 = 3\text{cm}^2$$

On choisit A_p = 3T12

g. Schéma de ferrailage :

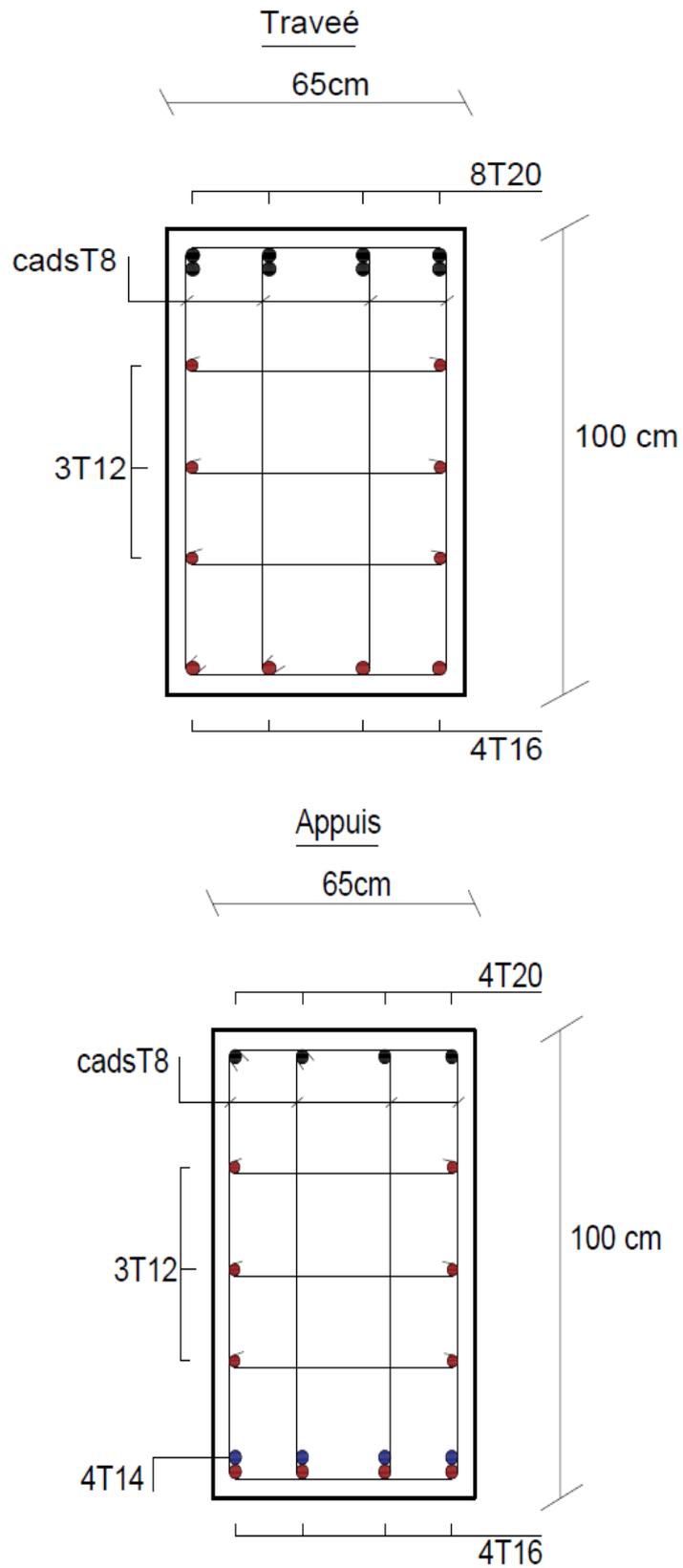


Figure VI. 6: Schéma de ferrailage des nervures
Sens x-x

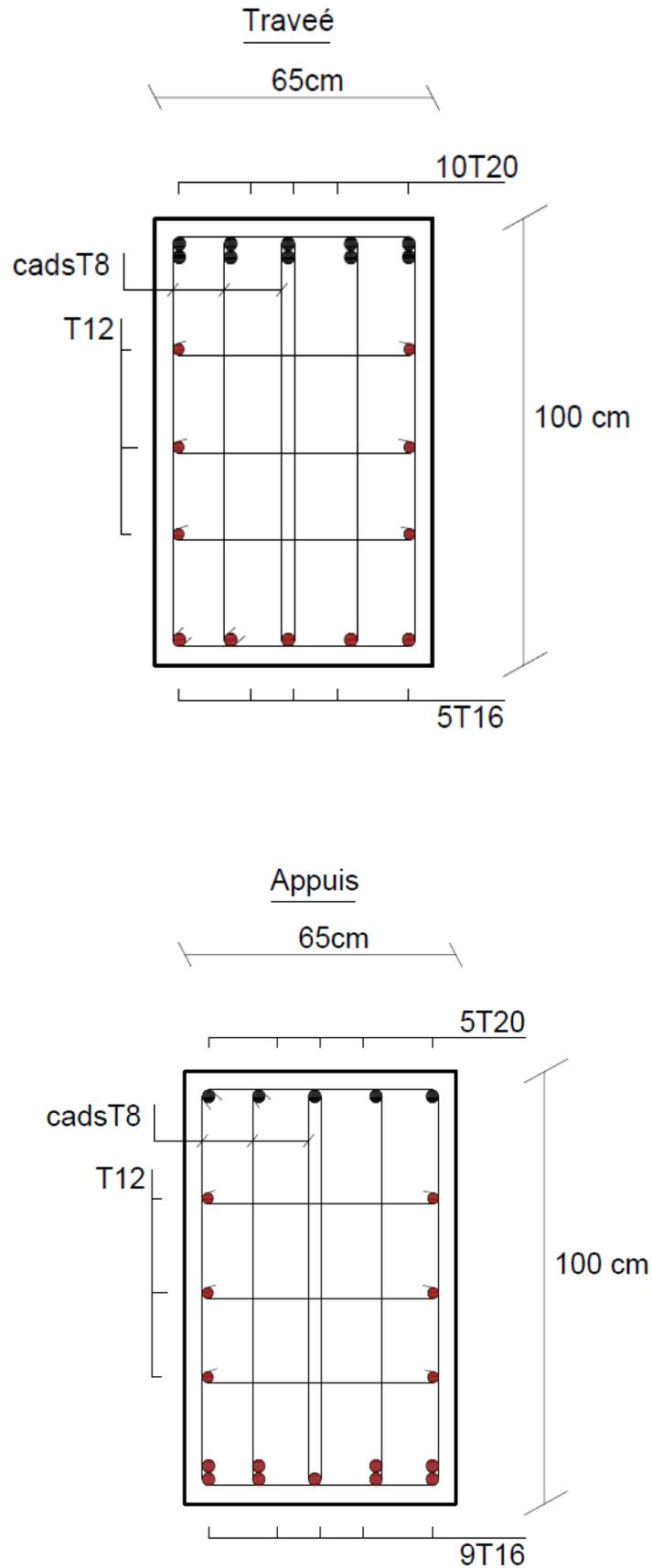


Figure VI. 7: Schéma de ferrailage des nervures
Sens-y-y

VI.6 Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

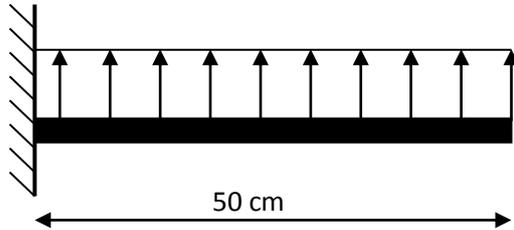


Figure VI. 9: Schéma statique du débord

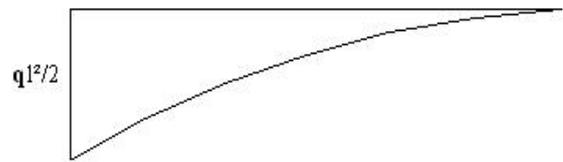


Figure VI. 8 : Diagramme des Moments.

1- Evaluation des charges :

- **E.L.U :** $q_u = 253.04 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.
- **E.L.S :** $q_{ser} = 148.37 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

2- Calcul des efforts :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- **E.L.U :** $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 31.36 \text{ kN.m}$
 $T_u = - q_u \cdot L = -126.52 \text{ kN}$
- **E.L.S :** $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 18,54 \text{ kN.m}$
 $T_{ser} = - q_{ser} \cdot L = -74,18 \text{ kN}$

3- Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100\text{cm}$, $h = 45\text{cm}$, $d = 40\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$.

Tableau VI. 10: Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$
31.36	0,013	0,017	3,97	1.81

4- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2$$

Note : On opte pour le même ferrailage que celui de la dalle de radier

VI.7 Etude du 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.

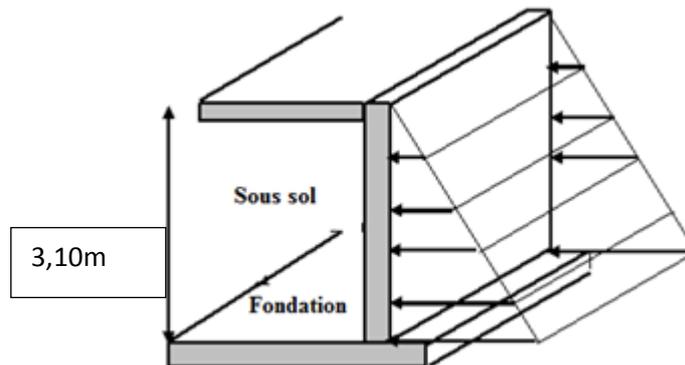


Figure VI. 10: Evaluation des charges

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).

$L_x=3,10\text{m}$; $L_y=6.35\text{m}$; $e = 20\text{cm}$.

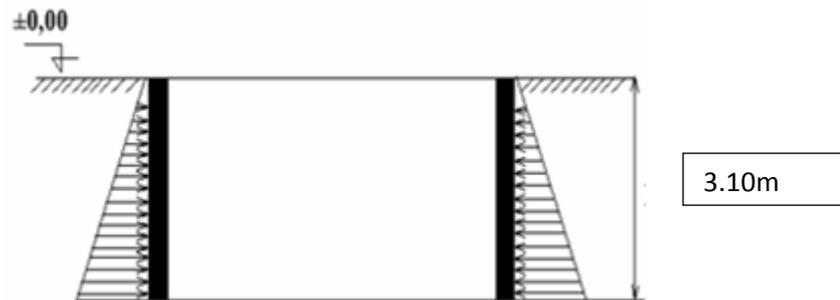


Figure VI. 11: Poussées des terres.

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 ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 25^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.41$$

$$Q = A \gamma H =$$

$$Q_u = 1.35 \times 25.42 = 34.31 \text{ N/ml}$$

VI.7.4 Effort dans le voile périphérique :

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

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

$$\rho = 0,49 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 32.31 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 8.07 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 27.46 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6.85 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 16.16 \text{ kNm}$$

VI.7.5 Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18 \text{ cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=435 \text{ MPa}$; $F_{bc}=14,17 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 11: Ferrailage voile périphérique du.

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	27.46	0,05	0,07	174.44	3.62	6T12	6.79	15
	y-y	6.85	0,01	0,01	178.64	0.88	6T12	6.79	15
Appuis	x-x	16.16	0,035	0,044	176.77	2.1	6T12	6.79	15
	y-y								

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.

$$A_L \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

On adopte le ferrailage calculé.

VI.7.7 Condition de Non Fragilité :

$$A_{s_{\min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,73\text{cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

VI.7.8 Vérification de l’Effort Tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 53.81\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 35.45\text{kN}$$

$$T_u^{\max(T_x; T_y)}$$

$$\tau_u = \frac{53.81 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,298\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

VI.7.9 Vérification à l’ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l’ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,49 > 0,4 ; \Rightarrow \mu_x = 0,1013 \quad \mu_y = 0,3580$$

$$Q_{ser} = 25.42 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 24,75\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 8.86 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 21,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7,53 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 12,38 \text{ kN.m}$$

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 V I.12 : Vérification des Contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	21,04	6,79	4,75	15	196,3	250	Vérifiée
	y-y	7,53	6,79	1,7	15	70,2	250	Vérifiée
Appuis	x-x	12,38	6,79	2,8	15	115,5	250	Vérifiée
	y-y							

a. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,0645 > 0,0425 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,0645 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 3,77 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

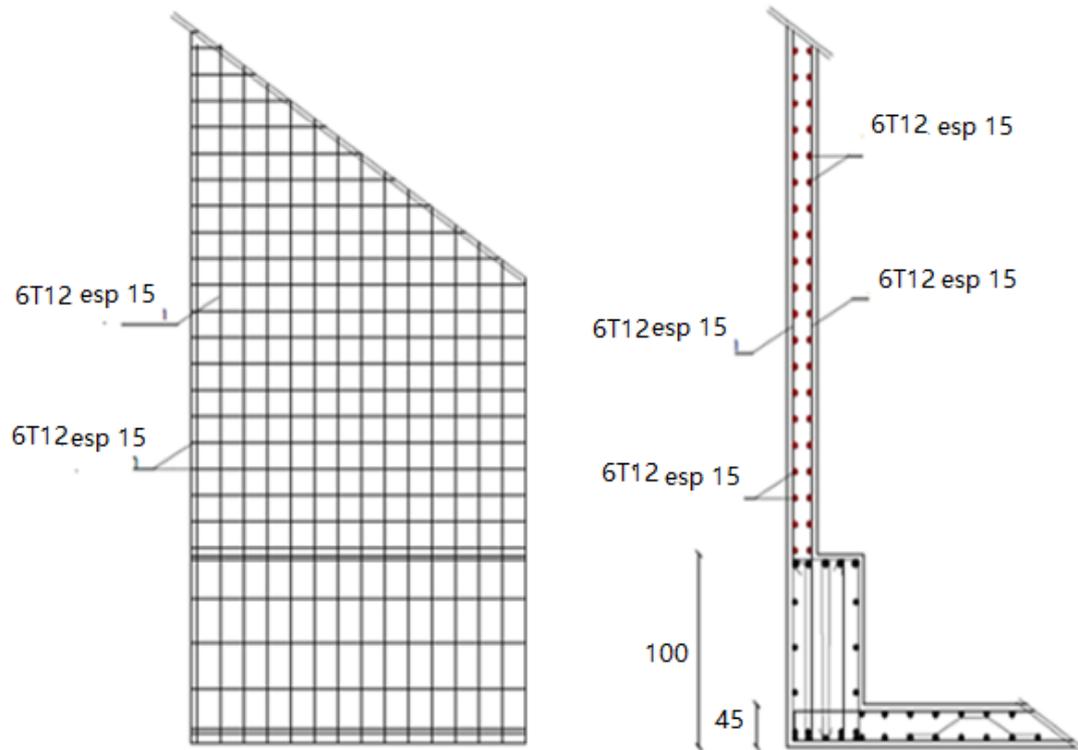


Figure VI. 12: ferrailage du Voile Périphérique.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, conformément aux règles en vigueur CBA 93, RPA 99 version 2003 et BAEL 91 modifié99.

D'après l'étude que nous avons réalisée, il convient de souligner que pour la conception Parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions Insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisé sans surcout important

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans lesPoints suivants :

- Le pré dimensionnement des éléments n'est que temporaire lors du calcul d'une structure.
- La partie dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires
- Pour le contreventement ; nous avons appris que la disposition des voiles est beaucoup plus importante que la quantité de voiles à disposer dans une structure. Et a un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.
- Le séisme en tant qu'un chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et le calcul des ouvrages.
- Le ferrailage des portiques (poteaux, poutres) a été fait conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** le **CBA93** et le **BAEL 91**.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode des contraintes.
- La reconnaissance et l'étude du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître sa capacité portante afin de trancher sur le type de fondation.
- Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et de la valeur des charges provenant de la structure.

- L'utilisation des méthodes numériques tel que le logiciel ETABS, SOCOTEC et le programme EXCEL permet de diminuer les erreurs de calcul et le temps de l'étude, néanmoins, pour l'ETABS, la fiabilité de ces résultats dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.
- Nous avons compris durant cette période qu'il nous reste beaucoup à apprendre et qu'il reste

un monde de défi à surmonter, car le génie civil est un domaine où l'innovation et les problèmes techniques font partie de lui et c'est là qu'on reconnaît un bon ingénieur

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres Projets de fin d'étude et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la Vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

1. **BAEL 91 modifié 99**, DTU associés, par Jean pierre Mougins, deuxième Edition eyrolles 2000.....[1]
2. Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48) [2]
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93** [3]
4. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, **DTR B C 2 2**.....[4]
5. Conception et Calcul des Structures de Bâtiment, par Henry Thonier, **Tome 3**.....[5]
6. **DTR B-C 2.42** Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché...[6]

Logiciel :

- ▶ AUTOCAD 2016.....Dassin
- ▶ etabs v 2016.....Calcul