



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil
Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie civil

Thème

Étude d'un bâtiment R+10+sous-sol contreventé par des voiles porteurs en béton armé

Présenté par :

DAHMANI Yasmine

Sous la direction de M BOURZAM Abdelkrim Professeur

Présenté et soutenu publiquement le 01/07/2024

Composition du Jury :

Présidente	Mme SEBAI Souad	MCB	ENP Alger
Promoteur	Mr BOURZAM Abdelkrim	Professeur	ENP Alger
Examineur	Mr TADJADIT Abdelmadjid	MCB	ENP Alger



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil
Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie civil

Thème

Étude d'un bâtiment R+10+sous-sol contreventé par des voiles porteurs en béton armé

Présenté par :

DAHMANI Yasmine

Sous la direction de M BOURZAM Abdelkrim Professeur

Présenté et soutenu publiquement le 01/07/2024

Composition du Jury :

Présidente	Mme SEBAI Souad	MCB	ENP Alger
Promoteur	Mr BOURZAM Abdelkrim	Professeur	ENP Alger
Examineur	Mr TADJADIT Abdelmadjid	MCB	ENP Alger

ملخص

يهدف هذا المشروع الى تحديد أبعاد العناصر الأساسية والثانوية لمبنى خرساني مسلح وكذلك التحقق من الثبات العام، يليها حساب البنية التحتية التي تتمثل في حساب الأساسات.

المشروع المدروس عبارة عن مبنى متعدد الاستعمالات (سكني، تجاري، مكتبي، و موقف سيارات)، مكون من 10 طوابق، طابق ارضي و طابق سفلي، يقع بولاية البويرة، و يتم ضمان استقراره بواسطة روافد، اعمدة و نظام تدعيم.

اجريت هذه الدراسة بالاعتماد على قواعد BAEL99 و CBA93 وكذلك RPA99/2003.

تم اجراء دراسة وتحليل الهيكل بواسطة برنامج Autodesk ROBOT

الكلمات المفتاحية: مبنى-خرسانة مسلحة-بنية تحتية-نظام تدعيم.

Abstract :

This project aims to calculate the different structural and non-structural elements of a reinforced concrete building as well as to check the overall stability, followed by a calculation of the infrastructure which consists of calculating the foundations.

The project studied is a multi-use building (residential, commercial, office and parking), composed of 10 stories, a ground floor and a basement, located in the wilaya of Bouira, whose stability is ensured by beams, columns, and a bracing system. This study was conducted in accordance with the recommendations of BAEL91 modified99, CBA93, and the Algerian seismic regulations RPA99/2003

The study and analysis of the structure were accomplished using the Autodesk ROBOT software.

Keywords : building-reinforced concrete-infrastructure-bracing system.

Résumé :

Ce projet vise à dimensionner les différents éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment en béton armé, ainsi qu'à vérifier la stabilité globale, suivie d'un calcul de l'infrastructure qui consiste à calculer les fondations.

L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage multiple (habitation, commercial, bureau et parking), composé de 10 étages, d'un rez-de-chaussée et d'un sous-sol, implanté à la wilaya de Bouira, dont la stabilité est assurée par des poutres, des poteaux, et un système de contreventement. Cette étude a été réalisée en respectant les recommandations du BAEL91 modifiée99 et le CBA93 ainsi que les règles parasismiques algériens RPA99/2003

L'étude et l'analyse de la structure ont été effectuées par le logiciel Autodesk ROBOT.

Mots Clés : Bâtiment-Béton Armé- L'infrastructure-Système De Contreventement.

DÉDICACES

Je dédie ce travail de fin d'étude à :

MES PARENTS qui ont toujours été présents pour me soutenir, qui se sont sacrifiés pour mon bien-être et m'ont permis d'arriver à ce stade d'éducation.

À l'ensemble de la famille DAHMANI et MAACHE, ainsi que toutes les amitiés et précieuses connaissances que j'ai faites durant mes cinq ans d'expérience à l'École Nationale Polytechnique.

À toute personne ayant contribué de près ou de loin au déroulement de ce projet, ainsi qu'à la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous.

Remerciements

La réalisation de ce mémoire de fin d'études n'aurait pu avoir lieu sans la contribution de plusieurs personnes, auxquelles je tiens à exprimer ma gratitude et mon vif remerciement :

Tous d'abord, je tiens à remercier Dieu le tout puissant de m'avoir donné la santé, la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

À ma famille pour les sacrifices qu'elle a faits pour que je termine mes études.

À mon promoteur le professeur BOURZAM Abdelkrim, pour m'avoir encadrée et pour ses conseils et sa disponibilité à m'écouter à tout moment, et le soutien qu'il m'a apporté.

Ainsi que à Mr ADJRAD Mahmoud gérant de bureau d'étude Techno-Bat pour m'avoir proposé ce sujet

À Mme. HAMIDOUCHE Fatima ingénieure au bureau d'étude Techno-Bat, à qui je suis très reconnaissants pour ces remarques et ses conseils.

À tout le personnel du bureau d'étude Techno-Bat qui m'a apporté son aide et son soutien.

Aux membres des jurys Mme. SEBAI Souad et Mr. TADJADIT Abdelmadjid qui m'ont fait l'honneur d'évaluer et examiner mon modeste travail.

Ainsi que l'ensemble des enseignants de l'École Nationale Polytechnique qui ont contribué à ma formation du Cycle Préparatoire jusqu'à ma dernière année dans le Département de Génie Civil.

Enfin, à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Sommaire

Liste des tableaux	
Liste de figures	
Liste des abréviations	
Introduction générale :	17
I. Présentation de l'ouvrage	19
I.1 Introduction	19
I.2 Présentation du projet :	19
I.3 Données du site :	26
I.4 Caractéristiques géotechniques du sol.....	26
I.5 Caractéristiques géométriques de la structure :	26
I.6 Les éléments de l'ouvrage.....	26
I.6.1 Structure principale :	26
I.6.2 Structure secondaire :	27
I.7 Caractéristiques des matériaux	28
I.7.1 Introduction :	28
I.7.2 Le béton :	29
I.7.3 Acier :	31
I.8 Actions :	33
I.9 Les combinaisons d'action :	33
I.10 Conclusion :	33
II. Prédimensionnement des éléments.....	35
II.1 Introduction :	35
II.2 Prédimensionnement des éléments secondaires et évaluation des charges :	35
II.2.1 Pré dimensionnement des planchers :	35
II.2.2 Balcons :	38
II.2.3 La dalle d'ascenseur :	39
II.2.4 Les escaliers :	42
II.2.5 Acrotère	44
II.3 Prédimensionnement des éléments principaux et évaluation des charges	45
II.3.1 Pré dimensionnement des poteaux :	45
II.3.2 Pré dimensionnement des poutres :	53
II.3.3 Pré dimensionnement des voiles :	54
II.4 Conclusion.....	55
III. Étude Des Éléments Non Structuraux	57
III.1 Introduction :	57
III.2 Étude de l'acrotère :	57
III.2.1 Principe de calcul :	57

III.2.2	Évaluation des charges :	57
III.2.3	Évaluation de sollicitation :	58
III.2.4	Combinaison de sollicitation :	59
III.2.5	Ferraillage de l'acrotère :	59
III.2.6	Conclusion :	63
III.3	Étude de balcons :	63
III.3.1	Définition :	63
III.3.2	Évaluation des charges :	64
III.3.3	Calcul des sollicitations :	64
III.3.4	Ferraillage longitudinal :	64
III.3.5	Calcul de la section des armatures :	65
III.3.6	Ferraillage transversal :	65
III.3.7	Calcul des armatures de répartition :	66
III.3.8	Vérification des espacements des barres :	66
III.3.9	Vérification des contraintes et flèches à l'ELS ;	66
III.4	Étude des escaliers :	68
III.4.1	Évaluation des charges	69
III.4.2	Combinaisons des charges :	69
III.4.3	Étude de la partie BC (volée II) :	69
III.4.4	Étude de la partie AB (volée I) :	74
III.5	Étude des planchers :	75
III.5.1	Combinaison de charge :	75
III.5.2	Évaluation des sollicitations :	75
III.5.3	Détermination des sections d'armature à l'ELU ;	78
III.5.4	Calcul de ferraillage transversale (armature de cisaillement) :	81
III.5.5	Vérification des contraintes et flèches à l'ELS ;	81
III.6	Étude de l'ascenseur	84
III.6.1	Évaluation des charges :	84
III.6.2	Combinaison de charge :	84
III.6.3	Vérification au poinçonnement :	85
III.6.4	Évaluation des sollicitations :	85
III.6.5	Calcul de ferraillage longitudinale à l'ELU :	87
III.6.6	Vérification des contraintes et flèches à l'ELS ;	89
III.6.7	Calcul de ferraillage transversale (armature de cisaillement) :	90
III.7	Conclusion :	91
IV.	Étude dynamique et sismique :	93
IV.1	Introduction :	93
IV.2	Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :	93
IV.2.1	Zone sismique :	93

IV.2.2	Importance de l'ouvrage (catégorie) :	93
IV.2.3	Catégories de site : Art 3.3.3.1 du RPA99/2003 :	93
IV.2.4	La configuration :	93
IV.3	Méthodes de calcul de l'action sismique :	94
IV.3.1	La méthode statique équivalente :	94
IV.3.2	La méthode modale spectrale :	95
IV.3.3	Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	95
IV.4	Choix de la méthode de calcul :	95
IV.4.1	Méthode Modale spectrale :	95
IV.5	Modélisation.....	96
IV.6	Le spectre de réponse de calcul :	97
IV.6.1	Détermination des paramètres du spectre de réponse :	97
IV.7	Contreventements :	98
IV.8	Nombre de modes à considérer :	99
IV.9	Estimation de la période fondamentale de la structure :	100
IV.10	Vérification de l'effort normal réduit :	101
IV.11	Combinaison des réponses modales :	102
IV.12	Justification du système de contreventement :	103
IV.13	Résultante des forces sismiques de calcul :	104
IV.14	Caractéristiques géométriques de la structure :	106
IV.15	Effet de la torsion accidentelle :	108
IV.16	Vérification des déplacements inter étage :	109
IV.17	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)	111
IV.18	Vérification vis-à-vis du renversement :	112
IV.19	Conclusion :	114
V.	Étude des éléments structuraux	116
V.1	Introduction :	116
V.2	Étude des poteaux :	116
V.2.1	Introduction :	116
V.2.2	Calcul des armatures longitudinales :	116
V.2.3	Calcul des armatures transversale :	120
V.2.4	Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS :	123
V.2.5	Schéma de ferrailage	127
V.3	Ferrailage des poutres :	128
V.3.1	Introduction :	128
V.3.2	Sollicitation de calcul	128
V.3.3	Calcul de ferrailage longitudinal :	130
V.3.3.1	Ferrailage minimale et maximale	131
V.3.4	Vérifications des contraintes aux états limites de service :	135

V.3.5	Vérification de La flèche selon BAEL91/99, Art B.6.5, 1.....	137
V.3.6	Calcul des armatures transversale :	138
V.4	Ferraillage des voiles :	143
V.4.1	Introduction :	143
V.4.2	Combinaison d'action :	143
V.4.3	Étude des voiles avec une file d'ouvertures par méthode d'Albiges et Goulet : 143	
V.4.4	Étude d'un voile plein conformément au RPA/2003	148
V.5	Conclusion.....	161
VI.	Étude de l'infrastructure :	163
VI.1	Introduction :	163
VI.2	Type de fondation :	163
VI.3	Facteurs de choix du type de fondation :	164
VI.4	Étude de sol :	164
VI.5	Choix de type de fondations :	164
VI.6	Étude du radier général :	164
VI.6.1	Pré dimensionnement du radier :	165
VI.6.2	Calcul de surface minimale du radier :	166
VI.6.3	Caractéristiques géométriques du radier :	167
VI.6.4	Évaluation des sollicitations :	168
VI.6.5	Les vérifications nécessaires du radier :	169
VI.6.6	Ferraillage du radier nervurée :	174
VI.7	Conclusion :	186
VII.	Étude de voile périphérique :	187
VII.1	Introduction :	187
VII.2	Pré dimensionnement du voile périphérique :	187
VII.3	Évaluation des charges :	187
VII.3.1	Contrainte de la poussée des terres :	187
VII.3.2	Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge :	188
VII.4	Combinaisons d'actions	188
VII.5	Détermination de sollicitations :	188
VII.6	Détermination des sections d'armature à l'ELU.....	190
VII.6.1	Quantité d'armature minimale :	190
VII.6.2	Espacement des barres (art A.7.2.4.2 BAEL91/99)	191
VII.6.3	Choix des barres :	191
VII.7	Calcul du ferraillage transversale (armature de cisaillement) :	191
VII.8	Vérification des contraintes à l'ELS.	192
VII.8.1	État limite de compression du béton BAEL91/99, ART.A.5.4.2 :	192
VII.8.2	État limite d'ouverture des fissures BAEL91/99, ART.A.5.4.3 :	192
	Conclusion générale :	194

Référence bibliographique	195
Annexes	196

Liste des tableaux

Tableau II:1 : Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse	37
Tableau II:2 : Évaluation des charges et surcharges du plancher étage	38
Tableau II:3 : Évaluation des charges et surcharges du balcon étage	39
Tableau II:4 : Évaluation des charges et surcharges du balcon terrasse	39
Tableau II:5 : Évaluation des charges et surcharges de la dalle d'ascenseur.....	40
Tableau II:6 : Évaluation des charges de la machine	41
Tableau II:7 : Évaluation des charges et surcharges de la volée de l'escalier	44
Tableau II:8 : Évaluation des charges et surcharges du palier de l'escalier	44
Tableau II:9 : Efforts normaux NQ par la descente des charges	49
Tableau II:10 : Efforts normaux NG par la descente des charges	50
Tableau II:11 : Les sections des poteaux	51
Tableau II:12 : Vérification de la section de poteau	52
Tableau II:13 : Vérification au flambement	53
Tableau III:1 : Combinaison de sollicitation de l'acrotère	59
Tableau III:2 : Évaluation des charges	69
Tableau III:3 : Combinaison de charge	69
Tableau III:4 : Sollicitations du calcul	70
Tableau III:5 : Ferrailage longitudinal calculé.....	71
Tableau III:6 : Ferrailage adopté.....	71
Tableau III:7 : Vérification à l'ELS	72
Tableau III:8 : Combinaison de charge des planchers	75
Tableau III:9 : Évaluation des sollicitations des planchers	76
Tableau III:10 : Moments aux appuis et en travées à l'ELU	77
Tableau III:11 : Moments aux appuis et en travées à l'ELS	77
Tableau III:12 : Les efforts tranchants maximaux des planchers.....	78
Tableau III:13 : sections d'armature pour panneau continue	79
Tableau III:14 : Section d'armature pour panneau de rive.....	79
Tableau III:15 : Choix des barres pour panneau continue.....	80
Tableau III:16 : Choix des barres pour panneau de rive	81
Tableau III:17 : Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine	84
Tableau III:18 : Moments sous charge uniformément répartie	85
Tableau III:19 : Moments aux appuis et en travées	87
Tableau III:20 : Section des armatures suivant x	87
Tableau III:21 : Section des armatures suivant y	88
Tableau III:22 : Choix des barres suivant x et y.....	89
Tableau IV:1 : Valeur de pénalités.....	98
Tableau IV:2 : Mode de vibration et taux de participation massique	100
Tableau IV:3 : La période empirique	101
Tableau IV:4 : Vérification de l'effort normal réduit	102
Tableau IV:5 : Vérification de la nouvelle section	102
Tableau IV:6 : Pourcentage des charges verticaux	104
Tableau IV:7 : Le facteur d'amplification dynamique moyenne	105
Tableau IV:8 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.....	106
Tableau IV:9 : Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité	107
Tableau IV:10 : Excentricité théorique	108
Tableau IV:11 : L'excentricité accidentelle	109
Tableau IV:12 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	110
Tableau IV:13 : Déplacement inter-étage dans le sens YY.....	110
Tableau IV:14 : Vérification de l'effet P-Δ.....	112
Tableau IV:15 : Moment de renversement.....	113

Tableau IV:16 : Vérification vis-à-vis du renversement	113
Tableau V:1 : Sollicitations de calcul pour les poteaux	117
Tableau V:2 : Ferrailage maximale et minimale exigée par le RPA et BAEL	118
Tableau V:3 : Ferrailage minimale et maximale pour les poteaux	118
Tableau V:4 : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux	119
Tableau V:5 : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux	119
Tableau V:6 : Justification des poteaux vis-à-vis sollicitation tangente	120
Tableau V:7 : La section d'armature transversale selon RPA	122
Tableau V:8 : La section d'armature transversale selon BAEL	122
Tableau V:9 : Quantité minimale des armatures transversales	123
Tableau V:10 : Calcul d'excentricité sous ($M_{ser, max}$; N_{corr})	123
Tableau V:11 : Calcul d'excentricité sous ($N_{ser, max}$; $M_{ser, corr}$)	124
Tableau V:12 : Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS	125
Tableau V:13 : Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS	125
Tableau V:14 : Sollicitations de calcul pour les poutres principale d'étage commercial	128
Tableau V:15 : Sollicitations de calcul pour les poutres secondaires d'étage commercial ...	129
Tableau V:16 : Sollicitations de calcul pour la poutre de rampe	129
Tableau V:17 : Sollicitations de calcul pour les poutres principales d'étage de service	129
Tableau V:18 : Sollicitations de calcul pour les poutres secondaires d'étage de service	129
Tableau V:19 : Sollicitations de calcul pour les poutres principales d'étage d'habitation	130
Tableau V:20 : Sollicitations de calcul pour les poutres secondaires d'étage d'habitation ...	130
Tableau V:21 : Sollicitations de calcul pour les poutres principales d'étage terrasse	130
Tableau V:22 : Sollicitations de calcul pour les poutres secondaires d'étage terrasse	130
Tableau V:23 : Ferrailage maximale et minimale	131
Tableau V:24 : Sections des armatures à l'ELU pour les poutres principales	131
Tableau V:25 : Sections des armatures à l'ELU pour les poutres secondaires	132
Tableau V:26 : Sections des armatures à l'ELU pour la poutre de rampe	132
Tableau V:27 : Condition de non fragilité	132
Tableau V:28 : les sections des armatures adoptées pour les poutres principales	133
Tableau V:29 : les sections des armatures adoptées pour la poutre secondaire	134
Tableau V:30 : Les sections des armatures adoptées pour la poutre de rampe	134
Tableau V:31 : Vérification de la poutre principale à l'ELS	135
Tableau V:32 : Vérification de la poutre secondaire à l'ELS	136
Tableau V:33 : Vérification de la poutre de rampe à l'ELS	137
Tableau V:34 : Effort tranchant	138
Tableau V:35 : Vérification de la résistance au cisaillement	139
Tableau V:36 : La section d'armature transversale	140
Tableau V:37 : Ferrailage transversal adopté	141
Tableau V:38 : Les sollicitations maximales pour V1	149
Tableau V:39 : Les sollicitations maximales pour V2	149
Tableau V:40 : Les sollicitations maximales pour V3	150
Tableau V:41 : Les sollicitations maximales pour V4	150
Tableau V:42 : Les sollicitations maximales pour V5	151
Tableau V:43 : Les résultats de calcul pour V1	154
Tableau V:44 : Les résultats de calcul pour V2	155
Tableau V:45 : Les résultats de calcul pour V3	156
Tableau V:46 : Les résultats de calcul pour V4	157
Tableau V:47 : Les résultats de calcul pour V5	158
Tableau V:48 : Choix des barres	159
Tableau V:49 : Vérification des contraintes de cisaillement	160
Tableau V:50 : Ferrailage horizontal	160
Tableau V:51 : Vérification de la compression maximale	161
Tableau VI:1 : Centre de masse	168

Tableau VI:2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.....	172
Tableau VI:3 : Les moments isostatiques de la dalle de radier.....	175
Tableau VI:4 : Les moments sur appuis et en travées de la dalle de radier	175
Tableau VI:5 : Les efforts tranchants maximaux	176
Tableau VI:6 : Calcul des armatures des panneaux de radier	176
Tableau VI:7 : Choix des barres.....	177
Tableau VI:8 : Vérification des contraintes à l'ELS	178
Tableau VI:9 : Les sollicitations de calcul pour les nervures	179
Tableau VI:10 : Sections des armatures à l'ELU.....	180
Tableau VI:11 : Le ferrailage adopté pour les nervures	180
Tableau VI:12 : Vérifications des contraintes	182
Tableau VI:13 : Calcul des armatures transversales.....	185
Tableau VII:1 : Les moments isostatiques	189
Tableau VII:2 : Les moments en travée et sur appui suivant x à l'ELU	189
Tableau VII:3 : Les moments en travée et sur appui suivant x à l'ELS.....	189
Tableau VII:4 : Les efforts tranchants maximaux.....	190
Tableau VII:5 : Sections des armatures.....	190
Tableau VII:6 : Choix des barres.....	191
Tableau VII:7 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	193

Liste de figures

Figure I:1 : Plan sous-sol.....	20
Figure I:2 : Plan RDC.....	21
Figure I:3 : Plan 1er étage	22
Figure I:4 : Plan 2ème étage.....	23
Figure I:5 : Plan 3ème au 10ème étage	24
Figure I:6 : Plan terrasse.....	25
Figure I:7 : Le diagramme contrainte-déformation à l'ELU	31
Figure I:8 : Le diagramme contrainte-déformation à l'ELS	31
Figure I:9 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU	33
Figure II:1: Plancher dalle.....	36
Figure II:2 : Schéma de la dalle pleine.....	36
Figure II:3 : Détails d'un plancher terrasse inaccessible	37
Figure II:4 : Détails d'un plancher étage	38
Figure II:5 : Constituants d'ascenseur	41
Figure II:6 : Constituants d'un escalier	42
Figure II:7 : Schéma de la volée et du palier.....	43
Figure II:8 : Acrotère terrasse inaccessible	45
Figure II:9 : Section réduite du poteau rectangulaire.....	47
Figure II:10 : La surface d'influence du poteau central	47
Figure II:11 : Dimension d'un poteau	51
Figure II:12 : Pré dimensionnement des voiles	55
Figure III:1 : Coupe verticale de l'acrotère	57
Figure III:2 : Section de calcul de l'acrotère.....	59
Figure III:3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	63
Figure III:4 : Section de calcul de balcon	65
Figure III:5 : Schéma de ferrailage du balcon.....	68
Figure III:6 : Vue en plan.....	68
Figure III:7 : Schéma statique de la partie BC	69
Figure III:8 : Schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers	69
Figure III:9 : Section de calcul de l'escalier	70
Figure III:10 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	74
Figure III:11 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine	84
Figure III:12 : Schéma de ferrailage	91
Figure IV:1 : Vue en 3D.....	96
Figure IV:2 : Vue en plan.....	97
Figure IV:3 : Disposition des voiles.....	99
Figure V:1: Schéma de ferrailage des poteaux	127
Figure V:2 : Poutre principale non liée au voile	141
Figure V:3 : Poutre principale liée au voile	141
Figure V:4 : Poutre secondaire non liée au voile	142
Figure V:5 : Poutre secondaire liée au voile	142
Figure V:6 : Section transversale d'un voile avec une file d'ouvertures	144
Figure V:7 : Sollicitation du calcul	145
Figure V:8 : Schéma du ferrailage des linteaux	148
Figure V:9 : Diagramme des contraintes.....	151
Figure V:10 : Données géométriques du voile.....	153
Figure VI:1 : Condition de non poinçonnement.....	169
Figure VI:2 : Section du calcul	176
Figure VI:3 : Schéma du ferrailage du radier.....	179
Figure VI:4 : Schéma de ferrailage de la nervure	185

Liste des abréviations

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A_s	Aire d'une section d'acier tendue.
A_{sc}	Aire d'une section d'acier comprimé
A_t	Section d'armatures transversales.
B	Aire d'une section de béton.
d	Hauteur utile.
e	Épaisseur.
E_{ij}	Module d'élasticité instantané.
E_{vj}	Module d'élasticité différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
f_{bu}	Contrainte ultime de compression de béton.
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
G	Charge permanente.
h	hauteur
h_e	Hauteur d'étage.
I:	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
L_f :	Longueur de flambement.
M_a	Moment sur appuis.
M_{ser}	Moment à l'état limite de service.
M_t	Moment en travée.
M_u	Moment à l'état limite ultime.
N_d	Effort normal dynamique.
N_{ser}	Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime.

Q	Charge d'exploitation.
S_t	Espacement.
T	Période.
V_u	Effort tranchant ultime.
W	Poids total de la structure.
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_s	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_b	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de traction de l'acier.
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier.
σ_{sol}	Contrainte du sol.
\emptyset	Diamètre des armatures.
τ_u	Contrainte ultime de cisaillement.
τ	Contrainte tangentielle.

Introduction générale :

La réussite d'un projet de génie civil est attribuée aux efforts combinés d'une équipe multidisciplinaire dont chaque membre possède des compétences spécialisées essentielles. La mission de l'ingénieur de cette équipe est de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents éléments structurels du projet. Son objectif n'est pas seulement d'assurer la stabilité et la fonctionnalité de l'ouvrage tout au long de sa durée de vie opérationnelle, mais également de minimiser les coûts financiers associés à sa construction.

À partir des plans fournis par le bureau d'architecture, une bonne répartition des différents éléments porteurs de la structure est réalisée tout en tenant compte des contraintes mécaniques et des conditions d'utilisation de l'ouvrage

À cet effet, des réglementations ont été adoptées dans le monde entier pour mieux concevoir les bâtiments dans les zones sismiques et créer des structures durables.

Ces règlements sont le résultat de nombreuses années d'expérience et de recherche intensives qui visent à fournir un seuil de sécurité permettant de protéger la vie humaine et de limiter les dommages lors de chocs sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Dans le but de concrétiser l'ensemble des connaissances théoriques et pratiques acquises au cours de notre formation d'ingénieur qui s'est achevée, et d'acquérir une expérience dans le domaine de l'étude et la conception des bâtiments, nous avons choisi comme thème de projet de fin d'étude, une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage multiple de dix niveau (RDC+10+sous-sol) réalisé à Bouira.

L'étude de ce projet est structurée en plusieurs parties :

- La première est consacrée à une présentation complète du projet : Définition des différents éléments, caractéristique des matériaux utilisés....
- La deuxième partie est entièrement consacrée au pré dimensionnement et évaluation des charges des éléments structuraux et non structuraux de la structure.
- Le calcul des éléments secondaires est exposé à la troisième partie du projet.
- La quatrième partie est dédiée à la modélisation 3D en éléments finis du bâtiment à l'aide de logiciel Robot et à l'étude sismique selon le règlement parasismique algérien (RPA99/2003).

L'étude sismique nous permettra d'aborder le calcul des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) après exploitation des résultats donnés par le logiciel Robot.

- Enfin, nous terminerons notre étude par l'étude de l'infrastructure (Voile périphérique et fondations)

L'étude de notre projet sera faite conformément aux règlements de construction algériens :

- Règlementation pour le béton Armé aux états Limites (BAEL 91/version 99, CBA 93)
- Règlement Parasismique Algérien RPA 99/version 2003
- DTR B.C2.2 (charges et surcharges applique sur la structure).

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

I. Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Des généralités sur la conception de l'ouvrage étudié, ses caractéristiques, les éléments qui le composent, les propriétés des matériaux et les hypothèses de calcul sont présentées dans ce chapitre introductif.

Les calculs et les vérifications se font conformément aux règlements suivants :

- DTR BC 2.2. (Charges permanentes et charges d'exploitation)
- BAEL91 version 99. (Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites)
- CBA93. (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- RPA99 (Règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).

I.2 Présentation du projet :

Le sujet porte sur une promotion (R+10+sous-sol) en béton armé, situé dans la wilaya de BOUIRA.

- Le sous-sol est à usage d'un parking de stationnement ;
- Le rez-de-chaussée comprend des locaux de commerces ;
- Le 1^{er} étage comprend des locaux de service ;
- Les neuf autres niveaux sont à usage d'habitation, chaque niveau comportera six logements (un F2 et cinq F3 de m2).

L'ouvrage comporte :

- 01 cage d'escaliers
- 01 cage d'ascenseur

Les figures ci-dessous représentent les plans d'architectures :

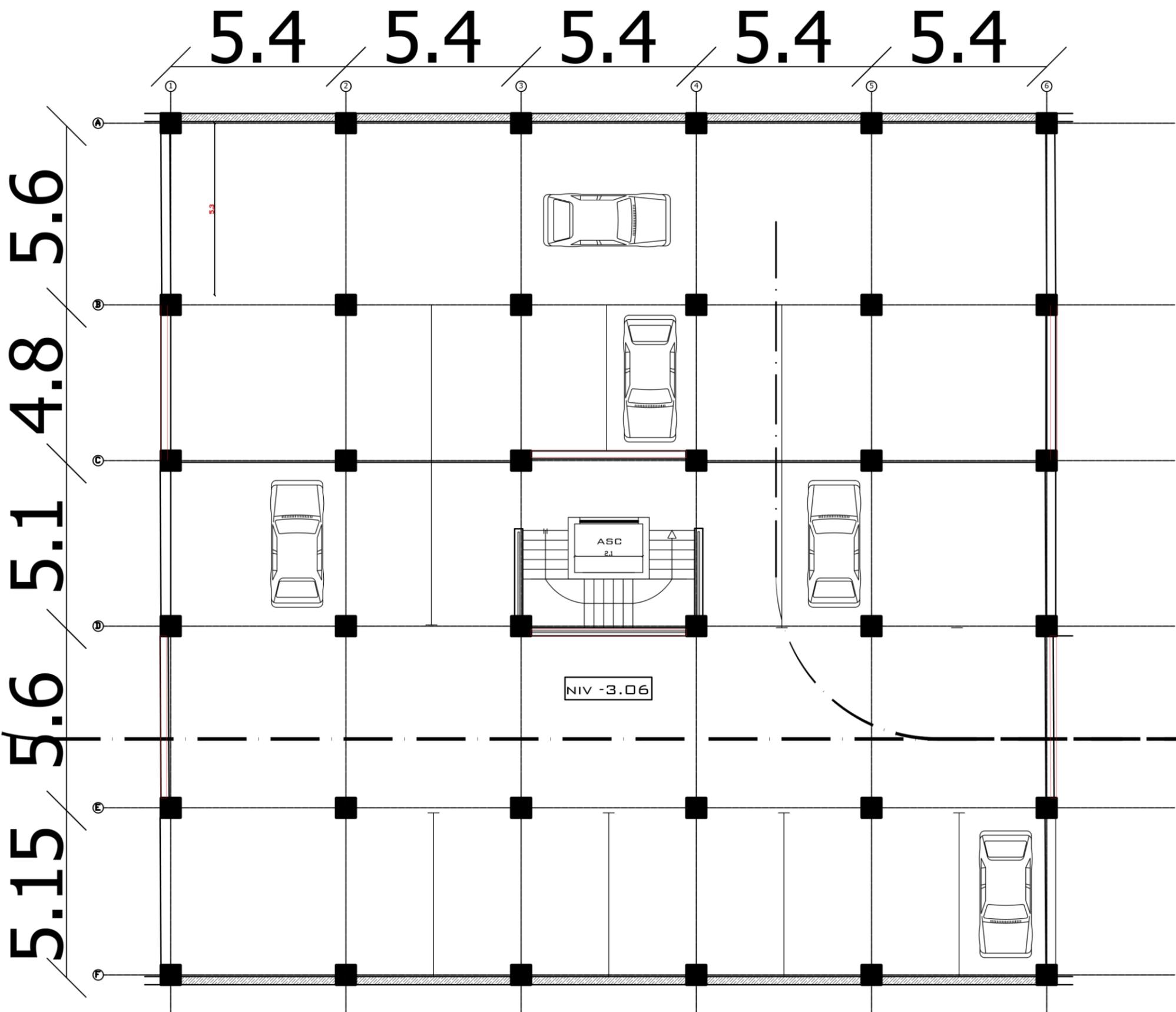


Figure I:1 :Plan sous-sol

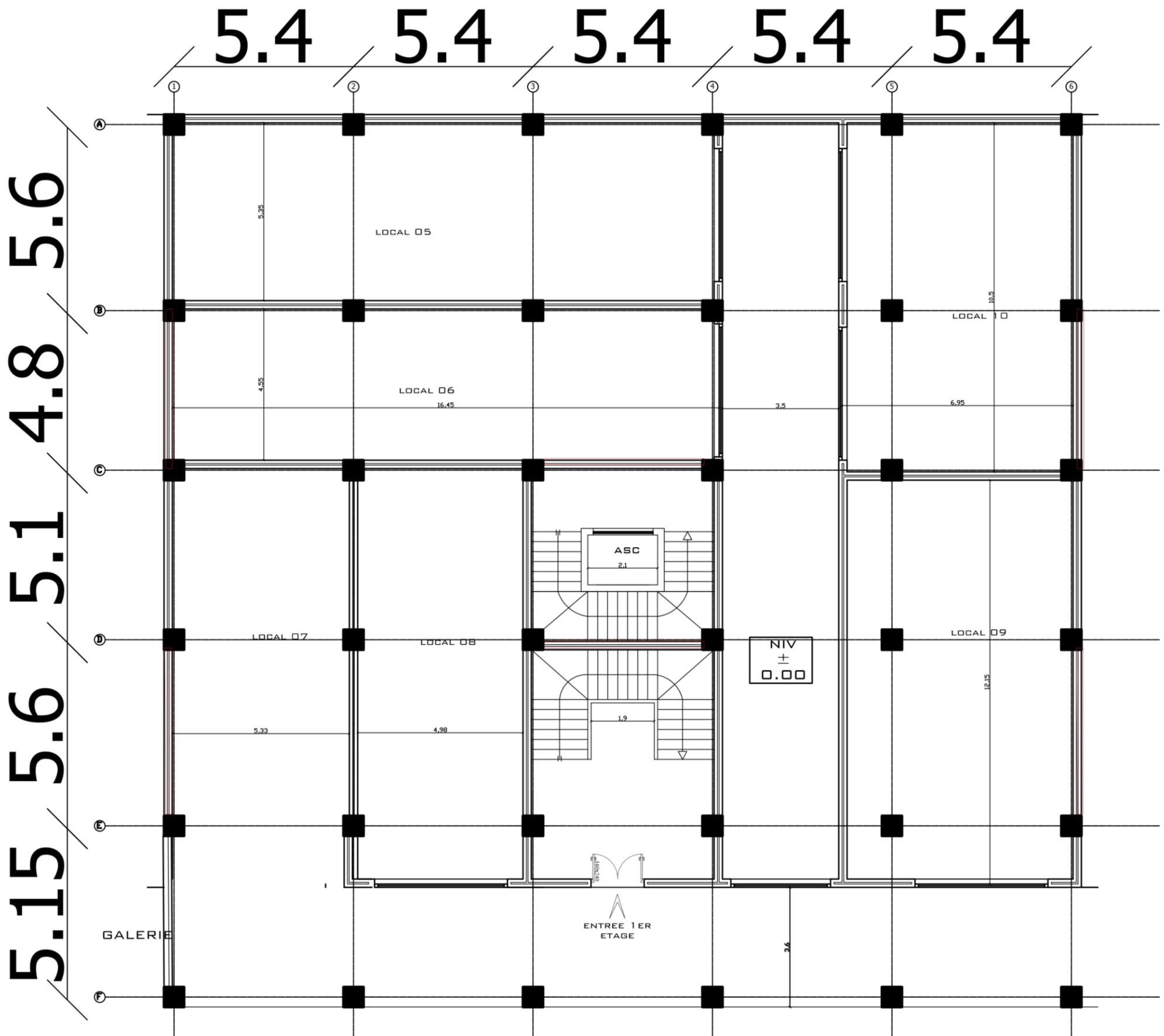


Figure I:2 :Plan RDC

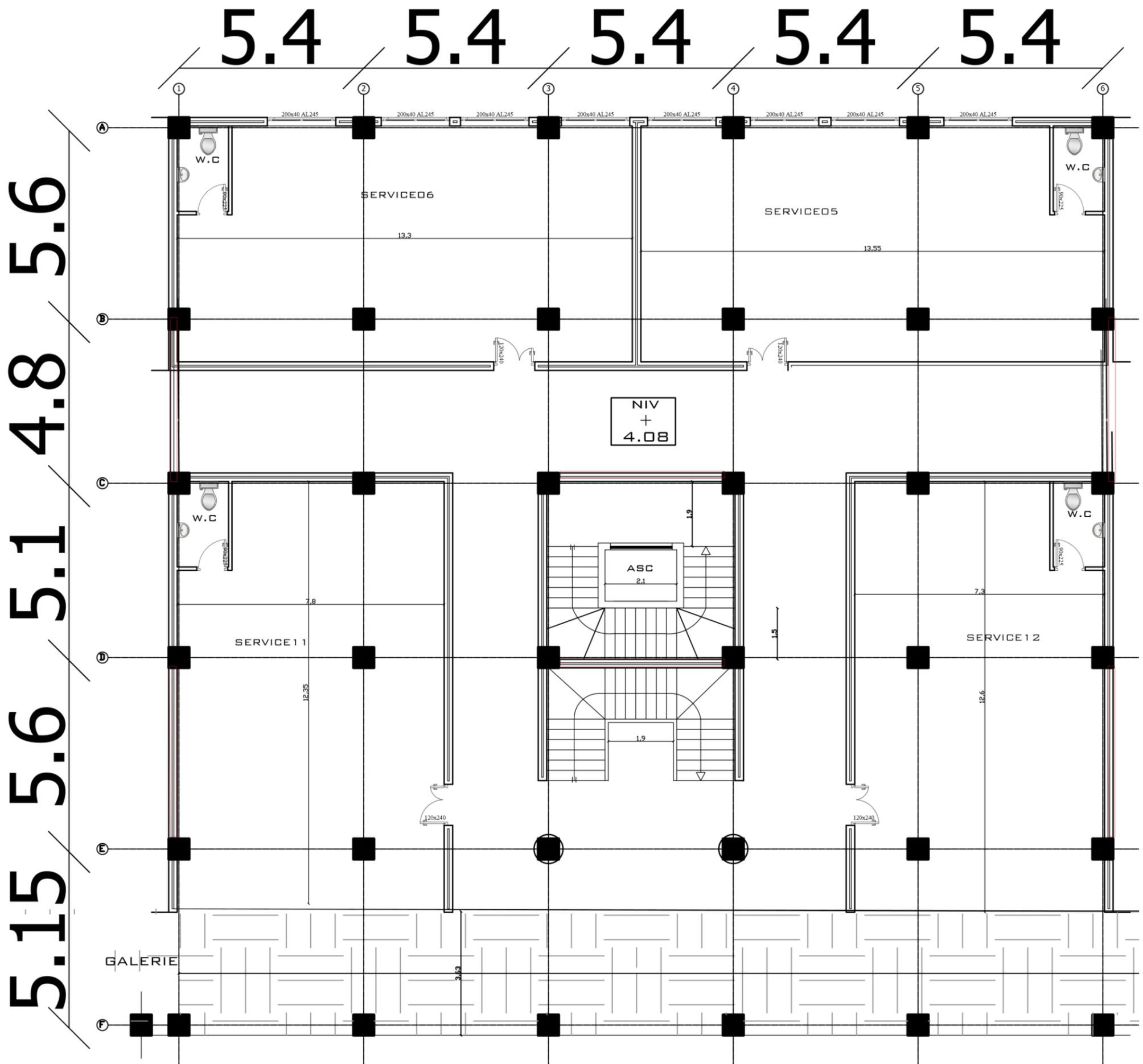


Figure I.3 :Plan 1er étage

5.4 5.4 5.4 5.4 5.4

5.15 5.6 4.8 5.6

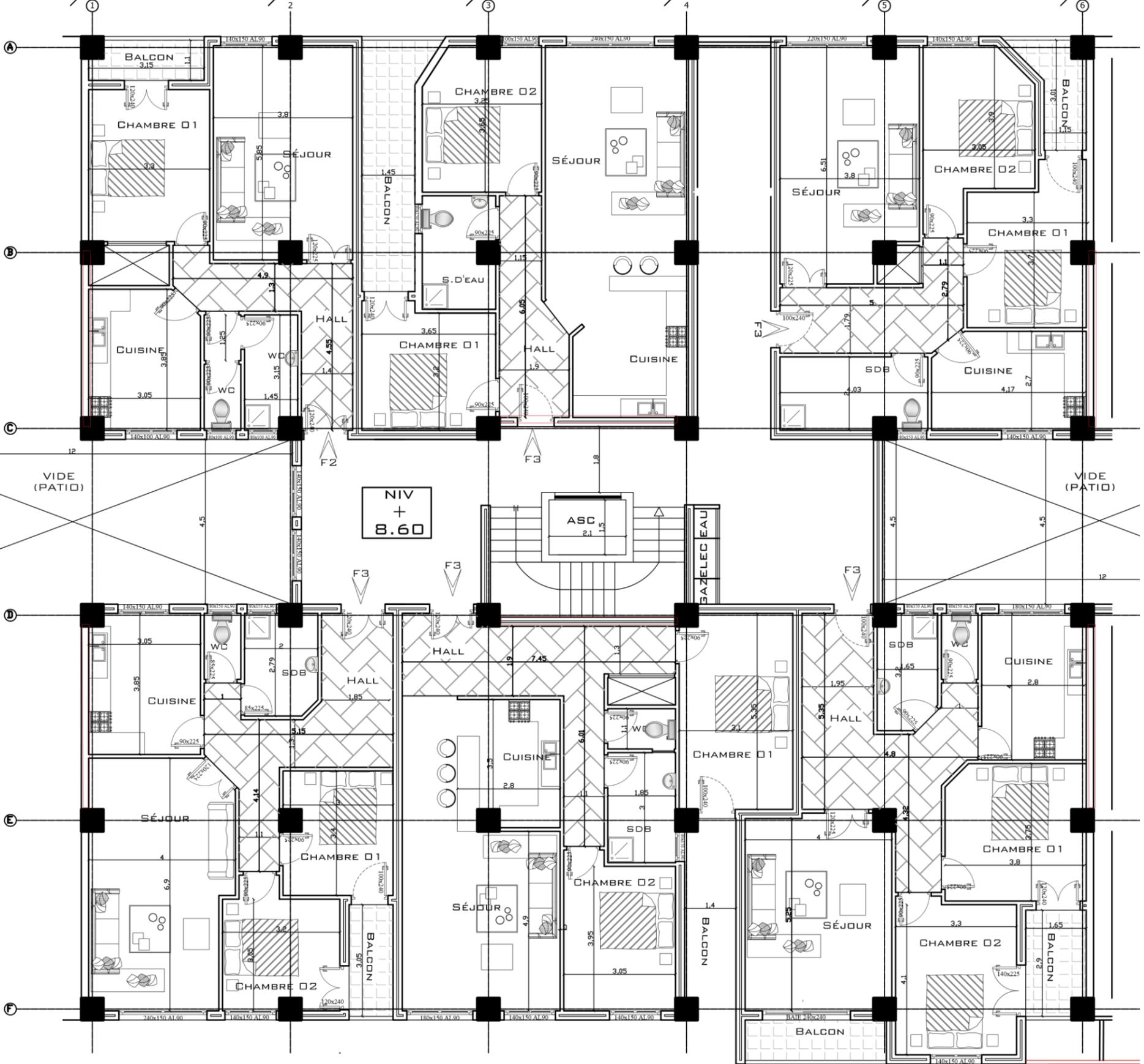


Figure I:4 :Plan 2ème étage

5.4 5.4 5.4 5.4 5.4

5.15 5.6 5.1 4.8 5.6

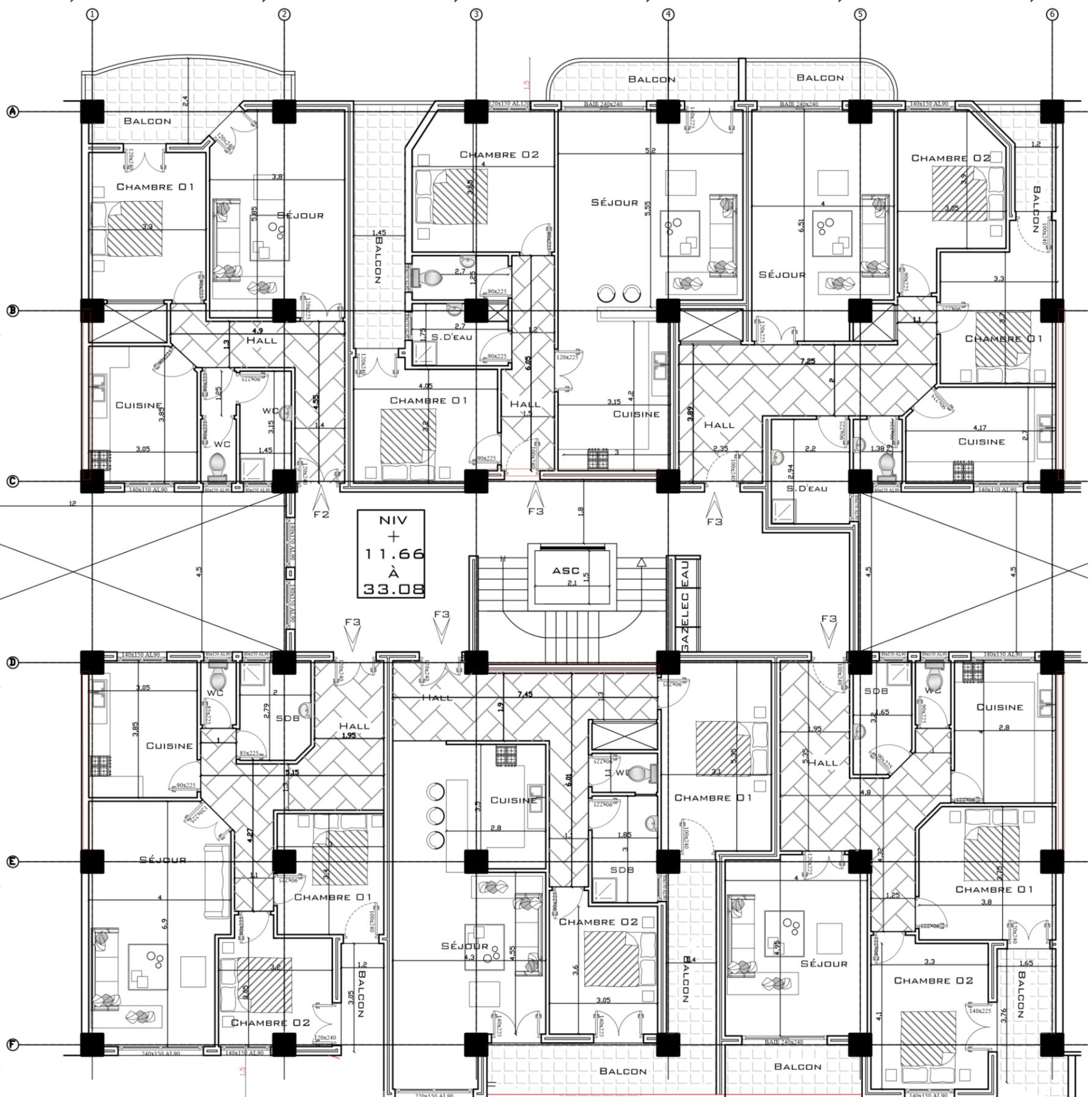


Figure I.5 : Plan 3ème au 10ème étage

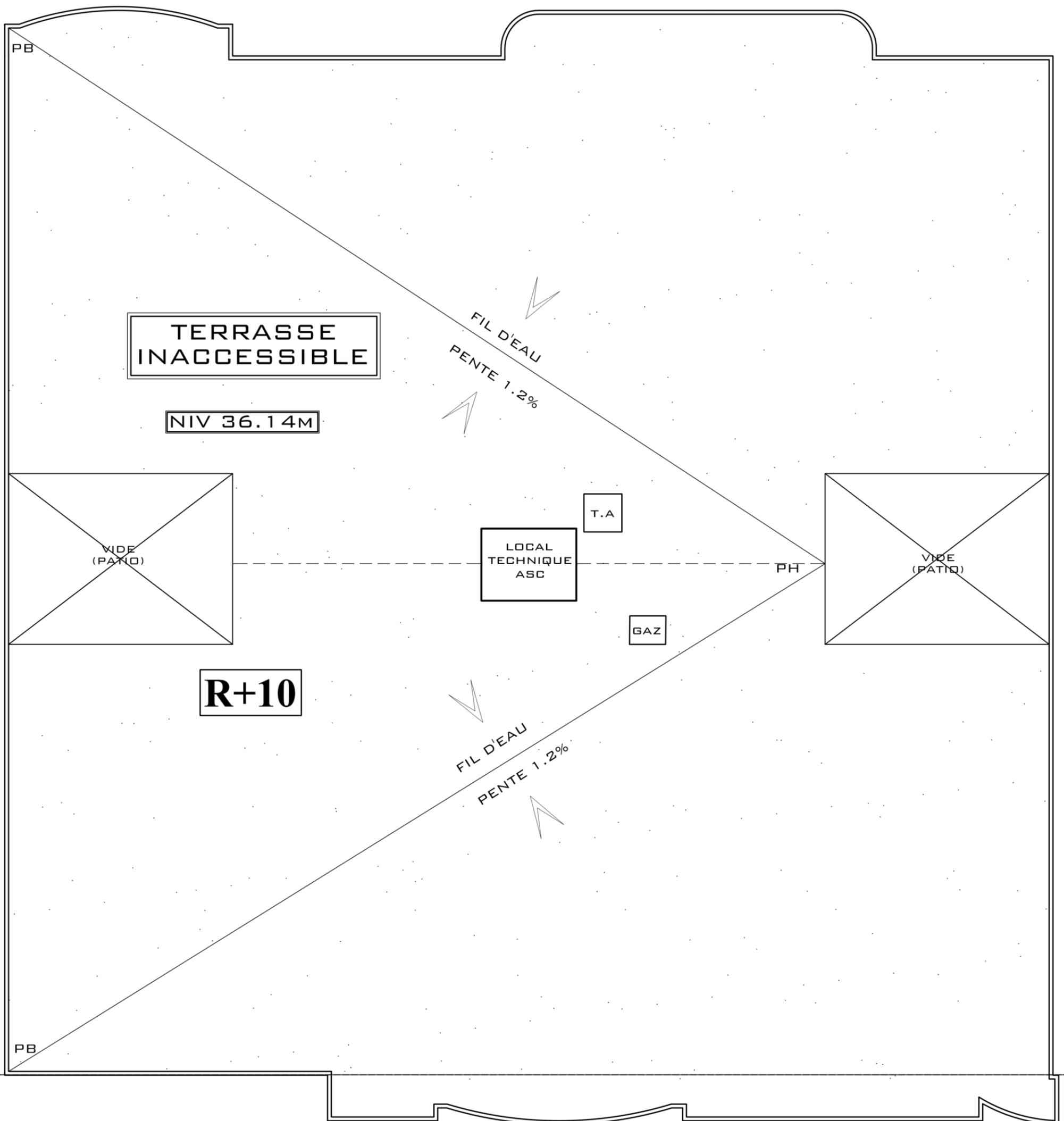


Figure I:6 :Plan terrasse

I.3 Données du site :

Notre projet est implanté dans la wilaya de Bouira, classée selon :

- Le RPA 99/ version 2003 en zone de sismicité moyenne (ZONE IIa).
- Le RNV99 en zone de vent II.

I.4 Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol :

- Le site est considéré comme un site meuble (catégorie S3) selon le rapport de sol.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 2\text{bars}$.
- L'ancrage minimal des fondations : $D=3\text{m}$.

I.5 Caractéristiques géométriques de la structure :

La surface couverte par ce projet est de 743.785m^2 , les dimensions de projet sont les suivantes :

En plan :

- La largeur totale : 26.25m
- La longueur totale : 27m

En élévation :

- Hauteur totale du bâtiment : 38.08m
- Hauteur du sous-sol : 3.06m
- Hauteur du RDC : 4.08m
- Hauteur du 1^{ère} étage : 3.4m
- Hauteur d'étage courant et du sous-sol : 3.06m

I.6 Les éléments de l'ouvrage

I.6.1 Structure principale :

Elle représente les éléments de la structure assurant la stabilité contre les forces horizontales et verticales causées par les charges permanentes, les charges d'exploitation, les charges sismiques, et les charges climatiques (actions du vent et de la neige).

L'ossature structurelle choisie pour ce projet est constituée de portiques (poteau-poutre) et de voiles en béton armé disposés dans les deux sens longitudinal et transversal.

I.6.2 Structure secondaire :

a- Planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontaux rigides, permettant la séparation entre les différents niveaux. Ils assurent la transmission des charges et des surcharges qui lui sont appliquées aux éléments porteurs et aussi une isolation phonique et thermique, ainsi que l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour ce projet, le choix effectué est d'un plancher dalle pleine, pour les raisons suivantes :

- Supporte de grandes charges.
- Présente une bonne résistance au feu.
- Assure une bonne isolation thermique.

b- Rampes :

Les rampes sont des plans inclinés entre deux parties d'une construction, situées à des niveaux différents, permettant le passage de l'une à l'autre.

Ce projet comporte une seule rampe reliant le sous-sol et le rez-de-chaussée de la construction

c- Balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

d- Escaliers

L'escalier est un élément secondaire permettant le passage d'un niveau à un autre, en toute sécurité. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

On a deux types d'escalier :

- Un escalier droit à trois volées avec deux paliers intermédiaires.
- Un escalier balancé à quartiers tournants.

e- La maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuse

f- Les murs :

Nous avons deux types de murs :

- Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles paroi en briques creuses de 15 cm à l'extérieur et 10 cm à l'intérieur d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5 cm.

- Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

g- Revêtements

Les revêtements sont comme suit :

- Enduit de ciment de 2cm pour les murs.
- Enduit plâtre : 2cm pour les murs intérieurs et 3cm pour les plafonds.
- Carrelage granito de 2cm pour les planchers et les escaliers.

h- Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible. Elle comporte des pentes de 1,2% pour l'évacuation des eaux pluviales.

i- Acrotère

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère.

C'est un élément secondaire en béton armé de 50 cm d'hauteur et d'épaisseur de 10 cm. Il est conçu pour :

- La protection de l'étanchéité contre l'infiltration des eaux de pluie.
- La sécurité des personnes contre la chute

j- L'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mécanique qui facilite le déplacement entre les étages. Il convient aux structures de cinq étages ou plus où l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

k- Les fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission des charges apportées par la superstructure au sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

Selon l'étude de sol, nous avons opté pour des radiers.

l- Système de coffrage :

La structure sera réalisée avec un coffrage métallique pour les voiles afin de limiter le temps de construction, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les portiques et les planchers.

I.7 Caractéristiques des matériaux

I.7.1 Introduction :

Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant deux matériaux ayant presque le même coefficient de dilatation thermique, ses deux matériaux sont : le béton et l'acier.

I.7.2 Le béton :

I.7.2.1 Définition :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de ciment, de granulats (sable, gravillons) et d'eau, éventuellement complété par des adjuvants.

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

I.7.2.2 Résistance caractéristique du béton

- Résistance à la compression

Pour le calcul des éléments de l'ouvrage étudié, on suppose que la résistance atteinte à 28 jours est égale à : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

- Résistance à la traction

En absence de résultats expérimentaux, la résistance à la traction est estimée à partir de la relation [1] suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

I.7.2.3 Module de déformations du béton :

- a- Module de déformation longitudinale :

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de déformation :

- Déformation instantanée :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c_j}} [1]; \text{ pour une durée d'application inférieure à 24 heures}$$

Pour notre cas : $E_{ij} = 34179.56 \text{ MPa}$

- Déformation différée :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c_j}} [1]; \text{ pour une longue durée d'application}$$

Pour notre cas : $E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$

- b- Module de déformation transversal :

La valeur du module de déformation transversale est prise égale à :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} [1]$$

Avec ;

ν : est le coefficient de poisson donnée par l'article A.2.1.3 du BAEL91/99.

C'est le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative, il sera pris égal à :

$\nu = 0.2$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

I.7.2.4 Contraintes limites du béton :

a- La contrainte limite de compression :

À l'état limite ultime :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} [2]$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

Avec : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoire S. D} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S. A} \end{cases}$

$\theta =$ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{bu} = \begin{cases} 17 & \text{en situation durable S. D} \\ 22.17 & \text{en situation accidentelle S. A} \end{cases}$

À l'état limite service :

D'après le BAEL91 ArtA.4.5, la contrainte admissible de compression du béton est fixée par [1] : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Pour notre cas : $\overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{MPa}$

b- Contrainte limite de cisaillement à l'ELU : (art A.5.1.2.1.1) BAEL91/99).

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par [1]:

$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\}$; pour la fissuration peu préjudiciable.

$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$; pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.7.2.5 Diagrammes contraintes – déformations du béton :

À l'état limite ultime :

Le diagramme contrainte-déformation à l'état limite ultime (ELU) est représenté par la figure suivante :

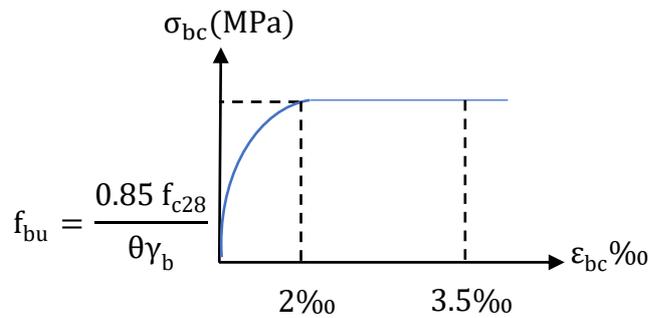


Figure I:7 : Le diagramme contrainte-déformation à l'ELU

Les diagrammes de contraintes-déformations adoptés sont :

Parabole-Rectangle pour les sections entièrement comprimées.

Rectangulaire simplifié pour les autres cas.

À l'état limite service :

On suppose que le béton reste dans le domaine élastique car les déformations requises sont assez faibles.

Le diagramme contrainte-déformation à l'état limite de service (ELS) est représenté par la figure suivante :

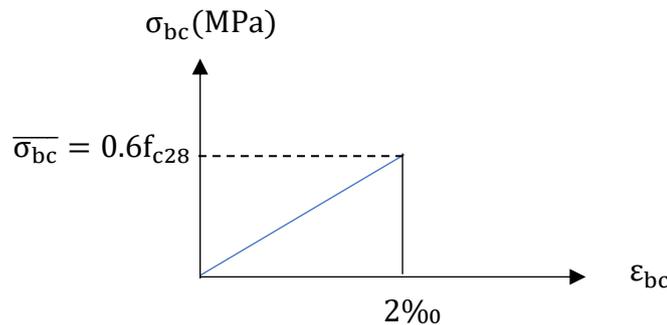


Figure I:8 : Le diagramme contrainte-déformation à l'ELS

I.7.3 Acier :

I.7.3.1 Définition :

L'acier est un alliage métallique caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. En plus, il doit avoir une bonne adhérence avec le béton pour assurer la transmission des efforts entre eux.

I.7.3.2 Type d'acier utilisé

Dans notre ouvrage nous avons opté pour utiliser acier à haute adhérence de nuance FeE500

Dans ce projet, l'acier employé possède les propriétés suivantes :

I.7.3.3 Module d'élasticité

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa.

I.7.3.4 Contrainte limite de traction :

À l'État limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où : γ_s : coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations durables} \\ 1.00 & \text{pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

À l'État limite service :

À l'ELS, la contrainte limite est donnée en fonction du type de fissuration

Selon les règles BAEL91, la fissuration se divise en trois situations [1] :

- Fissuration peu préjudiciable : (BAEL9 / Art 4-5-32)

Pas de vérification à faire.

- Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

- Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérence(HA) de } \varnothing > 6\text{mm} \\ 1.3 & \text{pour les armatures à haute adhérence(HA) de } \varnothing < 6\text{mm} \\ 1.0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \end{cases}$$

I.7.3.5 Diagrammes contraintes – déformations de l'acier :

À l'état limite ultime :

À l'ELU, Le diagramme contrainte-déformation est représenté par la figure ci-après :

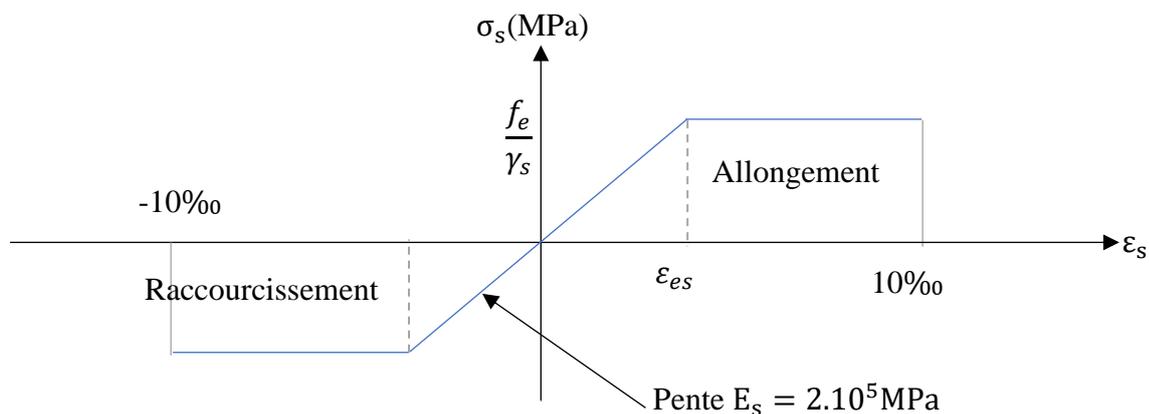


Figure I:9 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

À l'état limite de service :

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

I.8 Actions :

Les actions pris en compte dans nos études sont :

- Les actions permanentes résultant du poids propre et de la poussée des terres exercé sur les parois.
- Les actions variables : Les surcharges d'exploitations.
- Action de la température.
- Les effets de la neige et du vent
- Les actions accidentelles : Chocs des véhicules routiers.
- Le séisme.

I.9 Les combinaisons d'action :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de :

La combinaison du BAEL91/99 : (art B.6.1.21) BAEL91/99

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

La combinaison du RPA99 /V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Charges accidentelles.

I.10 Conclusion :

Avant de se lancer dans l'étude du projet en question, il est impératif de posséder une compréhension globale des caractéristiques de la structure, du site d'installation et des propriétés de tous les matériaux utilisés. Ces paramètres sont essentiels afin d'entamer les calculs des charges ainsi que la conception et le dimensionnement des éléments structuraux.

CHAPITRE II :
PRÉDIMENSIONNEMENT
DES ÉLÉMENTS

II. Prédimensionnement des éléments

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire dont le but est de définir les dimensions des différents éléments de la structure pour éviter un sur plus d'acier et béton.

Ces dimensions sont choisies selon les règles du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié 99.

Les dimensions obtenues ne sont pas définitives ; ils peuvent être modifiés lors la phase de calcul

II.2 Prédimensionnement des éléments secondaires et évaluation des charges :

II.2.1 Pré dimensionnement des planchers :

La détermination de l'épaisseur de la dalle pleine dépend de plusieurs conditions ci-après :

a- Condition de résistance au feu :

Une épaisseur minimale de la dalle doit être respectée afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne [3] :

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

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

$e = 15\text{ cm}$ pour 3 heures de coupe-feu.

$e = 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu

Pour cette étude, nous choisissons l'épaisseur suivante : $e_1 = 15\text{ cm}$

b- Résistance à la flèche :

Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante [4]:

Si $\alpha < 0.4$: la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée, et son calcul se fera comme pour une poutre de 1 mètre de largeur.

$$\frac{l_x}{25} < e < \frac{l_x}{20}$$

Avec ;

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Les portées l_x et l_y d'un panneau de dalle (Fig.II.1) sont mesurées entre les nus des appuis.

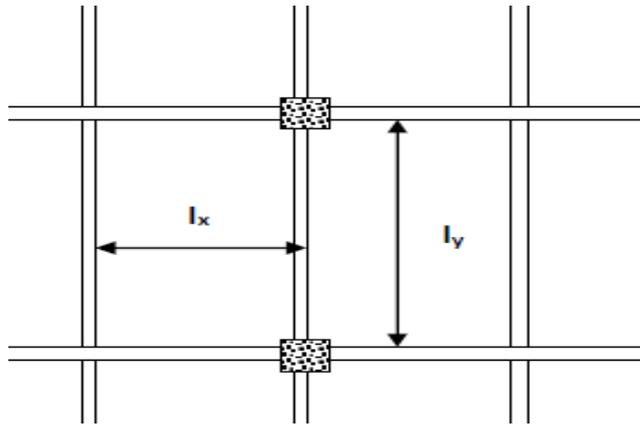


Figure II:1:Plancher dalle

Si $0.4 < \alpha < 1$: la dalle est considérée comme portant dans deux directions, et c'est le cas pour lequel on pré-dimensionne les planchers

Pour une dalle portant suivant deux directions :

$$\frac{l_x}{40} < e < \frac{l_x}{25}$$

Dans notre cas :

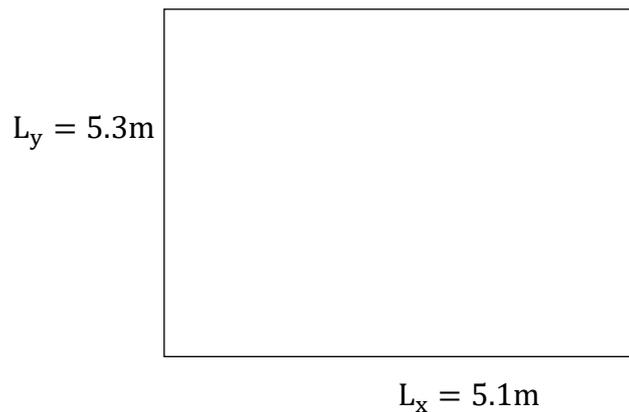


Figure II:2 : Schéma de la dalle pleine

Donc :

$$l_x = 5.4 - 0.3 = 5.1$$

$$l_y = 5.6 - 0.3 = 5.3$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.1}{5.3} = 0.96$$

$$\frac{5.1}{40} < e < \frac{5.1}{25} \rightarrow 12.75 < e < 20.4$$

Soit : $e_2 = 20$ cm

Le choix de l'épaisseur de la dalle doit vérifier :

$$e = \max(e_1, e_2)$$

$$e = \max \{15, 20\}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

On adopte pour les planchers une dalle pleine d'épaisseur 20cm.

II.2.1.1 Évaluation des charges et surcharges des planchers

- Plancher terrasse

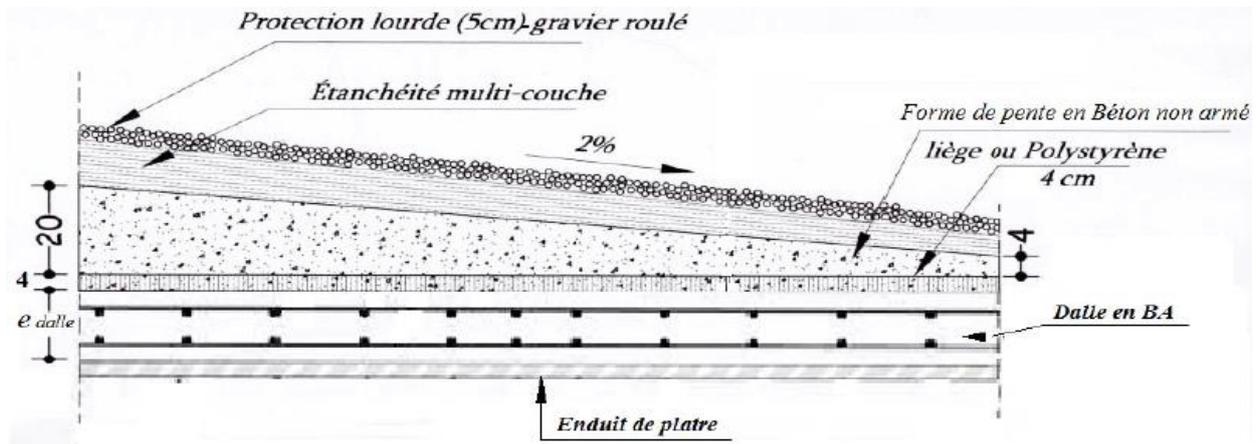


Figure II:3 : Détails d'un plancher terrasse inaccessible

Tableau II:1 : Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse

Couche	Épaisseur(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	$G(\text{KN}/\text{m}^2)$
Protection lourde en gravier roulé	0.05	16	0.8
Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Forme (béton) de pente	0.12	22	2.64
Liège	0.04	0.4	0.016
Dalle en béton armé	0.2	25	5
Enduit de plâtre	0.03	10	0.3
		G	8.88
		Q	1

- Étage courant :

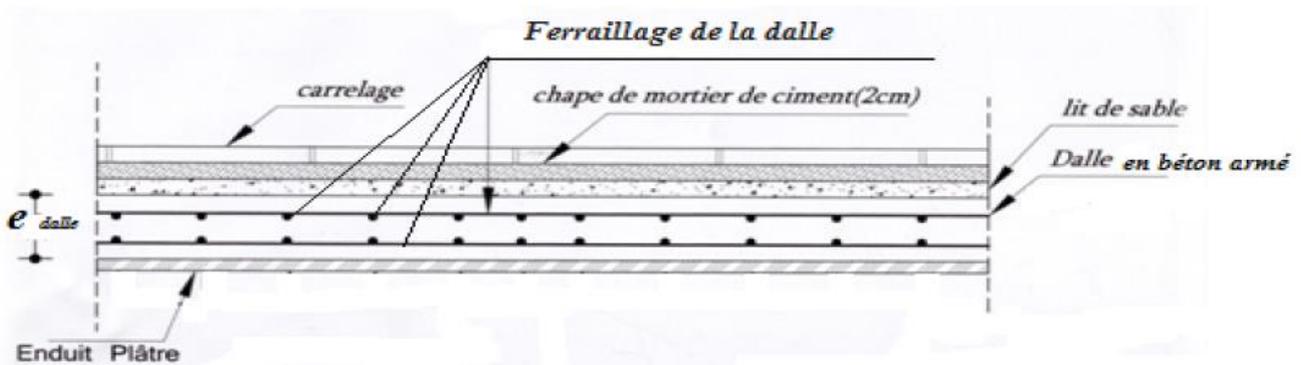


Figure II:4 : Détails d'un plancher étage

Tableau II:2 : Évaluation des charges et surcharges du plancher étage

Couche	Épaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage (2 cm)	0.02	22	0.44
Chape de ciment (2cm)	0.02	20	0.4
Lit de sable (3cm)	0.03	17	0.51
Dalle en béton armé	0.2	25	5
Enduit de plâtre	0.03	10	0.3
Cloisons en maçonnerie de briques	0.1	10	1
G			7.65
Q(habitation)			1.5
Q(service)			2.5
Q(commerce)			5

II.2.2 Balcons :

En plus des conditions de coupe-feu et d'isolation phonique, l'épaisseur de la dalle est conditionnée par : $e > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$

Donc on opte pour les balcons une dalle pleine de 16 cm

- Plancher balcon :

Tableau II:3 : Évaluation des charges et surcharges du balcon étage

Couche	Épaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
Revêtement en carrelage (2 cm)	0.02	22	0.44
Chape de ciment (2cm)	0.02	20	0.4
Lit de sable (3cm)	0.03	17	0.51
Dalle en béton armé	0.16	25	4
Enduit de ciment	0.03	18	0.54
Cloisons en maçonnerie de briques	0.1	10	1
G			6.89
Q			3.5

- Plancher balcon terrasse :

Tableau II:4 : Évaluation des charges et surcharges du balcon terrasse

Couche	Épaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
Protection lourde en gravier roulé	0.05	16	0.8
Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Forme (béton) de pente	0.12	22	2.64
Liège	0.04	0.4	0.016
Dalle en béton armé	0.16	25	4
Enduit de ciment	0.03	18	0.54
G			8.12
Q			1

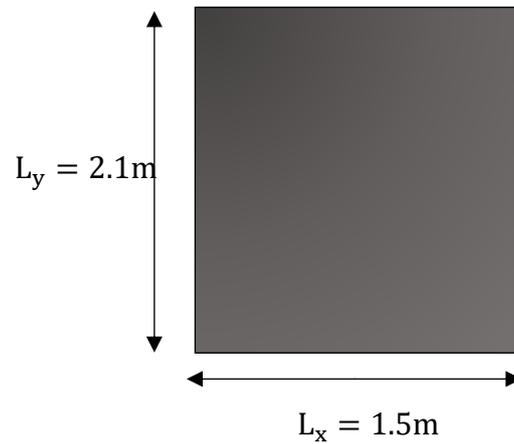
II.2.3 La dalle d'ascenseur :

La dalle d'ascenseur est une dalle pleine soumise à des charges importantes par rapport aux dalles de l'étage courant ou de terrasse, elle résiste au poids des machines et aux surcharges.

La dalle de l'ascenseur est un panneau de dimensions :

$$L_x = 1.5\text{m}$$

$$L_y = 2.1\text{m}$$



II.2.3.1 Dimensionnement de la dalle :

Il y a deux conditions à vérifier :

- Résistance à la flexion :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{210} = 0.71 > 0.4 \text{ Donc, La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{25} \Rightarrow \frac{150}{40} \leq e \leq \frac{150}{25} \Rightarrow 3.75\text{cm} \leq e \leq 6\text{cm}$$

Les dimensions de l'ascenseur sont choisies de sorte à assurer la protection contre le feu et le bruit. Pour cette raison, l'épaisseur de la dalle machine est prise égale à 20 cm.

II.2.3.2 Évaluation des charges et surcharges :

La dalle reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et une charge concentrée sous l'influence de la machine.

- a- Charge et surcharge de la dalle :

Tableau II:5 : Évaluation des charges et surcharges de la dalle d'ascenseur

Couche	Épaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Chape de ciment	0.02	20	0.4
Dalle en béton armé	0.2	25	5
		G	6.5
		Q	1

b- Charge et surcharge de la machine :

D'après les recommandations techniques de fabrication des ascenseurs, les charges de la machine sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II:6 : Évaluation des charges de la machine

Composants	$G_{\text{machine}}(\text{KN})$
Poids mort de la cage d'ascenseur	7
Cable	0.5
Contre poids	10.17
Treuil en haut + moteur	11
$G_{\text{tot,machine}}(\text{KN})$	28.67

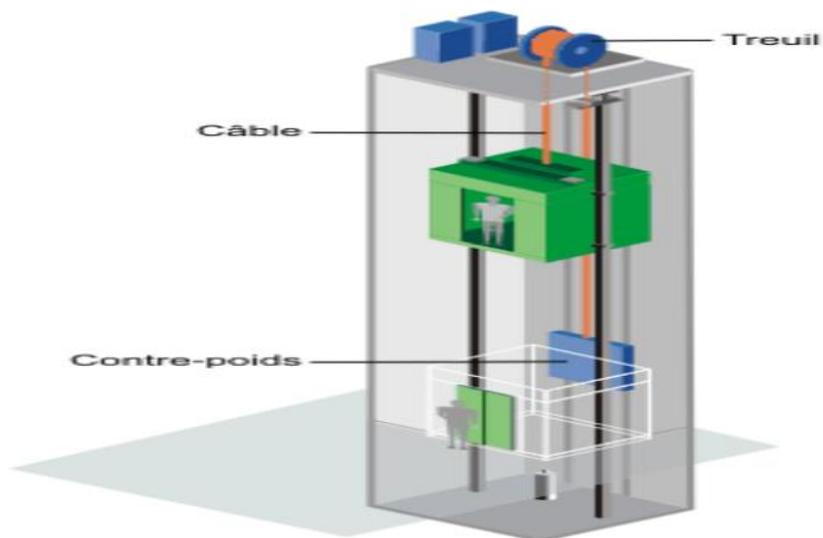


Figure II:5 : Constituants d'ascenseur

- Charge d'exploitation :

Dans ce projet, on a choisi un ascenseur de 600daN qui est destiné pour 8 personnes.

$$Q = 6\text{KN}$$

II.2.4 Les escaliers :

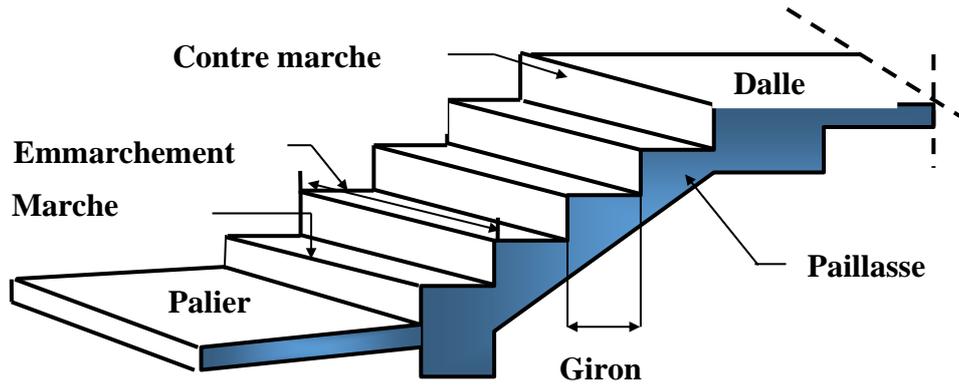


Figure II:6 : Constituants d'un escalier

Dans notre projet on a deux types d'escalier :

- Type I : escalier droit.
- Type II : escalier balancé à quartiers tournants.

II.2.4.1 Dimensionnement :

a. Le premier type : escaliers droits.

Pour l'étage courant, sous-sol : Hauteur d'étage : **H = 3.06 m.**

On a un escalier droit à trois volées et deux paliers de repos assurant la transition d'un niveau à un autre niveau dont la hauteur de transition $h_t = 1.02\text{m}$

- Hauteur et giron h et g :

Condition de BLONDEL :

$$58 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$g \geq 23 \text{ cm}$$

Avec : h : La hauteur de la contremarche.

g : giron.

H : La hauteur d'étage

On fixe la hauteur de la contremarche h à 17 cm.

D'après la formule de Blondel on a :

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

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

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

Donc la condition de Blondel est vérifiée.

1- Détermination du nombre de marches :

On trouve le nombre de contre marches correspondant : $n = 102 / 17 = 6$.

Le nombre de marches égale à : $n-1 = 5$ marches

Donc on aura 5 marches par volée.

2- Détermination de la longueur de la ligne de foulée (Le reculement) :

$$L = g (n-1) = 30 \times 5 = 150 \text{ cm.}$$

3- La hauteur de l'escalier par volée :

$$H' = 17 \times 6 = 102 \text{ cm} \quad H' = 1.02 \text{ m.}$$

4- L'angle de l'inclinaison de la volée (la pente) :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H'}{L} = \frac{1.02}{1.50} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.22^\circ$$

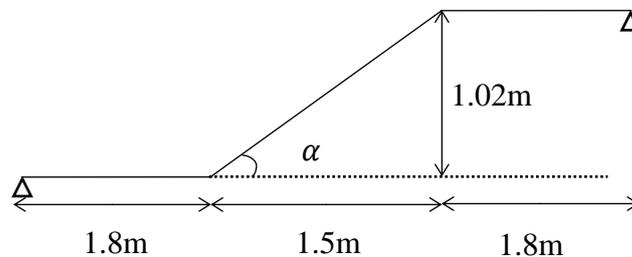


Figure II:7 : Schéma de la volée et du palier

5- La longueur de la paillasse :

$$L_p = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{1.02}{\sin (34.22)} = 1.8 \text{ m}$$

6- Épaisseur des escaliers :

La paillasse fonctionne comme une poutre de 1 m de largeur, elle doit résister à la flexion excessive.

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

$$e > \max \left(\frac{\text{Portée}}{30}; 10 \text{ cm} \right)$$

Portée = longueur de palier + longueur de paillasse

Pour la portée $L=5.1 \text{ m}$:

$$e > \max(17; 10 \text{ cm}) = 17 \text{ cm}$$

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

b. La deuxième partie : escalier balancé à quartiers tournants.

Il se calcule de la même façon : l'escalier est considéré comme un escalier droit en le mesurant à la ligne de foulée.

Les dimensions de notre escalier sont comme suit :

$h=17\text{cm}$; $g=30\text{cm}$; $e=16\text{cm}$

II.2.4.2 Évaluation des charges et surcharges des escaliers

Tableau II:7 : Évaluation des charges et surcharges de la volée de l'escalier

	Couche	Épaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
Volée	Revêtement en carrelage (2 cm)	0.02	22	0.44
	Chape de ciment (2cm)	0.02	20	0.4
	Poids propre de la paillasse	$0.2/\cos\alpha$	25	6
	Poids de la marche	$0.17/2$	22	1.87
	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
	G			
Q				2.5

Tableau II:8 : Évaluation des charges et surcharges du palier de l'escalier

	Couche	Épaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
Palier	Revêtement en carrelage (2 cm)	0.02	22	0.44
	Chape de ciment (2cm)	0.02	20	0.4
	Lit de sable (3cm)	0.03	17	0.51
	Poids propre de palier	0.2	25	5
	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
	G			
Q				2.5

II.2.5 Acrotère

- Dimension de l'acrotère :

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

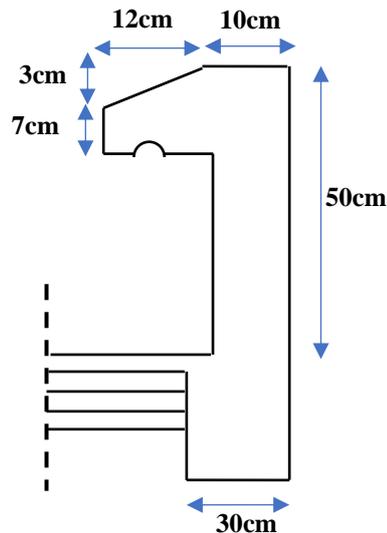


Figure II:8 : Acrotère terrasse inaccessible

- La surface totale de l'acrotère est donnée par :

$$S = \frac{(0.1+0.07)0.12}{2} + 0.5 \times 0.1 = 0.0602\text{m}^2$$

- Le périmètre de l'acrotère :

$$P = 0.4 + 0.12 + 0.07 + \sqrt{0.12^2 + (0.1 - 0.07)^2} + 0.1 + 0.5 = 1.3137\text{m}$$

- Le poids propre de l'acrotère pour une bande de 1.00 m :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.0602 = 1.505\text{KN/m}$$

Revêtement en ciment (e = 2cm) :

$$G = 18 \times 0.03 \times 1.3137 = 0.71\text{KN/m}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 1.505 + 0.71 = 2.22\text{KN/m}$$

- La charge d'exploitation de l'acrotère est tirée de DTR B.C.2.2.

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

II.3 Prédimensionnement des éléments principaux et évaluation des charges

II.3.1 Pré dimensionnement des poteaux :

II.3.1.1 Définition

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux en béton armé, assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations et le contreventement de la structure.

Ils doivent reprendre les efforts de compression, de flexion, mais également avoir une résistance au flambement.

Le pré dimensionnement des poteaux sera effectué sous l'effet de l'effort normal ultime de compression centrée selon les règles du CBA 93, en sélectionnant le poteau le plus sollicité. On

utilise un calcul basé sur la descente des charges pour évaluer les actions des charges permanentes et d'exploitation.

II.3.1.2 Étapes de Prédimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau, ensuite déterminer les charges permanentes (G) et d'exploitation (Q) revenant au poteau (descente de charge)
- Faire le calcul à l'ELU (BAEL91) et la vérification selon l'Art.7.4.1 du RPA99/V2003.

Selon l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à :

$$N_u \leq \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :

N_u : L'effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale

$$N_u = 1.35G + 1.5Q.$$

f_{c28} : résistance à la compression de béton $f_{c28}=30\text{Mpa}$;

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e=500\text{Mpa}$;

γ_b : coefficient de sécurité du béton, $\gamma_b = 1.5$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, $\gamma_s = 1.15$

α : un coefficient fonction de l'élancement mécanique du poteau λ . Selon l'article B.8.4.1 du BAEL : $\alpha = \frac{0.85}{\beta}$

$$\text{Si: } \lambda \leq 50: \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\text{Si: } 50 < \lambda < 70: \beta = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

a : le petit côté.

l_f : la longueur de flambement.

Pour éviter le flambement on prend $\lambda = 35$

$$\text{D'où : } \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1.2$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0.85}{\beta} = 0.71$$

Et d'après l'article B.8.4.1 du BAEL91, elle préconise de prendre la section réduite B_r :

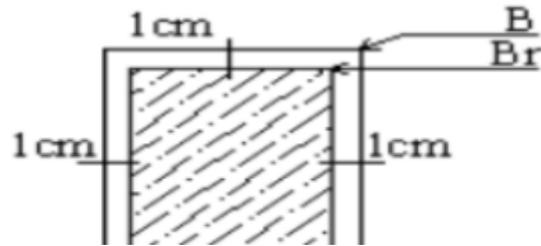


Figure II:9 : Section réduite du poteau rectangulaire

En enlevant une bande de largeur de «1cm » sur toute la périphérie de la section droite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

B_r : La section réduite du poteau (en cm^2)

$$B_r = (a - 2\text{cm}) \times (b - 2\text{cm})$$

On prend A_s la section minimale d'acier imposé par l'RPA qui égale à $0.8\%B_r$ en zone IIa.

Donc : La section réduite du poteau (B_r) donnée par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{0.8 f_e}{100 \gamma_s} \right)}$$

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'actions, $\theta = 1$

D'où :

$$B_r \geq \frac{1 \times N_u}{\frac{0.85}{1.2} \left(\frac{30}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.8 \times 500}{100 \times 1.15} \right)} = 0.055 N_u$$

Avec N_u en MN et B_r en m^2

On met descente de charge pour déterminer la section de poteaux.

1- Localisation de poteau le plus sollicité :

Le poteau central le plus sollicité est **(2-E)**

La surface d'influence est illustrée par la figure suivante et est donnée par :

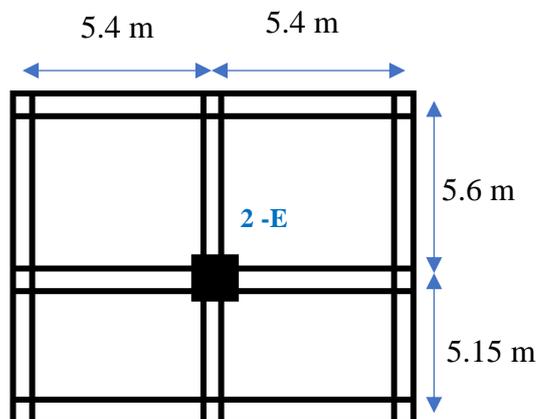


Figure II:10 : La surface d'influence du poteau central

- Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

$$S_{2-B} = \left(\frac{5.6+5.15}{2}\right)\left(\frac{5.4+5.4}{2}\right) = 29.025\text{m}^2$$

Pour tenir compte de la continuité des travées, le BAEL91/99 impose une majoration des charges de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiment comportant au moins trois travées. **Art (B.8.1.1) BAEL 91/99.**

$$S'_{2-E} = 1.1S_{2-E} = 31.9275\text{m}^2$$

- 2- Détermination des charges et surcharges :

- Charge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitations reprises par le poteau rectangulaire le plus chargé sont calculées par l'application de la loi de dégression :

Soit :

Au niveau de 10^{ème} étage : Q_0

Au niveau du 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Au niveau du 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Au niveau du 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Au niveau du 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Au niveau des étages inférieurs : $\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

Le nombre minimum d'étages pour appliquer la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas pour le bâtiment étudié.

Avec : n : Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_i : Les charges d'exploitation des planchers courants.

Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau :

Tableau II:9 : Efforts normaux N_Q par la descente des charges

Niveau	$Q_i(\text{KN/m}^2)$	$\sum Q_n(\text{KN/m}^2)$	$N_Q(\text{MN})$
Terrasse	1.0	/	/
Niv10	1.5	1.00	0.03
Niv9	1.5	2.50	0.08
Niv8	1.5	3.85	0.12
Niv7	1.5	5.05	0.16
Niv6	1.5	6.10	0.19
Niv5	1.5	7.00	0.22
Niv4	1.5	7.75	0.25
Niv3	1.5	8.50	0.27
Niv2	1.5	9.25	0.30
Niv1	2.5	10.00	0.32
RDC	5.0	11.40	0.36
Sous-sol	/	14.36	0.46

Avec : $N_Q = Q \times S$

S : surface offerte majorée.

- Charge permanente :

Pour tenir compte du poids propre des poteaux et poutres, on doit majorer la charge permanente G de 10%

$$G_{\text{majorée}} = 1.1 \times G$$

Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau :

Tableau II:10 : Efforts normaux N_Q par la descente des charges

Niveau	G_i (KN/m ²)	$G_{i,majoré}$ (KN/m ²)	$\sum G_{n,majoré}$ (KN/m ²)	N_G (MN)
Terrasse	8.88	9.76	/	/
Niv10	7.65	8.42	9.76	0.312
Niv9	7.65	8.42	18.18	0.580
Niv8	7.65	8.42	26.59	0.849
Niv7	7.65	8.42	35.01	1.118
Niv6	7.65	8.42	43.42	1.386
Niv5	7.65	8.42	51.84	1.655
Niv4	7.65	8.42	60.25	1.924
Niv3	7.65	8.42	68.67	2.192
Niv2	7.65	8.42	77.08	2.461
Niv1	7.65	8.42	85.50	2.730
RDC	7.65	8.42	93.91	2.998
Sous-sol	/	/	102.33	3.267

Avec : $N_G = G \times S$

S : surface offerte majorée.

3- Calcul de la charge limite ultime N_{ul} :

$$N_{ul} = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

4- Détermination de la section B_r :

On adopte des poteaux carrés (a=b) donc nous avons :

$$B_r = (a - 0.02)^2 \text{ D'où : } a = b = \sqrt{B_r} + 2 \text{ en cm}^2$$

Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau :

Tableau II:11 : Les sections des poteaux

Niveau	N_u (MN)	B_r (m ²)	a(cm)	Le choix
Terrasse	/	/	/	/
Niv10	0.47	0.03	18.06	45
Niv9	0.90	0.05	24.29	45
Niv8	1.33	0.07	29.05	45
Niv7	1.75	0.10	33.03	45
Niv6	2.16	0.12	36.50	45
Niv5	2.57	0.14	39.59	50
Niv4	2.97	0.16	42.40	50
Niv3	3.37	0.19	45.03	55
Niv2	3.77	0.21	47.51	55
Niv1	4.16	0.23	49.86	60
RDC	4.59	0.25	52.27	60
S-sol	5.10	0.28	54.95	60

5- Vérification de la section de poteau :

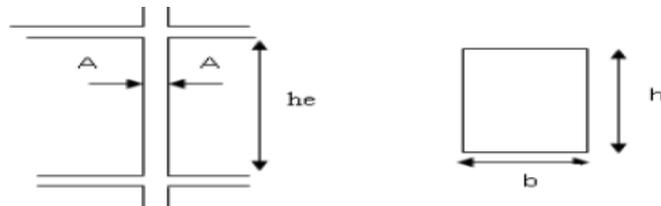


Figure II:11 : Dimension d'un poteau

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Zone IIb} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b \times h) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(b \times h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < b/h < 4 \end{array} \right.$$

Où : h_e : Hauteur d'étage libre

Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau :

Tableau II:12 : Vérification de la section de poteau

Étage	Poteaux	a = b	Condition $a > 30$	a/b	condition $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 1$	$h_e/20$	Condition $a > h_e/20$
10	45x45	45	Vérifiée	1	Vérifiée	14.3	Vérifiée
9							
8							
7							
6							
5	50x50	50	Vérifiée	1	Vérifiée	14.3	Vérifiée
4							
3	55x55	55	Vérifiée	1	Vérifiée	14.3	Vérifiée
2							
1	60x60	60	Vérifiée	1	Vérifiée	16	Vérifiée
RDC						19.4	Vérifiée
S-sol						14.3	Vérifiée

II.3.1.3 Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut se produire dans les éléments structuraux. Lorsque l'élément est élancé, la vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ (BAEL 91 modifié 99).}$$

Avec : λ : élancement du poteau.

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{ab^3}{12} = \frac{a^4}{12}$

$B = a \cdot b = a^2$: Section transversale du poteau

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{a}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II:13 : Vérification au flambement

Étage	Poteaux	L ₀ (cm)	λ
10	45x45	306	16.49
9			
8			
7			
6			
5	50x50	306	14.84
4			
3	55x55	306	13.49
2			
1	60x60	340	13.74
RDC		408	16.49
S-sol		306	12.37

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement.

Récapitulatif

Le prédimensionnement des poteaux s'est fait selon les règlements BAEL99 et RPA99/2003, les dimensions obtenues sont :

II.3.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, de sections rectangulaires, Leur rôle est de transmettre les charges de plancher aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux)

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par le BAEL 91 révisée 99 et vérifiées par la suite selon le RPA 99 / version 2003.

$$\text{Selon BAEL91/99 : } \begin{cases} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0.3 h < b < 0.8 h \end{cases}$$

$$\text{Selon RPA99/2003 : } \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Dans cette phase liée au prédimensionnement des poutres, on s'intéresse aux panneaux des dalle ayant les plus grandes dimensions.

On a deux types de poutres :

a. Les poutres principales :

On a : $L_{y,max} = 5.6m$

Donc $\frac{560}{15} < h < \frac{560}{10}$

On prend $h=45cm$

Et $0.3 \times 45 < b < 0.8 \times 45$

On prend $b=30cm$

- Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/2003 :

$b = 30cm > 20 cm$

$h = 45cm > 30 cm$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4$$

Les conditions du RPA99/2003 sont vérifiées.

Donc on opte des poutres principales de section (30x45) cm.

b. Les poutres secondaires :

On a : $L_{x,max} = 5.4m$

Donc $\frac{540}{15} < h < \frac{540}{10}$ On prend $h=40cm$

Et $0.3 \times 40 < b < 0.8 \times 40$ On prend $b=30cm$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/2003 :

$b = 30 cm > 20 cm$

$h = 40 cm > 30 cm$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$$

Les conditions du RPA99/2003 sont vérifiées.

Donc on opte des poutres secondaires de section (30x40) cm.

II.3.3 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armée. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme où vent.) et d'autre part à assurer la transmission des charges et des surcharges vers la fondation.

II.3.3.1 Détermination de l'épaisseur :

Selon ce même article, l'épaisseur minimale soit de 15 cm, de plus, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure (II:12) :

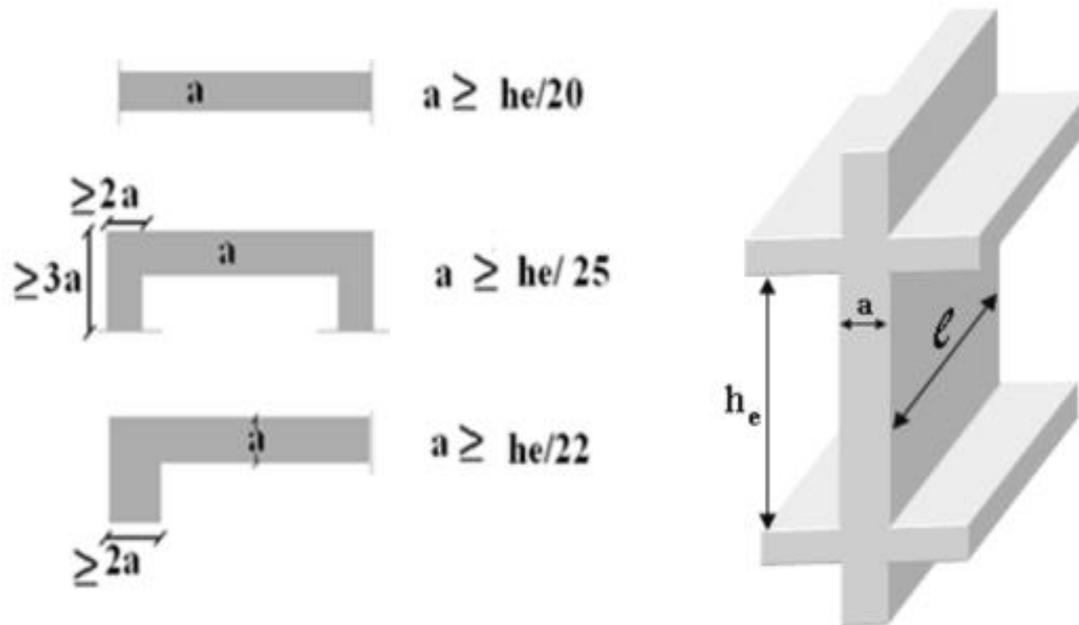


Figure II:12 : Pré dimensionnement des voiles

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type (cas le plus défavorable) avec :

$$h_e = h_{\text{etage}} - e_{\text{dalle}} = 4.08 - 0.2 = 3.88 \text{ m.}$$

$$\text{Et } a \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$$

$$\text{Donc } a \geq \max\left(\frac{3.88}{20}; 15 \text{ cm}\right) = 19.4 \text{ cm.}$$

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

II.3.3.2 Longueur de voile L :

Selon l'article 7.7.1 du RPA99 ver 2003, le voile doit satisfaire à la condition suivante : $L < 4a$ sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

$$\text{Donc : } L \geq 4a = 80 \text{ cm}$$

II.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé, conformément aux normes en vigueur en Algérie (BAEL99 et RPA99/2003), le prédimensionnement des éléments constituant l'ouvrage afin de modéliser la structure de l'ordre de grandeur adéquat.

CHAPITRE III :
**Étude des éléments non
structuraux**

III. Étude Des Éléments Non Structuraux

III.1 Introduction :

Ce chapitre consiste en l'étude des éléments secondaires du bâtiment qui sont :

- Acrotère.
- Balcon
- Escalier.
- Plancher.

Pour les éléments secondaires, leur étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne participent pas directement à la reprise de ces efforts)

III.2 Étude de l'acrotère :

III.2.1 Principe de calcul :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base. Il est soumis à son poids propre G et à une charge horizontale Q

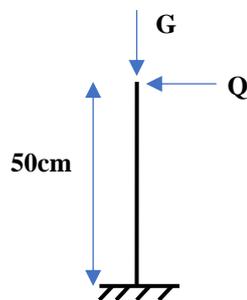


Figure III:1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.2.2 Évaluation des charges :

L'acrotère est sollicité par les actions suivantes :

- Charge permanente : $G = 2.22\text{KN/m}$
- Surcharge d'exploitation sur l'acrotère : $Q = 1\text{KN/m}$
- La force sismique F_p :

Selon le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4C_p \times A \times W_p$$

Avec :

F_p : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures.

C_p : facteur de force horizontal

W_p : Poids de l'élément considéré

A: Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.

Dans notre cas on a :

$$A = 0.2 \text{ (zone sismique IIb; groupe d'usage 2).}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (tableau 6.1, RPA99/2003).}$$

$$W_p = 2.22 \text{ KN/ml.}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.2 \times 2.22 = 1.42 \text{ kN/m}$$

Les charges appliquées sur l'acrotère sont les suivantes :

$$G = 2.22 \text{ kN/ml}$$

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

$$F_p = 1.42 \text{ KN/m}$$

III.2.3 Évaluation de sollicitation :

Le calcul se fera au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire donc :

$$G = 2.22 \text{ kN}$$

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

$$F_p = 1.42 \text{ KN}$$

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont :

- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G = 2.22 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement dû :
- A la surcharge Q : $M_Q = Q \times H = 0.5 \text{ KN.m}$
- À la force sismique : $M_{F_p} = F_p \times H = 0.71 \text{ KN.m}$

Effort tranchant dû :

- A la surcharge Q : $T_Q = Q = 1 \text{ KN}$
- À la force sismique : $T_{F_p} = F_p = 1.42 \text{ KN}$

III.2.4 Combinaison de sollicitation :

Les combinaisons de sollicitation à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant :

Tableau III:1 : Combinaison de sollicitation de l'acrotère

Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	T(KN)
1.35G+1.5Q	3	0.75	1.5
G+Q	2.22	0.5	1
G+Q+E	2.22	1.21	2.42

III.2.5 Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul de ferrailage se fera pour une section transversale en flexion composée (b. h) cm² avec une vérification à l'ELS.

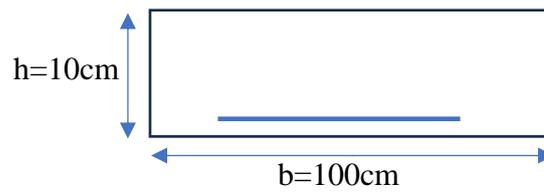


Figure III:2 : Section de calcul de l'acrotère

Avec :

h : Épaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 100 cm.

c et c' : Enrobage : 2 cm.

d = h - c : Hauteur ultime : 8cm

III.2.5.1 Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :

$N_u > 0 \rightarrow$ La section travail à la compression. Donc, il y a risque de flambement.

On calcule les paramètres suivants [5] :

a. L'excentricité :

$$e = e_0 + e_a$$

e_0 : L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{3} = 25 \text{ cm}$$

e_a : Une excentricité additionnelle :

$$e_a > \max \left(2\text{cm}; \frac{L(\text{cm})}{250} \right)$$

$$e_a > \max(2\text{cm}; 0.2\text{cm}) = 2\text{cm}$$

$$e = e_0 + e_a = 27$$

b. Coefficient de correction γ_n :

$$\gamma_n = \begin{cases} 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \text{ si } \frac{e_0}{h} < 1 \\ 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \left(\frac{h}{e_0} \right) \text{ si } \frac{e_0}{h} > 1 \end{cases}$$

Calcul $\frac{e_0}{h}$:

$$\frac{e_0}{h} = \frac{25}{100} = 0.25 < 1 \rightarrow \gamma_n = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

Calcul de l'élanement λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2L_0 = 2H$$

i : Rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

I : Moment d'inertie de la section : $I = \frac{bh^3}{12}$

A : Section de l'élément : $A = bh$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{12}H}{h} = \frac{2\sqrt{12} \times 50}{10} = 34.64$$

$$\gamma_n = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = \gamma_n = 1 + 0.2 \left(\frac{34.64}{35} \right)^2 = 1.2$$

c. Majoration des sollicitations :

$$N_u = \gamma_n N_{u0}$$

$$M_u = \gamma_n M_{u0} + N_u e_a$$

Alors :

$$N_u = 1.2 \times 3 = 3.6\text{KN}$$

$$M_u = 1.2 \times 0.75 + 3.6 \times 2 \times 10^{-2} = 0.972\text{KN.m}$$

La section peut être soit entièrement ou bien partiellement comprimée. Afin de détecter le mode de travail, on calcule les coefficients suivants :

$$a = (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.5} = 17 \text{MPa}$$

$$a = (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} = (0.337 \times 10 - 0.81 \times 2)100 \times 10 \times 17 = 29.75 \text{KN. m}$$

$$b = N_u(d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = N_u e_A$$

$$e_A = \left(\frac{h}{2} - d\right) + e = \left(\frac{10}{2} - 8\right) + 27 = 24 \text{cm}$$

$$b = 3.6(8 - 2) - 3.6 \times 24 = -0.06 \text{KN. m}$$

$a > b$: la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uA} de la section ($b \times h$)

d. Moment fictif :

$$M_{uA} = N_u e_{As}$$

e_{As} : est la distance entre le centre de pression et la nappe d'armature.

$$e_{As} = e_0 + \frac{h}{2} - d' = 25 + \frac{10}{2} - 2 = 28 \text{cm}$$

$$M_{uA} = N_u e_{As} = 3.6 \times 28 = 1.01 \text{KN. m}$$

e. Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.5} = 17 \text{MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu = 0.093$$

$$\mu < \mu_{ab} = 0.187 \rightarrow \text{Le calcul se fait au pivot A} \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b < 3.5\text{‰} \end{cases} \text{ et } A_{sc} = 0$$

f. Calcul de la section fictive des armatures :

$$A_s = \frac{M_{uA}}{z\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.12 \rightarrow z = 7.62 \text{cm}$$

$$\text{D'où } A_s = 0.3 \text{cm}^2$$

g. Calcul de la section réelle des armatures :

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_s = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3 \times 10^2 - \frac{3.6 \times 10^3}{434.78} = 0.22 \text{ cm}^2$$

On prend : $5\emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91/99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$: Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont inférieures à celles calculées à L'ELU,

Donc on adopte : $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$ répartie sur 100cm avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

III.2.5.2 Calcul du ferrailage transversal :

a. Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{1.5}{100 \times 8} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b. Calcul des armatures de répartition :

On prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ répartie sur 50 cm de hauteur, avec un espacement :

$$S_t = \frac{50}{3} = 15\text{cm}$$

III.2.5.3 Vérification des dispositions d'armatures : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armature principale :(verticale)

$$S_p = 25\text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33\text{ cm}) = 30\text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

avec h: hauteur de la section = 10 cm

- Armature transversale :(répartition)

$$S_s = 15\text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45\text{ cm}) = 40\text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.6 Conclusion :

On prend comme valeur de section des armatures inférieur ($A_s = 2.51\text{ cm}^2$) et pour des raisons pratique et car Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone supérieur ($A_1 = 2.51\text{ cm}^2$).

Le détail de ferrailage est représenté dans la figure suivante :

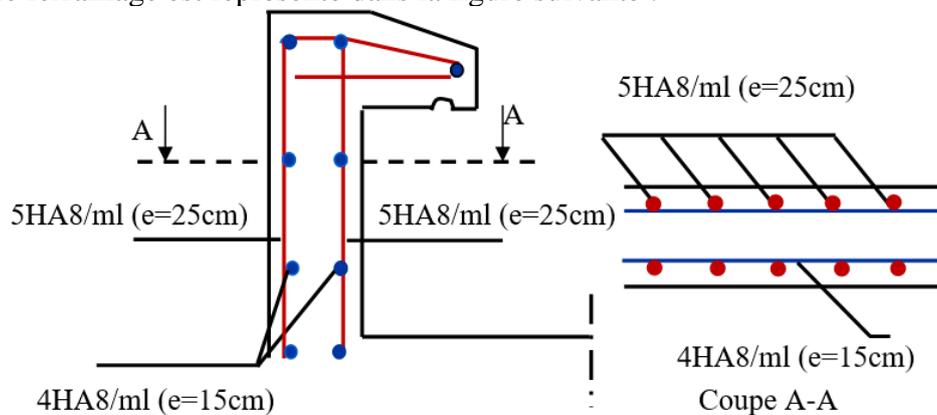
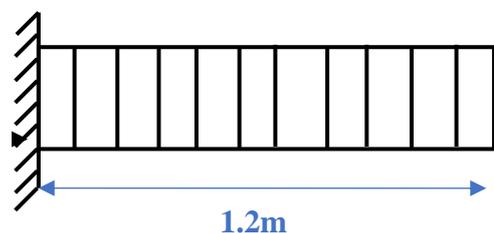


Figure III:3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3 Étude de balcons :

III.3.1 Définition :

Le balcon est considéré comme une console en béton armée, encastrée à son extrémité dans la poutre de longueur de 1.20m et d'épaisseur de 16 cm. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m.



Les dimensions des balcons sont représentées sur la figure ci-après :

Épaisseur de la dalle : $e = 16 \text{ cm}$

Petite portée : $L_x = 120 \text{ cm}$

Grande portée : $L_y = 540 \text{ cm}$

Section du balcon : $S = 6.48 \text{ m}^2$

III.3.2 Évaluation des charges :

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

Charge permanentes : $G = 6.89 \text{ KN/m}^2$

Surcharges sur le balcon : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

III.3.3 Calcul des sollicitations :

On fait le calcul pour 1 mètre linéaire donc :

$$G = 6.89 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}$$

- Moment d'encastrement :

On a la portée libre de balcon est de 1.50 m, donc :

$$M_G = \frac{G l^2}{2} = 4.96 \text{ kN.m}$$

$$M_Q = \frac{Q l^2}{2} = 2.52 \text{ kN.m}$$

À l'ELU :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 10.48 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$M_{\text{ser}} = M_G + M_Q = 7.48 \text{ KN.m}$$

III.3.4 Ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$$b = 1 \text{ m}, h = 16 \text{ cm}, d = 0.9h = 14.4\text{cm}, d'=c=1.6\text{cm}$$

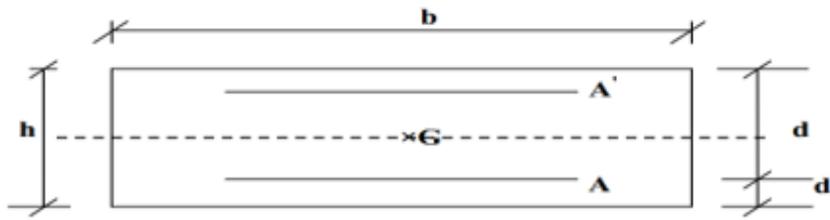


Figure III:4 : Section de calcul de balcon

- Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.03$$

$$\mu < \mu_{ab} = 0.187 \rightarrow \text{Le calcul se fait au pivot A} \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b < 3.5\text{‰} \end{cases}$$

La section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

III.3.5 Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038 \rightarrow z = 14.18 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } A_s = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4\emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91/99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$ Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont inférieures à celles calculées à L'ELU,

Donc on adopte : $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ répartie sur 100cm avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

III.3.6 Ferrailage transversal :

Selon le BAEL91 (art A-5-2-2), les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas de reprise de bétonnage et que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 3\text{MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = (1.35G + 1.5Q)l = 17.46\text{KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{17.46}{100 \times 14.4} = 0.12\text{MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifié

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

Conclusion : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.7 Calcul des armatures de répartition :

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On prend : $4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Donc on adopte $4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ répartie sur 100 cm de hauteur, avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.8 Vérification des espacements des barres : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

Armature principale :

$$S_p = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon = 16cm

Armature transversale :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.3.9 Vérification des contraintes et flèches à l'ELS ;

III.3.9.1 Vérification des contraintes :

- a. État limite de compression du béton BAEL91/99, ART.A.5.4.2 :
 - Calcul de la position de l'axe neutre :

$$\sum \text{Moment statique} / AN = 0$$

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est : $y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$

On trouve : $y = 3.24 \text{ cm}$

- Calcul du moment d'inertie :

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

On trouve : $I = 6999.84 \text{ cm}^4$

- Calcul des contraintes dans le béton

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I}$

Avec : $M_{ser_{max}} = 7.48 \text{ kN.m}$

On trouve : $\sigma_{bc} = 3.46 \text{ MPa}$

- Vérification de contrainte :

La contrainte admissible de compression du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 3.46 < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc, la contrainte de béton est vérifiée.

b. État limite d'ouverture des fissures BAEL91/99, ART.A.5.4.3 :

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right] = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 178.85 < \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc, la contrainte de traction est vérifiée.

III.3.9.2 Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99

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

$$\left(\frac{h}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow \frac{0.16}{1.2} = 0.133 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}} \right) \Rightarrow 0.133 > \frac{1}{10} = 0.1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow 2.18 \times 10^{-3} < \frac{4.2}{500} = 8.4 \times 10^{-3} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

M_{ser} : moment maximum en travée.

M_{ser0} : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante.

$h = 16\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=14.4\text{cm}$; $L=1.2\text{m}$; $A_s = 3.14\text{cm}^2$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Le détail de ferrailage est représenté dans la figure suivante :

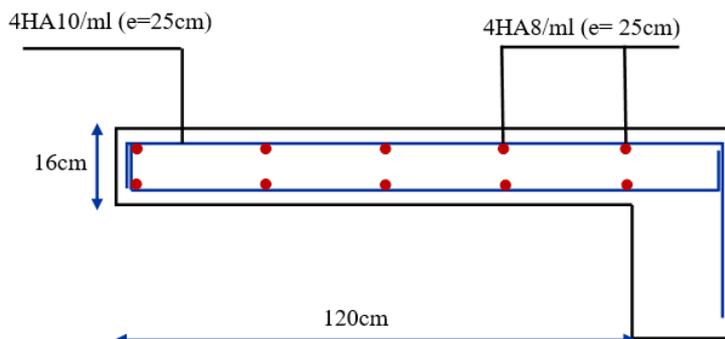


Figure III:5 : Schéma de ferrailage du balcon

III.4 Étude des escaliers :

L'escalier de l'ouvrage étudié (Figure III :4) est un escalier droit comportant trois volées AB, BC et CD avec deux paliers intermédiaires

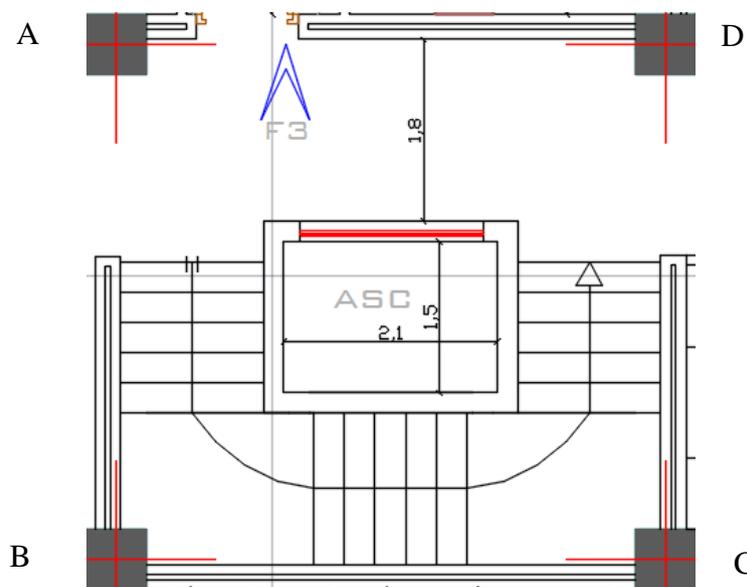


Figure III:6 : Vue en plan

III.4.1 Évaluation des charges

La modélisation de l'ensemble (paillasse + palier) est une poutre simplement appuyée, à trois travées et de section transversale (100x20 cm²), soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre prédimensionnement et descente de charge.

Pour une bande de 1 ml de largeur de la volée :

Tableau III:2 : Évaluation des charges

Les charges	Paillasse	Palier de repos
Charge permanente G(KN/m)	9.07	6.71
Charge d'exploitation Q(KN/m)	2.5	2.5

III.4.2 Combinaisons des charges :

Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III:3: Combinaison de charge

	Paillasse	Palier de repos
À L'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$	15.99	12.81
À L'ELS : $P_{ser} = G + Q$	11.57	9.21

III.4.3 Étude de la partie BC (volée II) :

La figure ci-dessous schématise la volée I de notre escalier.

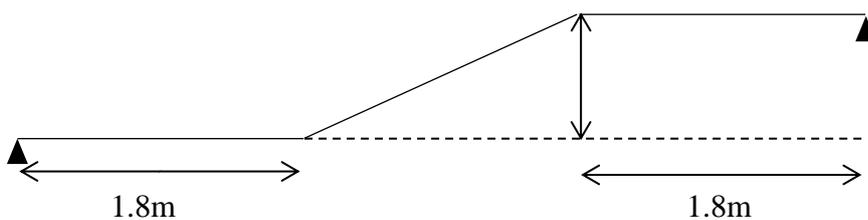


Figure III:7: Schéma statique de la partie BC

1. Calcul de la Charge équivalente uniforme :

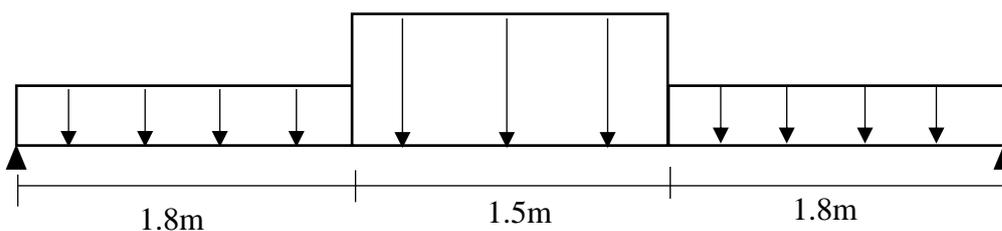


Figure III:8: Schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers

$$q_e = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i}$$

2. Évaluation de la sollicitation :

$$M_{\max} = \frac{q_e L^2}{8}$$

$$T_{\max} = \frac{q_e L}{2}$$

Remarque :

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

Donc :

Aux appuis : $M_a = -0.5M_{\max}$

En travées : $M_t = 0.75M_{\max}$

Les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III:4:Sollicitations du calcul

	q_e (KN/m)	M_{\max} (KN. m)	M_a (KN. m)	M_t (KN. m)
ELU	13.75	44.70	22.35	33.53
ELS	9.90	32.18	16.09	24.14

3. Calcul du ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 18 \text{ cm}$; $d' = C' = 2 \text{ cm}$

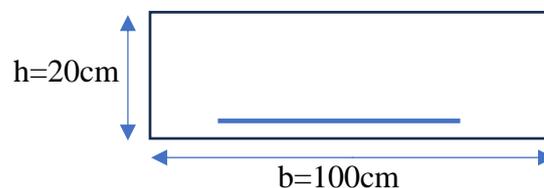


Figure III:9: Section de calcul de l'escalier

Les étapes de calcul du ferrailage sont résumées dans l'organigramme de la flexion simple

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Position	M_u	μ_U	$\mu_{ab} = 0.187$	α	$z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$
Appui	22.35	0.041	$\mu_U < \mu_1$	0.052	17.63	2.91
Travée	33.53	0.061	$\mu_U < \mu_1$	0.079	17.43	4.42

Tableau III:5: Ferrailage longitudinal calculé

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91/99)

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$ Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont inférieures à celles calculées à L'ELU,

Tableau III:6: Ferrailage adopté

Position	$A_s(\text{cm}^2)$	Choix	A_s adoptée	$S_t(\text{cm})$	$A_r(\text{cm}^2)$	Choix	A_s adoptée
Appui	2.91	5HA10	3.93	25	0.98	5HA10	3.93
Travée	4.42	5HA12	5.65	25	1.41	5HA10	3.93

4. Calcul du Ferrailage transversal :

Selon l'art A-5-2-2 du BAEL91, les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas de reprise de bétonnage et que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = \frac{q_e L}{2} = 13.75 \times \frac{5.1}{2} = 35.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{35.01}{100 \times 0.9 \times 20} = 0.19 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifié

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

Conclusion : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

5. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (FPP) car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries donc aucune vérification sur la contrainte d'acier est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Tableau III:7 : Vérification à l'ELS

Position	M _{ser} (kN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Appui	16.09	4.05	13686.14	4.75	18	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travée	24.14	4.74	18451.27	6.2	18	σ _{bc} < σ̄ _{bc}

6. Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99

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

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.039 < 0.0625) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.039 < 0.075) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (3.14 \times 10^{-3} < 8.4 \times 10^{-3}) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20\text{cm} ; b=100\text{cm} ; d=18\text{cm} ; L=5.1\text{m} ; A_s = 5.65\text{cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 22.24\text{KN. m} ; M_{0, ser} = 29.65\text{KN. m}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

- Calcul de la flèche : (Art B.6.5.2) BAEL91/99

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} \leq \bar{f}$$

Avec ;

$$\bar{f} = 0.5\text{cm} + \frac{L}{1000}$$

$$\begin{cases} f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} \\ f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i} \\ f_{pi} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i} \end{cases}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{30} = 34179.56\text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496.76\text{MPa}$$

$$M_g = 18.05\text{KN. m}$$

$$M_{ser} = 24.14\text{KN. m}$$

I_{fi} : Moment d'inertie fictive :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_i} \\ I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} \end{cases}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 72090.67 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_s = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) \\ \mu_v = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_v + f_{t28}} ; 0 \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \\ \sigma_v = \frac{15 M_g}{I} (d - y) \end{cases}$$

$$\delta = \frac{A_s}{bd}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$\delta = \frac{A_s}{bd}$	3.14×10^{-3}
$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$	7.64MPa
$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$	3.06MPa
$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y)$	260.03MPa
$\sigma_v = \frac{15 M_g}{I} (d - y)$	194.43MPa

$\mu_s = \text{Max}\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}; 0\right)$	0.26
$\mu_v = \text{Max}\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_v + f_{t28}}; 0\right)$	0.13
$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_i}$	26553.62cm ⁴
$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$	56731.82cm ⁴
$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_{fv} \times E_v}$	0.72m
$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i}$	0.52cm
$f_{pi} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i}$	0.69cm

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} = 0.72 - 0.52 + 0.69 = 0.89\text{cm}$$

$$\bar{f} = 0.5\text{cm} + \frac{L}{1000} = 1.01\text{cm}$$

$\Delta f_t = 0.89 < \bar{f} = 1.01$ condition vérifiée

III.4.4 Étude de la partie AB (volée I) :

AB et CD sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur la volée CD.

On applique les mêmes étapes abordées dans l'étude de la partie BC

On prend une section 5HA10 en appui et sur travée

Le détail de ferrailage est représenté dans la figure suivante :

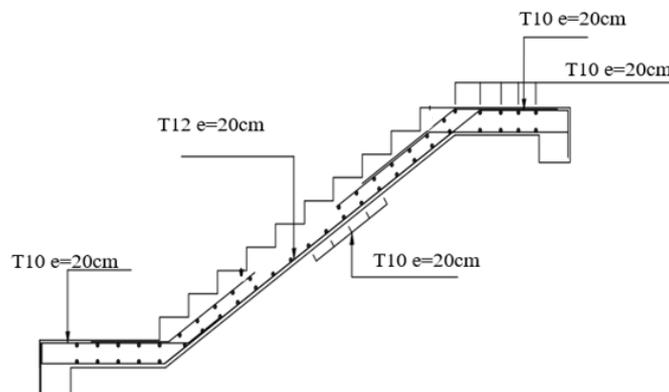


Figure III:10 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5 Étude des planchers :

Tous les planchers de cet ouvrage sont de type dalle pleine en béton armé d'épaisseur $e = 20$ cm avec un enrobage de 2 cm. Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action de charges verticales. L'acier utilisé comme armatures est un Fe E500.

Les dimensions du panneau le plus sollicité sont :

$$L_x = 5.1 \text{ m}$$

$$L_y = 5.3 \text{ m}$$

III.5.1 Combinaison de charge :

Les chargements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III:8 : Combinaison de charge des planchers

Niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU	ELS
Sous-sol et 1 ^{ère} étage	7.65	2.5	14.08	10.15
RDC	7.65	5	17.83	12.65
2 ^{-ème} jusqu'au 10 ^{ème} étage	7.65	1.5	12.58	9.15
Plancher terrasse	8.88	1	13.49	9.88

III.5.2 Évaluation des sollicitations :

L'évaluation des moments maximaux se fait par les abaques de Pigeaud, cette méthode a publié dans les annales des Ponts et Chaussées (janvier-février 1921)

On utilise la méthode forfaitaire proposée par le B.A.E.L 91 indiquée à l'annexe pour le calcul des moments et des efforts tranchants de dimensionnement.

Cette méthode est utilisée uniquement dans le cas des charges uniformément réparties

1. Déterminer les moments isostatiques M_{0x} , M_{0y} en considérant les dalles simplement appuyées :

Les moments isostatiques de la dalle sont calculés suivant le sens de la :

Petite portée : $M_{0x} = \mu_x q L_x^2$

Grande portée : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de α , 2 cas peuvent se présenter :

$\nu = 0.2$: (État fissuré) hypothèse à retenir pour l'état limite ultime ;

$\nu = 0$: (État non fissuré) hypothèse à retenir pour l'état limite de service.

Avec : ν : coefficient de Poisson

Dans notre cas :

Les dimensions du panneau le plus sollicité sont : $\begin{cases} L_x = 5.1\text{m} \\ L_y = 5.3\text{m} \end{cases}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.96 \approx 1 \rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.037 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \text{ et ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.044 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{Donc, } \begin{cases} M_{0x} = \mu_x q L_x^2 \\ M_{0y} = M_{0x} \end{cases}$$

Pour une bande de 1 m de largeur de la dalle :

Tableau III:9 : Évaluation des sollicitations des planchers

Niveau	ELU		ELS	
	q_u (KN/m)	M_0 (KN. m)	q_{ser} (KN/m)	M_0 (KN. m)
Sous-sol et 1 ère étage	14.08	13.55	10.15	11.62
RDC	17.83	17.16	12.65	14.48
2-ème jusqu'au 10ème étage	12.58	12.11	9.15	10.47
Plancher terrasse	13.49	12.98	9.88	11.31

2. Détermination des moments en tenant compte de continuité :

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

Pour un panneau de rive (à l'extrémité de la dalle) :

$$\text{Sur appui : } \begin{cases} \text{de rive: } M_{ax,extreme} = -0.3M_{0x} \\ \text{continu: } M_{ax,continu} = -0.5M_{0x} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} \end{cases}$$

Pour un panneau continu :

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = -0.5M_{0x}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

Tableau III:10 : Moments aux appuis et en travées à l'ELU

ELU		Panneau de rive		Panneau continu
		M _{extreme} (KN. m)	M _{continu} (KN. m)	
Sous-sol et 1 ^{ère} étage	Appui	-4.07	-6.78	-6.78
	Travée	11.52		10.16
RDC	Appui	-5.15	-8.58	-8.58
	Travée	14.59		12.87
2 ^{ème} jusqu'au 10 ^{ème} étage	Appui	-3.63	-6.06	-6.06
	Travée	10.29		9.08
Plancher terrasse	Appui	-3.89	-6.49	-6.49
	Travée	11.03		9.74

Tableau III:11 : Moments aux appuis et en travées à l'ELS

ELS		Panneau de rive		Panneau continu
		M _{extreme} (KN. m)	M _{continu} (KN. m)	
Sous-sol et 1 ^{ère} étage	Appui	-3.49	-5.81	-5.81
	Travée	9.88		8.72
RDC	Appui	-4.34	-7.24	-7.24
	Travée	12.31		10.86
2 ^{ème} jusqu'au 10 ^{ème} étage	Appui	-3.14	-5.24	-5.24
	Travée	8.90		7.85
Plancher terrasse	Appui	-3.39	-5.66	-5.66
	Travée	9.61		8.48

3. Les efforts tranchants maximaux sont donnés par :

$$\text{Au milieu de } L_x: V_{\max} = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x}$$

$$\text{Au milieu de } L_y: V_{\max} = \frac{P \times L_x}{3}$$

Tableau III:12 : Les efforts tranchants maximaux des planchers

Niveau	Suivant	q_u (KN/m)	V_u (KN)
S-sol+1etage	X	14.08	24.24
	Y		23.94
RDC	X	17.83	30.70
	Y		30.31
2 ^{eme} jusqu'au 10 ^{eme} etage	X	12.58	21.66
	Y		21.39
Plancher terrasse	X	13.49	23.23
	Y		22.93

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de l'appuis de rive de 10%.

III.5.3 Détermination des sections d'armature à l'ELU ;

Le ferrailage de la dalle se fait en flexion simple pour une section ($100 \times 20 \text{ cm}^2$), comme dans la figure (III :8)

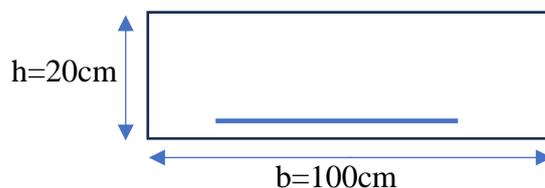


Figure III:8 : Section du calcul

Avec :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; d = 0.9h = 18 \text{ cm}; d' = c' = 2 \text{ cm}$$

Les étapes de calcul du ferrailage sont résumées dans l'organigramme de la flexion simple

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

- Panneau continue :

Tableau III:13 : sections d'armature pour panneau continue

Niveau	Suivant	μ	Pivot	α	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
S-sol+1etage	Appui	0.012	A	0.02	17.89	0.87
	Travée	0.018	A	0.02	17.83	1.31
RDC	Appui	0.016	A	0.02	17.86	1.11
	Travée	0.023	A	0.03	17.79	1.66
2jusqu'au10	Appui	0.011	A	0.01	17.90	0.78
	Travée	0.016	A	0.02	17.85	1.17
Plancher terrasse	Appui	0.012	A	0.01	17.89	0.83
	Travée	0.018	A	0.02	17.84	1.26

- Panneau de rive

Tableau III:14 : Section d'armature pour panneau de rive

Niveau	Suivant	μ	Pivot	α	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$
S-sol+1etage	Appui de rive	0.007	A	0.01	17.93	0.52
	Travée	0.021	A	0.03	17.81	1.49
RDC	Appui de rive	0.009	A	0.01	17.92	0.66
	Travée	0.026	A	0.03	17.76	1.89
2jusqu'au10	Appui de rive	0.007	A	0.01	17.94	0.47
	Travée	0.019	A	0.02	17.83	1.33
Plancher terrasse	Appui de rive	0.007	A	0.01	17.94	0.50
	Travée	0.020	A	0.03	17.82	1.42

Vérification : $A_s > A_{\min}$

$$\text{Avec : } A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max\{2\text{cm}^2; 1.99\text{cm}^2\} = 2\text{cm}^2$$

$$A_s = 4\emptyset 10 = 3.14\text{cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

D'où $A_s > A_{\min}$ condition vérifié

- Quantité d'armature minimale :

Selon le BAEL91 (ArtB7.4), La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_x > \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} b \cdot h$$

$$A_y > \rho_0 b \cdot h$$

Avec : $\rho_0 = 0.0006$ pour FeE500

$$A_x > 0.6 \times 10^{-3} \times \frac{3-0.96}{2} \times 100 \times 20 = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_y > 0.6 \times 10^{-3} \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- Espacement des barres (art A.7.2.4.2 BAEL91/99)

Pour une fissuration préjudiciable, l'espacement est donné par la formule suivante :

Dans le sens X : $S_{tx} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

$$S_{tx} = 20\text{cm}$$

Dans le sens Y : $S_{ty} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

$$S_{ty} = 20\text{cm}$$

- Choix des barres :
- Panneau continue :

Tableau III:15 : Choix des barres pour panneau continue

Niveau	Position	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{s\text{asoptée}}$
S-sol+1etage	Appui	0.87	1.22	4Ø10	3.14
	Travée	1.31			
RDC	Appui	1.11			
	Travée	1.66			
2jusqu'au10	Appui	0.78			
	Travée	1.17			
Plancher terrasse	Appui	0.83			
	Travée	1.26			

- Panneau de rive :

Tableau III:16 : Choix des barres pour panneau de rive

Niveau	Position	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Choix	A_s adoptée
S-sol+1etage	Appui de rive	0.52	1.22	4Ø10	3.14
	Travée	1.49			
RDC	Appui de rive	0.66			
	Travée	1.89			
2jusqu'au10	Appui de rive	0.47			
	Travée	1.33			
Plancher terrasse	Appui de rive	0.50			
	Travée	1.42			

III.5.4 Calcul de ferrailage transversale (armature de cisaillement) :

Selon le BAEL91 (art A-5-2-2), les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas de reprise de bétonnage et que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.4\text{MPa}$$

$$\text{On a : } V_{u\max} = 33.77\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.19\text{MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifié

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

Conclusion : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.5 Vérification des contraintes et flèches à l'ELS ;

III.5.5.1 Vérification des contraintes :

- État limite de compression du béton BAEL91/99, ART.A.5.4.2 :

- Calcul de la position de l'axe neutre :

$$\sum \text{Moment statique} / AN = 0$$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est : $y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$

On trouve : $y=3.67\text{cm}$

- Calcul du moment d'inertie :

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

On trouve : $I = 11319.62\text{cm}^4$

Calcul des contraintes dans le béton

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I}$

Avec : $M_{ser_{max}} = 12.31\text{KN.m}$

On trouve : $\sigma_{bc} = 4\text{MPa}$

1- Vérification de contrainte :

La contrainte admissible de compression du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18\text{MPa}$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 4 < \bar{\sigma}_{bc} = 18\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc, la contrainte de béton est vérifiée.

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

III.5.5.2 Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99

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

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.039 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0.039 > 0.085) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (1.74 \times 10^{-3} < 8.4 \times 10^{-3}) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

M_{ser} : moment maximum en travée.

M_{ser0} : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante.

$$h_t = 20\text{cm} ; b=100\text{cm} ; d=18\text{cm} ; L=5.1\text{m} ; A_s = 3.14\text{cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 12.31\text{KN.m} ; M_{\text{ser0}} = 14.48\text{KN.m}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- Calcul de la flèche : (Art B.6.5.2) BAEL91/99

$$\text{Flèche totale} : \Delta f_t = f_{\text{gv}} - f_{\text{gi}} + f_{\text{pi}} \leq \bar{f}$$

Avec ;

$$M_g = 8.56\text{KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 12.31\text{KN.m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 69681.07\text{cm}^4$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$\delta = \frac{A_s}{bd}$	1.74×10^{-3}
$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$	13.79MPa
$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$	5.52MPa
$\sigma_s = \frac{15 M_{\text{ser}}}{I} (d - y)$	233.70MPa
$\sigma_v = \frac{15 M_g}{I} (d - y)$	162.51MPa
$\mu_s = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$	0
$\mu_v = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_v + f_{t28}} ; 0 \right)$	0
$I_{\text{fi}} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_i}$	76649.18cm^4
$I_{\text{fv}} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$	76649.18cm^4
$f_{\text{gv}} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_{\text{fv}} \times E_v}$	0.253

$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i}$	0.085
$f_{pi} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i}$	0.122

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} = 0.431 - 0.435 + 0.835 = 0.831 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} = 1.01 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.831 < \bar{f} = 1.01 \text{ condition vérifiée}$$

Croquis de ferrailage de la dalle pleine :

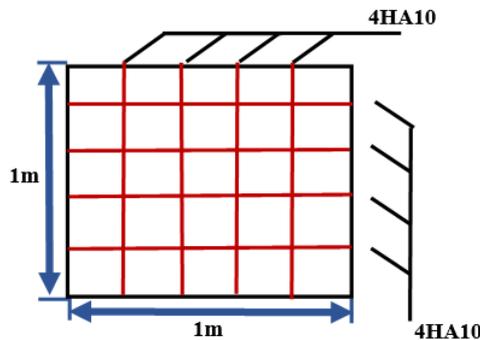


Figure III:11 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine

III.6 Étude de l'ascenseur

III.6.1 Évaluation des charges :

a- Charge et surcharge de la machine :

$$G_{\text{machine}} = 28.67 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{machine}} = 6 \text{ KN}$$

b- Charge et surcharge de la dalle :

$$G = 5.84 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

III.6.2 Combinaison de charge :

Tableau III:17 : Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine

Combinaison	Charge surfacique (KN/m ²)	Charge ponctuelle (KN)
ELU	9.38	47.70
ELS	6.84	34.67

III.6.3 Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_a^u : Charge ultime pour chaque appui

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} = \frac{47.70}{4} = 11.93 \text{KN}$$

μ_c : Périmètre du contour

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(124 + 124) = 4.96 \text{ m}$$

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 20 = 124 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 20 = 124 \text{ cm}$$

h_0 : Épaisseur de la dalle $h_0 = 20 \text{cm}$

e : Épaisseur de revêtement : $e=2 \text{cm}$

h : Épaisseur de la dalle

$$q_a^u \leq \frac{0.045 \times 4.96 \times 0.20 \times 30 \times 10^3}{1.5} = 892.80 \text{KN}$$

$$11.93 \text{KN} < 892.80 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La dalle résiste au poinçonnement, par conséquent, il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures transversales.

III.6.4 Évaluation des sollicitations :

1. Calcul des moments sous charge uniformément répartie :
 - Détermination des moments isostatiques M_{0x} , M_{0y} en considérant les dalles simplement appuyées :

Les dimensions du panneau sont : $\begin{cases} L_x = 1.5 \text{m} \\ L_y = 2.1 \text{m} \end{cases}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 \rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.068 \\ \mu_y = 0.436 \end{cases} \text{ et ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.074 \\ \mu_y = 0.585 \end{cases}$$

$$M_{x,1} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{y,1} = \mu_y M_{0x}$$

Pour une bande de 1 m de largeur de la dalle :

Tableau III:18 : Moments sous charge uniformément répartie

Combinaison	q(KN/m)	$M_{x,1}$ (KN.m)	$M_{y,1}$ (KN.m)
ELU	9.38	1.44	0.63
ELS	6.84	1.14	0.67

2. Calcul des moments sous charge localisée :

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : coefficient de poisson du béton

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

Et : $(M_1; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 20 = 124 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 20 = 124 \text{ cm}$$

À partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.24}{1.5} = 0.83 \rightarrow M_1 = 0.08$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.24}{2.1} = 0.59 \rightarrow M_2 = 0.043$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 47.7 \times 0.08 = 3.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 47.7 \times 0.043 = 2.05 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 34.67 \times (0.08 + 0.2 \times 0.043) = 3.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 34.67 \times (0.043 + 0.2 \times 0.08) = 2.05 \text{ KN.m}$$

3. Superposition des moments :

À l'ELU :

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 1.44 + 3.82 = 5.26 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 0.63 + 2.05 = 2.68 \text{ kN.m}$$

À l'ELS :

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 1.14 + 3.07 = 4.21 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 0.67 + 2.05 = 2.72 \text{ kN.m}$$

4. Déterminer les moments en tenant compte de continuité :

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

$$\text{Sur appui : } \begin{cases} M_{ax} = -0.5M_{0x} \\ M_{ay} = -0.5M_{0y} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} \end{cases}$$

Tableau III:19 : Moments aux appuis et en travées

	L_x			L_y		
	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)
ELU	5.26	4.47	2.63	2.68	2.28	1.34
ELS	4.21	3.58	2.11	2.72	2.31	1.36

III.6.5 Calcul de ferrailage longitudinale à l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec d'une section (100x20cm²), comme dans la figure

Avec :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; d = 0.9h = 18 \text{ cm}; d' = c' = 2 \text{ cm}$$

Les étapes de calcul du ferrailage sont résumées dans l'organigramme de la flexion simple

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III:20 : Section des armatures suivant x

Sens xx	M_u (KN.m)	μ	Pivot	α	Z(cm)	A_s (cm ²)
Appui	2.63	0.005	A	0.006	17.96	0.34
Travée	4.47	0.008	A	0.010	17.93	0.57

Tableau III:21 : Section des armatures suivant y

Sens yy	M_u (KN. m)	μ	Pivot	α	Z(cm)	A_s (cm ²)
Appui	1.34	0.002	A	0.003	17.98	0.17
Travée	2.28	0.004	A	0.005	17.96	0.29

III.6.5.1 Quantité d'armature minimale :

Selon le BAEL91 (ArtB7.4), on doit vérifier la condition suivante :

$$A_x > \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} b. h$$

$$A_y > \rho_0 b. h$$

Avec : $\rho_0 = 0.0006$ pour FeE500

$$A_x > 0.6 \times 10^{-3} \times \frac{3-0.71}{2} \times 100 \times 20 = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$A_y > 0.6 \times 10^{-3} \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

III.6.5.2 Espacement des barres (art A.8.2.4.2 BAEL91/99)

Pour une fissuration peu préjudiciable, l'espacement est donné par la formule suivante :

$$\text{Dans le sens X : } S_{tx} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_{tx} = 25\text{cm}$$

$$\text{Dans le sens Y : } S_{ty} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_{ty} = 25\text{cm}$$

III.6.5.3 Choix des barres :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III:22 : Choix des barres suivant x et y

Position		$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Choix	A_s Adoptée
Sens XX	Appui	0.34	1.37	4HA10	3.14
	Travée	0.57	1.37	4HA10	3.14
Sens YY	Appui	0.17	1.2	4HA10	3.14
	Travée	0.29	1.2	4HA10	3.14

III.6.6 Vérification des contraintes et flèches à l'ELS ;

III.6.6.1 Vérification des contraintes :

1- État limite de compression du béton BAEL91/99, ART.A.5.4.2 :

a. Calcul de la position de l'axe neutre :

$$\sum \text{Moment statique} / AN = 0$$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$\text{La solution de cette équation est : } y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

On trouve : $y=3.67\text{cm}$

b. Calcul du moment d'inertie :

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

On trouve : $I = 11319.62\text{cm}^4$

c. Calcul des contraintes dans le béton

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I}$

Avec : $M_{ser_{\max}} = 3.58\text{KN.m}$

On trouve : $\sigma_{bc} = 1.16\text{MPa}$

d. Vérification de contrainte :

La contrainte admissible de compression du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 1.16 < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

Donc, la contrainte de béton est vérifiée.

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

III.6.6.2 Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99

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

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.13 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0.13 > 0.085) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (1.74 \times 10^{-3} < 8.4 \times 10^{-3}) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

M_{ser} : moment maximum en travée.

M_{ser0} : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante.

$$h_t = 20\text{cm} ; b=100\text{cm} ; d=18\text{cm} ; L=1.50\text{m} ; A_s = 3.14\text{cm}^2$$

$$M_{ser} = 3.58\text{KN.m} ; M_{ser0} = 4.21\text{KN.m}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.7 Calcul de ferrailage transversale (armature de cisaillement) :

Selon le BAEL91 (art A-5-2-2) les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas de reprise de bétonnage et que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.4\text{MPa}$$

$$\text{Au milieu de } L_x: V_u = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} = \frac{9.38 \times 1.5 \times 2.1}{2 \times 2.1 + 1.5} = 5.18\text{KN}$$

$$\text{Au milieu de } L_y: V_u = \frac{P \times L_x}{3} = \frac{9.38 \times 1.5}{3} = 4.69\text{KN}$$

$$\text{On a : } V_{u_{\max}} = 5.18\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.029\text{MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifié

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Conclusion : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Le détail de ferrailage est représenté dans la figure suivante :

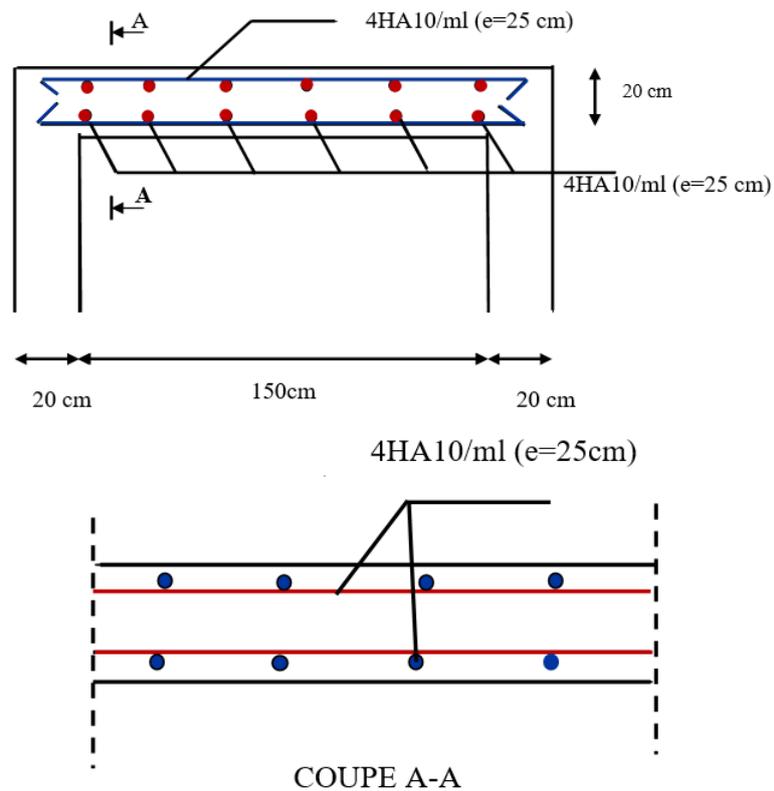


Figure III:12 : Schéma de ferrailage

III.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons réalisé, conformément aux normes en vigueur en Algérie (BAEL99 et RPA99/2003), le dimensionnement final des éléments secondaires de l'ouvrage.

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE ET
SISMIQUE

IV. Étude dynamique et sismique :

IV.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut entraîner des pertes matérielles et humaines. Il correspond au mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante en fonction son intensité. Étant donné que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité, le comportement dynamique de la structure devait être étudié

L'analyse dynamique est utilisée pour évaluer et analyser la réponse de la structure vis-à-vis l'excitation sismique. Cette analyse permet de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie [6]

Notre objectif dans ce chapitre est d'évaluer les forces sismiques appliqués sur l'ouvrage, et leur distribution dans les éléments structuraux, afin de pouvoir dimensionner ces derniers conformément au règlement en vigueur, qui est le Règlement Parasismique Algérien R.P.A. 99version 2003.

IV.2 Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :

IV.2.1 Zone sismique :

Selon Article 3.1 du RPA99/2003, le territoire national est divisé en cinq zones de séismicité croissante. Notre structure est implantée dans la wilaya de Bouira qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

IV.2.2 Importance de l'ouvrage (catégorie) :

Selon article 3.2 du RPA99/2003, le niveau de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance. Notre structure est un bâtiment d'habitation et à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m et pouvant accueillir simultanément au plus de 300 personnes donc elle est classée dans le groupe d'usage 2.

IV.2.3 Catégories de site : Art 3.3.3.1 du RPA99/2003 :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble (catégorie S3).

IV.2.4 La configuration :

Selon article 3.5 du RPA99/2003, l'ouvrage doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

a. Régularité en plan :

- Le bâtiment est respecté la configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

- La distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités doit être inférieure à 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.
- Rapport longueur/largeur du plancher doit inférieure ou égale 4 :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{27}{26.25} = 1.03 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Les limites des décrochements en plan :

$$\frac{\sum l_i}{L} \leq 0.25$$

Avec : l_i : les dimensions des parties rentrantes ou saillante du bâtiment

Dans la direction y : $\frac{\sum l_i}{L} = \frac{9.7}{26.25} = 0.36 > 0.25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$

Dans la direction x : pas de décrochement en plan suivant les sens x

Selon l'article 3.5.2 du RPA99/2003,

Le bâtiment est classé régulier en plan suivant x

Le bâtiment est classé irrégulier en plan suivant y

b. Régularité en élévation :

- Les éléments porteurs verticaux sont continus.
- La masse des différents niveaux diminue progressivement.
- Pas de décrochements en élévation.

Selon l'article 3.5.3 du RPA99/2003, le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion : selon l'article 3.5.4 du RPA99/2003, le bâtiment est classé irrégulier.

IV.3 Méthodes de calcul de l'action sismique :

Selon Art 4.1.1 du RPA 99/v2033, il existe 3 méthodes pour l'évaluation des actions sismique qui se présenter comme suite :

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

IV.3.1 La méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode :

Les forces dynamiques réelles générée dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques virtuelles qui produisent le même effet que l'action sismique.

- Conditions d'application :

Selon l'article 4.1.2 du RPA 99/2003, cette méthode n'est applicable qu'aux ouvrages présentant une régularité en plan et en élévation d'une hauteur n'excédant pas 65 m dans les zones I et IIa et 30 m dans les zones IIb et III

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, des conditions complémentaires de l'article 4.1.2.b

IV.3.2 La méthode modale spectrale :

- Principe de la méthode :

La méthode consiste à rechercher pour chaque mode de vibration, la valeur maximale de l'effet de l'action sismique représentée par un spectre de réponse de calcul. On effectue en suite une combinaison de l'ensemble de ces effets afin d'obtenir la réponse sismique de la structure.

- Conditions d'application :

D'après le R.P.A99/version2003, cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le principe de cette méthode consiste à prendre en considération les effets de non-linéarité de l'action sismique. Elle est employée dans les cas extrêmes, par un personnel hautement qualifié.

IV.4 Choix de la méthode de calcul :

Pour notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier est de 35.02 m. De ce fait, selon l'article 4.1.2 du RPA 2003, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées. On choisit donc la méthode la plus adéquate à notre structure, qui est la méthode modale spectrale.

IV.4.1 Méthode Modale spectrale :

- a. Hypothèse de la méthode :

La méthode d'analyse modale spectrale est basée sur l'ensemble des hypothèses suivantes :

Supposons que la masse soit concentrée au niveau des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical)

Les planchers sont infiniment rigides comparativement aux éléments porteurs (Les poteaux et les voiles).

- b. Étape de la méthode :

La méthode modale spectrale est répartie en deux étapes principales :

- Analyse modale :

Cette étape d'analyse consiste à modéliser la structure, permettant de déterminer les modes propres de la structure dépendant de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inertie, en cherchant le maximum des effets générés par chaque mode.

- Analyse spectrale :

Cette étape d'analyse consiste à définir le spectre de réponse décrivant les valeurs maximales de l'action sismique en déplacement, en vitesse, ou en accélération en fonction de la fréquence propre de la structure.

Nous procédons ensuite au calcul du déplacement latéral X et de la force sismique F en introduisant la combinaison de calcul SRSS (racine carrée de la somme des carrés) ou CQC (Combinaison Quadratique complète).

IV.5 Modélisation

L'étude dynamique d'une structure est souvent complexe et nécessite d'énormes calculs. De ce fait, on fait recours aux modélisations par outil informatique qui permettent de simplifier le système et de faciliter les calculs, et par conséquent, gagner en matière de temps.

Pour ce projet, le programme choisi pour la modélisation de l'ouvrage est le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional ». Ce dernier permet d'effectuer une simulation détaillée de la structure, ainsi que des calculs pour des modèles très complexes en employant un maillage par éléments finis automatique, regroupant la précision, la rapidité et la conformité aux normes de conception en vigueur.

- Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ROBOT 2020, on a donné la vue en 3D suivante :

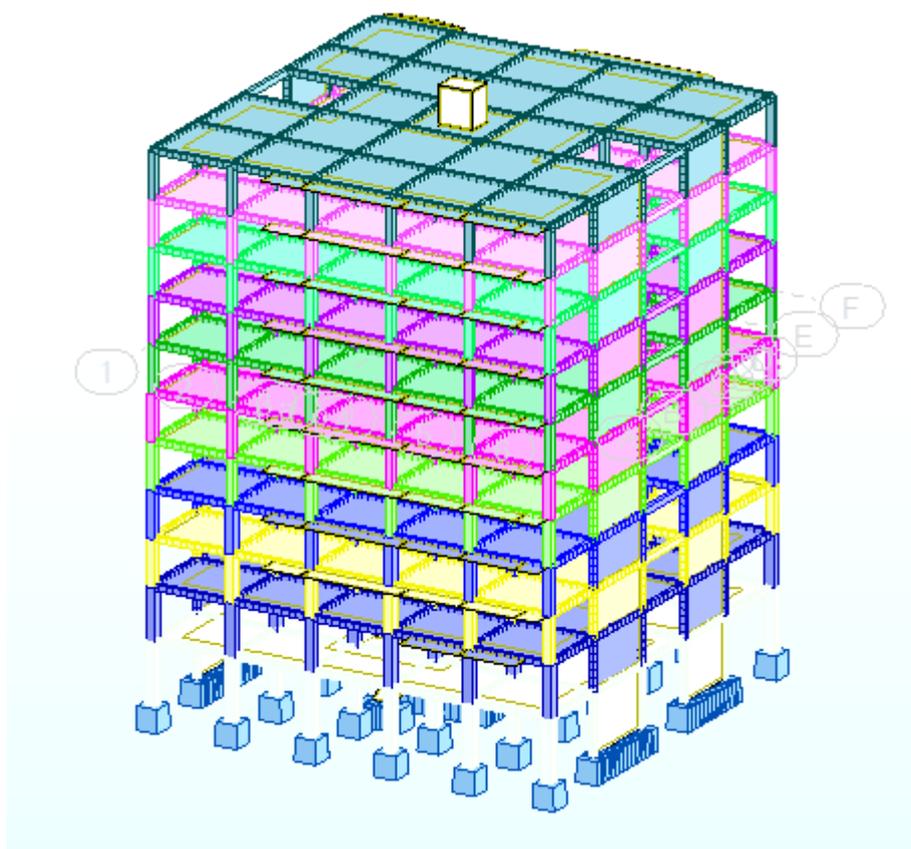


Figure IV:1: Vue en 3D

- Présentation de la vue en plan :

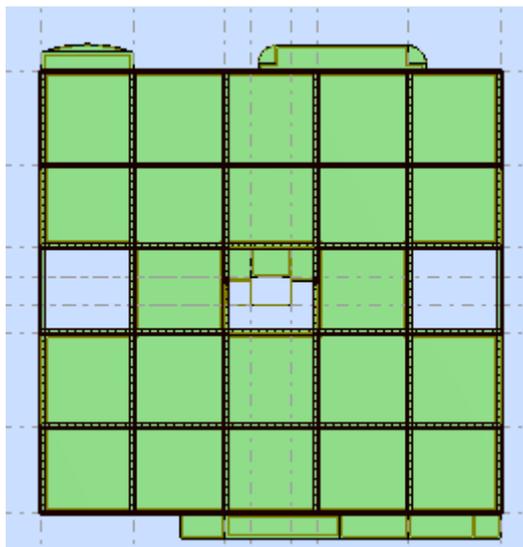


Figure IV:2 Vue en plan

IV.6 Le spectre de réponse de calcul :

Le spectre de calcul représente l'action sismique. Il s'agit de la réponse dynamique maximale d'oscillateurs simples et élastiques, avec un amortissement visqueux de valeur fixée. Selon l'article 4.3.3 du RPA 99/2003, le spectre de calcul est défini comme suit :

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

Avec : g : accélération de la pesanteur.

IV.6.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

- Le coefficient d'accélération de la zone A :

A est donné par le tableau (4.1) RPA99/2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas $A = 0.15$.

- Pourcentage d'amortissement critique ξ :

ξ est donnée par le tableau (4.2) RPA99/2003 en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas on prend $\xi(\%) = 10\%$

- Facteur de correction d'amortissement η :

η qui dépend du pourcentage d'amortissement est donnée par la formule (4.3) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = 0.76$$

d. Le coefficient de comportement global de la structure R :

R est donnée par le tableau (4.3) RPA99/2003 en fonction du système de contreventement

Dans notre cas, on suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles,

Donc $R = 3,5$.

e. La période caractéristique associée à la catégorie du site :

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le tableau (4.7) RPA99/2003

Dans notre cas on a : $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.50s$

f. Le facteur de qualité de la structure Q :

Q est en fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent

La régularité en plan et en élévation.

La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4) RPA99/2003 : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau 4.4 RPA99/2003 :

Tableau IV:1 : Valeur de pénalités

Critère « q »	Sens XX	Sens YY
Condition minimale sur les files de contreventement.	0.05	0.05
Redondance en plan.	0.00	0.00
Régularité en plan.	0.00	0.05
Régularité en élévation.	0.00	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux.	0.00	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.00	0.00
Facteur de qualité (Q)	1.05	1.10

IV.7 Contreventements :

Les contreventements sont des éléments structuraux permettant de garantir la stabilité de l'ouvrage face aux sollicitations horizontales (charge du vent, action sismique, etc.).

- Disposition des voiles de contreventement :

Afin d'assurer la stabilité de la structure, il est nécessaire de disposer des contreventements pour chaque direction, d'une rigidité convenable pour la torsion. La répartition de la raideur latérale et la distribution des masses est effectuée en assurant la symétrie en plan, ainsi que la continuité en élévation afin d'avoir un transfert régulier des efforts jusqu'aux fondations de la structure.

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale. Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, nous essayons au mieux d'avoir une excentricité minimale entre le centre de gravité et le centre de rigidité afin de minimiser l'effet de torsion provoqué par l'action horizontale qui peu sollicité la structure

La disposition doit également vérifier les conditions sur l'effort tranchant exigées par le règlement, ainsi que les exigences sur les déplacements inter-étages.

- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus, on est arrivé à la disposition des voiles indiquée dans la figure suivante :

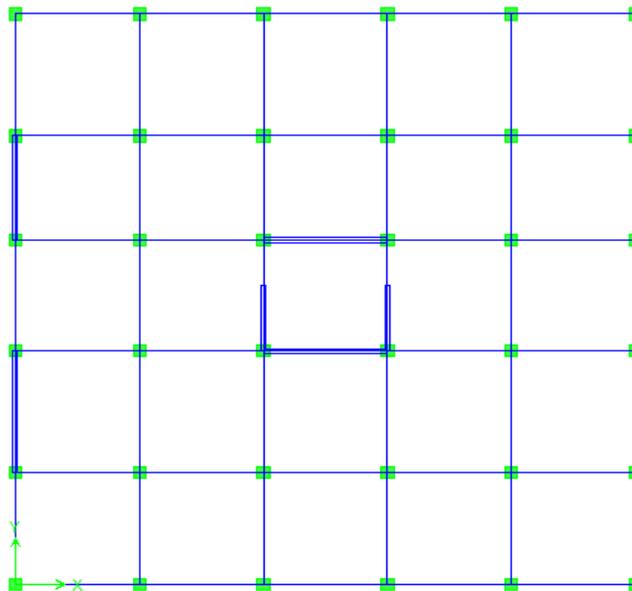


Figure IV:3 : Disposition des voiles

IV.8 Nombre de modes à considérer :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) pour les structures modélisées dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci – dessous.

Tableau IV:2 : Mode de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)					Nature
		U _X	U _Y	ΣU _X	ΣU _Y	R _Z	
1	1.06	68.49	0.09	68.49	0.09	0.00	Translation XX
2	0.91	0.7	61.51	69.19	61.6	0.11	Translation YY
3	0.83	1.78	8.84	70.97	70.44	67.10	Torsion
4	0.27	16.48	0.04	87.45	70.48	0.00	/
5	0.23	0.22	14.83	87.67	85.3	0.02	/
6	0.21	0.58	2.16	88.25	87.46	14.82	/
7	0.13	5.47	0	93.72	87.46	0.00	/
8	0.1	0.04	5.21	93.76	92.67	0.00	/

- Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (XX) et (YY) successivement.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion
- La somme des masses modales effectives atteindre 90% de la masse totale de la structure dans le huitième mode donc le nombre de mode à considérer est 8 modes.

IV.9 Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon l'article 4.2.4, la valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formule empirique ou calculée par des méthodes analytique ou numériques

La formule empirique à utiliser est donnée par le (RPA99/version2003) par les deux formules suivantes :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : la hauteur totale de la structure mesurée à partie de la base.

C_T :Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donnée par le tableau 4.6

Pour une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles en béton armé

$$C_T = 0.050.$$

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D}$$

Avec ; D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

Tableau IV:3 : La période empirique

	$T = C_T h_N^{3/4}$	$T = 0.09h_N/\sqrt{D}$
Sens XX	0.72	0.61
Sens YY	0.72	0.62

D'après (**RPA99/version 2003**), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc ; $T_x = 0.61s$ et $T_y = 0.62s$

D'après les résultats de tableau (VI : 2) on constate que :

La période de calcul automatique est : $T_{dyn,x} = 1.06s$ et $T_{dyn,y} = 0.91s$

Selon RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par la formule empirique, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a :

	T_{dyn}	$T_{empirique}$	$1.3T_{empirique}$	Observation
Sens xx	1.06	0.61	0.79	Condition non vérifiée
Sens YY	0.91	0.62	0.81	Condition non vérifiée

Donc :

$$T_x = 1.3T_{empirique} = 0.79s$$

$$T_y = 1.3T_{empirique} = 0.81s$$

IV.10 Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton. Sa formule est donnée dans l'article 7.4.3.1 du RPA99/2003 :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : est la section brute du poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton, $f_{c28} = 30MPa$

On fait la vérification pour les poteaux sous la combinaison sismique $G + Q + E$, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV:4 : Vérification de l'effort normal réduit

Section	Niveau	Section(cm ²)	Effort normal (KN)	v	Vérification
Poteau 60x60	Sous-sol RDC 1 ^{er} Étage	3600	3781.21	0.35	v > 0.30
Poteau 55x55	2 ^{ème} 3 ^{ème} Étage	3025	2823.41	0.30	v = 0.30
Poteau 50x50	4 ^{ème} 5 ^{ème} Étage	2500	2174.38	0.29	v < 0.30
Poteau 45x45	Du 6 ^{ème} au 10 ^{ème} étage	2025	1533.78	0.25	v < 0.30

La condition n'est pas vérifiée pour le poteau 60x60 donc on augmente la section

On prend pour :

Le sous-sol et le RDC : une section (65x65cm)

Le 1^{er} étage : une section (60x60cm)

- Vérification de la nouvelle section :

Tableau IV:5 : Vérification de la nouvelle section

	Niveau	Section(cm ²)	Effort normal (KN)	v	Vérification
Poteau 65x65	Sous-sol RDC	4225	3848.18	0.30	v = 0.30
Poteau 60x60	1 ^{er} Étage	3600	3101.88	0.29	v < 0.30

IV.11 Combinaison des réponses modales :

Les réponses maximales des modes propres ne se produisent pas simultanément, c'est pourquoi il est nécessaire de combiner les réponses modales retenues afin d'avoir la réponse totale maximale de la structure.

Parmi les méthodes de combinaison les plus utilisées, on cite :

- La méthode CQC :

La réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n e_{ij} E_i E_j}$$

Avec :

n : Nombre de modes.

e_{ij} : Coefficient de corrélation.

E_i, E_j : réponses de deux modes de vibration i et j .

Les coefficients de corrélation sont calculés d'après la formule :

$$e_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2}$$

Avec ;

$$r = \frac{T_i}{T_j} ; T_i < T_j$$

T_i, T_j : Périodes propres correspondant aux 'i modes' et 'j'

ξ : coefficient d'amortissement

- La méthode SRSS :

La réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n E_i^2}$$

IV.12 Justification du système de contreventement :

Le système est constitué de voile et de portique, avant l'étude sismique nous avons considéré que notre bloc est contreventé par des voiles porteurs, d'après le RPA99/2003 pour que la structure soit contreventée par des voiles porteurs il faut que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations verticales.

On doit calculer le pourcentage des charges verticaux repris par les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV:6 : Pourcentage des charges verticaux

	NIVEAU	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris	
		Poteau	Voile	Poteau	Voile
Sous charges verticales	RDC	98950.19	43085.39	0.70	0.30
	1	87749.68	39109.95	0.69	0.31
	2	78383	35269.1	0.69	0.31
	3	69269.58	31549.68	0.69	0.31
	4	60045.22	28004.19	0.68	0.32
	5	51031.92	24312.06	0.68	0.32
	6	42100.78	20595	0.67	0.33
	7	33356.89	16734.82	0.67	0.33
	8	24735.64	12825.81	0.66	0.34
	9	16190.67	8852.41	0.65	0.35
	10	7718.69	4807.99	0.62	0.38

Sur la base des résultats, on remarque que dans chaque étage, les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales donc notre système de contreventement est justifié par $R=3.5$

IV.13 Résultante des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V déterminés par la méthode statique équivalente

Selon l'article 4.2.3 de RPA99 /version 2003, la force sismique totale appliquée à la base de la structure est calculée par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

W : poids total de la structure

W égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

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

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation est donnée par le tableau (4.5) :

Dans notre cas $\beta = 0.2$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel Autodesk ROBOT, la valeur trouvée est $W = 93374.17\text{KN}$

A : Le coefficient d'accélération de la zone A :

A est donné par le tableau (4.1) RPA99/2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas $A = 0.15$

D : Le facteur d'amplification dynamique moyenne :

D est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \text{ si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ si } T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \text{ si } T \geq 3\text{s} \end{cases}$$

T_2 : La période caractéristique associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7) RPA99/2003

Dans notre cas : $T_2 = 0.50\text{s}$

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement est donnée par la formule (4.3) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = 0.76$$

Avec ξ : Pourcentage d'amortissement critique est donnée par le tableau (4.2) RPA99/2003 en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas on prend $\xi(\%) = 10\%$

La valeur de D est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV:7 : Le facteur d'amplification dynamique moyenne

	Sens XX	Sens YY
T(s)	0.79	0.81
D	1.41	1.38

- Vérification de la condition $V_{\text{dynamique}} > 0.8V_{\text{statique}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV:8 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure

Sens	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8V _{statique}	Observation
Sens XX	5914.25	4641.06	4731.40	Condition non vérifiée
Sens YY	6093.47	5265.84	4875.77	Condition vérifiée

La Condition n'est pas vérifiée donc selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, il y a eu une nécessité à augmenter les paramètres de la réponse par un coefficient de majoration dans la direction x qui égale à :

$$\frac{0.8 V_{x\text{statique}}}{V_{x\text{dynamique}}} = 1.02$$

Cette majoration, nous a donné les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV:9 : Les forces sismiques des deux directions

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8V _{statique}	Observation
Sens XX	5914.25	4733.88	4731.40	Condition vérifiée
Sens YY	6093.47	5265.84	4875.77	Condition vérifiée

IV.14 Caractéristiques géométriques de la structure :

a. Détermination des coordonnées du centre de torsion et du centre de masse :

La détermination du centre de masse et de la rigidité est basée sur le calcul du centre de masse et de la rigidité de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, rampes, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par la formule suivante : Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte des éléments de contreventements : poteaux et voiles

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Et les coordonnées du centre de masse sont déterminées par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Les résultats du centre de torsion et du centre de masse sont regroupés dans le tableau suivant :
(à partir de logiciel ROBOT)

Tableau IV:9 : Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité

NIVEAU	G		R	
	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
RDC	13.5	13.07	13.50	13.19
Étage 1	13.57	12.9	13.50	13.26
Étage 2	13.57	12.92	13.50	13.26
Étage 3	13.57	12.92	13.50	13.26
Étage 4	13.57	12.92	13.50	13.26
Étage 5	13.57	12.92	13.50	13.26
Étage 6	13.57	12.92	13.50	13.26
Étage 7	13.58	12.98	13.50	13.26
Étage 8	13.58	12.98	13.50	13.26
Étage 9	13.58	12.98	13.50	13.26
Étage 10	13.58	12.98	13.50	13.26

b. Évaluation des excentricités :

- Excentricité théorique :

L'excentricité théorique est calculée dans les deux sens par les deux formules suivantes :

$$e_x = |X_t - X_G|$$

$$e_y = |Y_t - Y_G|$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV:10 : Excentricité théorique

Étage	e_x (m)	e_y (m)
RDC	0	0.12
Étage 1	0.07	0.36
Étage 2	0.07	0.33
Étage 3	0.07	0.33
Étage 4	0.07	0.34
Étage 5	0.07	0.34
Étage 6	0.07	0.34
Étage 7	0.08	0.28
Étage 8	0.08	0.28
Étage 9	0.08	0.28
Étage 10	0.08	0.28

IV.15 Effet de la torsion accidentelle :

Selon l'article 4.3.7 du RPA99/2003, en plus de l'excentricité théorique, une excentricité accidentelle e_a doit être appliquée au niveau du plancher considérée et dans chaque direction.

D'où ; $e = e_{\text{theorique}} + e_a$

Avec $e_a = 5\%L$

L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Dans la direction x : $e_{ax} = 5\%L_y$

Dans la direction y : $e_{ay} = 5\%L_x$

Les valeurs de l'excentricité accidentelle pour chaque plancher sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV:11 : L'excentricité accidentelle

Niveau	Lx (m)	Ly (m)	e _{ay} (m)	e _{ax} (m)
RDC	27	26.25	1.35	1.31
Étage 1	27	27.75	1.35	1.39
Étage 2	27	29.35	1.35	1.47
Étage 3	27	29.35	1.35	1.47
Étage 4	27	29.35	1.35	1.47
Étage 5	27	29.35	1.35	1.47
Étage 6	27	29.35	1.35	1.47
Étage 7	27	29.35	1.35	1.47
Étage 8	27	29.35	1.35	1.47
Étage 9	27	29.35	1.35	1.47
Étage 10	27	29.35	1.35	1.47

IV.16 Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconise par le RPA 99/2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10) du le RPA99/2003, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_{\text{étage}}$$

Δ_k Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ dans le sens x

Avec :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure (Art.4-19. RPA 2003)

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Les valeurs des déplacements relatifs sont déterminées à l'aide du logiciel ROBOT. Ce dernier tient compte du coefficient de comportement R.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV:12 : Déplacement inter-étage dans le sens XX

Niveau	Δ_k (cm)	$h_{\text{étage}}$	1% $h_{\text{étage}}$
RDC	0.422	408	4.08
Étage 1	0.654	340	3.4
Étage 2	0.76	306	3.06
Étage 3	0.855	306	3.06
Étage 4	0.926	306	3.06
Étage 5	0.950	306	3.06
Étage 6	0.967	306	3.06
Étage 7	0.949	306	3.06
Étage 8	0.918	306	3.06
Étage 9	0.880	306	3.06
Étage 10	0.812	306	3.06

Tableau IV:13 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

Niveau	Δ_k (cm)	$h_{\text{étage}}$	1% $h_{\text{étage}}$
RDC	0.314	408	4.08
Étage 1	0.537	340	3.4
Étage 2	0.626	306	3.06
Étage 3	0.716	306	3.06
Étage 4	0.777	306	3.06
Étage 5	0.802	306	3.06
Étage 6	0.811	306	3.06
Étage 7	0.797	306	3.06
Étage 8	0.770	306	3.06
Étage 9	0.739	306	3.06
Étage 10	0.700	306	3.06

Conclusion : On constate que dans les deux sens, le déplacement inter étage ne dépasse pas le déplacement admissible, qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art 5.10 du le RPA99/2003 est vérifiée.

IV.17 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Ils sont appelés aussi effet de 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, se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales.

La réglementation RPA99/V2003 (article 5.9), recommande que, pour les bâtiments, l'effet P- Δ peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif au niveau k par rapport k-1

h_k : Hauteur d'étage k

Si $\theta < 0,1$: les effets de seconds ordres sont négligés.

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.

Il faut augmenter l'effet d'action sismique calculés par un facteur égal à $1/(1 - \theta)$.

Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV:14: Vérification de l'effet P-Δ

Étage	P _k (KN)	h _k (cm)	Sens XX			Sens YY		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _x	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _y
1	93374.17	408	0.422	4733.88	0.02	0.314	5265.87	0.01
2	83748.71	340	0.654	4626.34	0.03	0.537	5167.12	0.03
3	74981.87	306	0.76	4413.54	0.04	0.626	4956.28	0.03
4	66531.40	306	0.855	4151.57	0.04	0.716	4685.17	0.03
5	58127.58	306	0.926	3862.33	0.05	0.777	4371.38	0.03
6	49771.49	306	0.950	3543.70	0.04	0.802	4012.84	0.03
7	41457.79	306	0.967	3187.44	0.04	0.811	3601.96	0.03
8	33176.78	306	0.949	2788.86	0.04	0.797	3135.89	0.03
9	24950.45	306	0.918	2332.80	0.03	0.770	2603.79	0.02
10	16732.91	306	0.880	1763.95	0.03	0.739	1955.10	0.02
11	8516.39	306	0.812	1011.69	0.02	0.700	1118.21	0.02

Conclusion : On constate que θ_x et θ_y sont inférieure à 0.1 donc l'effet du 2° ordre est négligeable.

IV.18 Vérification vis-à-vis du renversement :

Pour que la structure soit stable au renversement dû à l'action sismique, la relation suivante exigée par l'article 4.4.1 du RPA99/2003 doit être vérifiée dans les deux directions

$$\frac{M_{\text{Stabilisant}}}{M_{\text{Renversement}}} \geq 1.5$$

Avec ;

M_s: moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction.

$$M_s = W b$$

Avec ;

W : Le poids total de la structure

b : La plus petite valeur entre le centre de masse de la structure et leur extrémité

Et ;

M_r: moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

F_i : l'effort sismique au niveau étage i .

d_i : la hauteur de niveau i mesuré à partir de la base

Les résultats suivant les deux directions sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV:15: Moment de renversement

Étage	Sens XX			Sens YY		
	F_i	d_i	$M_r(\text{KN. m})$	F_i	d_i	$M_r(\text{KN. m})$
1	107.54	4.08	438.76	98.75	4.08	402.90
2	212.80	7.48	1591.74	210.84	7.48	1577.08
3	261.97	10.54	2761.16	271.11	10.54	2857.50
4	289.24	13.60	3933.66	313.79	13.60	4267.54
5	318.63	16.66	5308.38	358.54	16.66	5973.28
6	356.26	19.72	7025.45	410.88	19.72	8102.55
7	398.58	22.78	9079.65	466.07	22.78	10617.07
8	456.06	25.84	11784.59	532.10	25.84	13749.46
9	568.85	28.90	16439.77	648.69	28.90	18747.14
10	752.26	31.96	24042.23	836.89	31.96	26747.00
11	1011.69	35.02	35429.38	1118.21	35.02	39159.71
		Somme	117834.78		Somme	132201.25

Tableau IV:16: Vérification vis-à-vis du renversement

Sens	W(KN)	b (m)	$M_s(\text{KN. m})$	$M_r(\text{KN. m})$	M_s/M_r
Sens longitudinal	93374.17	13.43	1254363.08	117834.78	10.65
Sens transversal	93374.17	12.95	1209195.50	132201.25	9.15

Conclusion : L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$), de plus le poids de la fondation le rend encore plus stable.

IV.19 Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées, nous pouvons donc affirmer que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme. Par conséquent, nous procéderons au renforcement de la structure par le ferrailage. Les spécificités du ferrailage des éléments structuraux seront abordées dans le chapitre suivant.

CHAPITRE V :
ETUDE DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

V. Étude des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Après avoir calculer les sollicitations, nous entamons à déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre structure.

L'ensemble de notre structure est constitué de trois types d'éléments structurels, qui sont les poutres, les poteaux et les voiles.

Le ferrailage des éléments résistants est réalisé conformément au règlement BAEL91 et au règlement RPA99/2003.

V.2 Étude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Un poteau est soumis à l'effort normal N et au moment de flexion M dans les directions longitudinale et transversale. Par conséquent, les poteaux sont ferrillés en flexion composées à l'état limite ultime ELU suivant les recommandations de le RPA99/version 2003 puis vérifiée à l'état limite de service.

Dans notre structure on a quatre zones de poteaux :

Poteau (65x65) cm.

Poteau (60x60) cm.

Poteau (55x55) cm.

Poteau (50x50) cm.

Poteau (45x45) cm.

Le calcul des poteaux se fait sous l'effet du l'effort normal, moment et l'effort tranchant en considérant les combinaisons d'action suivantes :

- Combinaisons fondamentales : BAEL91/99

$$1.35 G + 1.5 Q$$

$$G + Q$$

- Combinaisons accidentelles : RPA 99/2003 :

$$G + Q + E$$

$$0.8 G \pm E$$

V.2.2 Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci-après :

1. $N_{\max}; M^{\text{corr}}$

2. $M^{\max}; N^{\text{corr}}$

3. $N_{\min}; M^{\text{corr}}$

Les sollicitations maximales sont déduites du logiciel ROBOT, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V:1 : Sollicitations de calcul pour les poteaux

Section	Combinaison	N(KN)	M(KN. m)
Poteau (65x65)	ELU	5009.22	9.22
	G + Q + E	3848.18	170.67
	0.8 G ± E	609.73	9.07
Poteau (60x60)	ELU	4086.66	62.69
	G + Q + E	2852.56	157.62
	0.8 G ± E	540.03	22.3
Poteau (55x55)	ELU	3647.35	16.26
	G + Q + E	1903.69	137.07
	0.8 G ± E	413.18	28.84
Poteau (50x50)	ELU	2800.73	19.44
	G + Q + E	1363.64	137.49
	0.8 G ± E	304.53	35.08
Poteau (45x45)	ELU	1988.98	36.92
	ACC	232.22	153.41
	0.8 G ± E	35.32	40.74

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.2.2.1 Ferrailage maximale et minimale

$$A_{\min} = \max(A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}})$$

$$A_{\max} = \min(A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}})$$

Selon le BAEL :

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ 4 \times \text{périmètre}; \frac{0.2B}{100} \right\}$$

$$A_{\max} = \frac{5B}{100}$$

La condition de non fragilité : Art A4.2 BAEL99 pour une nappe

$$A_{CNF} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Selon le RPA :

Armature minimale RPA99/V. 2003, ART7.4.2.1 : Pour toute la section on a :

$$A_{s_{min}} = 0.8\%B$$

La section maximale exigée par le RPA :

$$A_{max,RPA} = 3\%B \text{ en zone courante}$$

$$A_{max,RPA} = 6\%B \text{ en zone de recouvrement}$$

Tableau V:2 : Ferrailage maximale et minimale exigée par le RPA et BAEL

Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
					Zone courante	Zone de recouvrement
65x65	10.4	211.25	4.20	33.8	126.75	253.5
60x60	9.6	180	3.58	28.8	108	216
55x55	8.8	151.25	3.01	24.2	90.75	181.5
50x50	8	125	2.48	20	75	150
45x45	7.2	101.25	2.01	16.2	60.75	121.5

Ferrailage minimale et maximale adopté pour les poteaux :

Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V:3 : Ferrailage minimale et maximale pour les poteaux

Section	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
		Zone courante	Zone de recouvrement
65x65	33.8	126.75	211.25
60x60	28.8	108	180
55x55	24.2	90.75	151.25
50x50	20	75	125
45x45	16.2	60.75	101.25

V.2.2.2 Ferrailage adoptée par les poteaux :

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel Expert BA.

Les résultats du ferrailage longitudinal obtenues pour les différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V:4 : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux

Section	$A_{s,cal}(cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$
65x65	5.2	4.20
60x60	4.8	3.58
55x55	4.4	3.01
50x50	4	2.48
45x45	5.6	2.01

V.2.2.3 Choix des armatures longitudinaux :

Les résultats de choix de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V:5 : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux

Section	Choix d'armature	$A_{s,adop}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_s > A_{min}$
65x65	12HA20	37.70	33.8	Condition vérifiée
60x60	12HA20	37.70	28.8	Condition vérifiée
55x55	4HA20+8HA16	28.65	24.2	Condition vérifiée
50x50	12HA16	24.13	20	Condition vérifiée
45x45	12HA14	18.47	16.2	Condition vérifiée

V.2.2.4 Recouvrement des Armatures Longitudinales :

Selon l'article 7.4.2.1 de RPA99/2003, la longueur de recouvrement minimale est de 40ϕ en zone II a.

Avec : ϕ : diamètre des barres longitudinales.

Alors on adopte : $L_r = 40\phi$

Pour : T20 $\rightarrow L_r = 80cm$

T16 $\rightarrow L_r = 64cm$

$$T14 \rightarrow L_r = 56\text{cm}$$

V.2.3 Calcul des armatures transversale :

Les calculs sont effectués à partir de l'effort tranchant maximal sollicitant les poteaux de chaque niveau.

V.2.3.1 Justification des poteaux vis-à-vis sollicitation tangente :

$$\text{D'après l'article 7.4.3.2 de RPA99/2003 : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g: \text{L'élanement géométrique du poteau } \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

l_f : longueur de flambement.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau V:6 : Justification des poteaux vis-à-vis sollicitation tangente

Section	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	V_u (KN. m)	τ_u (MPa)	Condition
65x65	6.28	0.075	2.25	76.05	0.20	Condition vérifiée
60x60	5.10	0.075	2.25	93.96	0.29	Condition vérifiée
55x55	5.56	0.075	2.25	119.79	0.44	Condition vérifiée
50x50	6.12	0.075	2.25	119.25	0.53	Condition vérifiée
45x45	6.80	0.075	2.25	118.46	0.65	Condition vérifiée

V.2.3.2 Calcul de la quantité d'armatures transversales

1. Calcul l'espacement des armatures transversales :

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

$$\text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm})$$

Avec ; ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau : $\phi_{l,min} = 1.4\text{cm}$

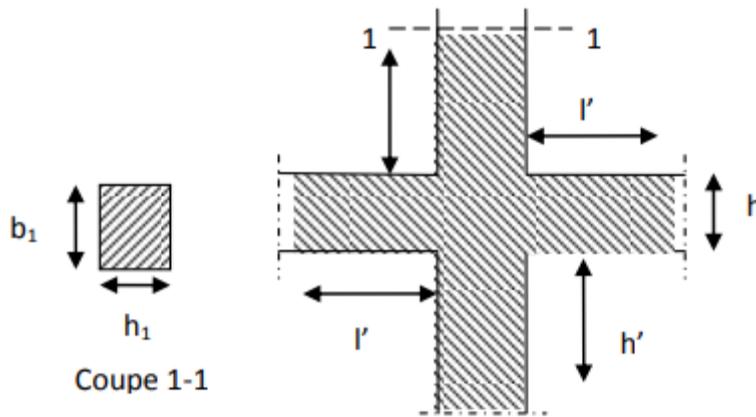
$$t \leq \min(14 ; 15 \text{ cm}) = 14\text{cm}$$

Donc, on adopte un espacement de $t=10\text{cm}$ en zone nodale pour une distance h'

Selon l'article 7.4.2.1 de RPA99/2003, la distance h' est donnée par la formule suivante :

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

On prend $h'=100\text{cm}$ en haut et en bas des poteaux



Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_1$

$$t \leq 15 \times 1.4 = 21\text{cm}$$

Donc, on adopte un espacement de $t=15\text{cm}$ en zone courante

Pour les cadres, on les adopte avec des espacements de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

2. Calcul de la section d'armature transversale :

- Selon l'article 7.4.2.2 de RPA99/2003, :

Les armatures transversales notées A_t des poteaux seront calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient de correction qui prend en compte le mode de la rupture fragile dû à l'effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda < 5$$

Donc,

$$A_t = t \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Les sections d'armatures sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau V:7 : La section d'armature transversale selon RPA

Section	λ_g	ρ_a	V_u	A_t	
				Zone nodale	Zone courante
65x65	6.28	2.5	76.05	0.88	1.32
60x60	5.10	2.5	93.96	0.78	1.17
55x55	5.56	2.5	119.79	1.09	1.63
50x50	6.12	2.5	119.25	1.19	1.79
45x45	6.80	2.5	118.46	1.32	1.97

- Selon BAEL :

$$\frac{A_t}{b_0 t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}k}{0.8f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$A_t \geq b_0 t \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}k}{0.8f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec

$$f_{tj} = \min(f_{tj}; 3.3 \text{ MPa}) = 2.4 \text{ MPa}$$

$k = 1 + 3 \frac{\sigma_{cm}}{f_{c28}}$: en flexion composée avec N, effort de compression.

$k = 1 - 10 \frac{\sigma_{tm}}{f_{c28}}$: en flexion composée avec N, effort de traction

σ_{cm}, σ_{tm} : étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

$$K = 1 + 3 \frac{N_u}{Bf_{c28}}$$

Tableau V:8 : La section d'armature transversale selon BAEL

Section	V(KN)	N_u (KN)	K	τ_u (MPa)	A_t (cm ²)
65x65	60.84	320.06	1.08	0.16	-1.50
60x60	74.52	1422.92	1.34	0.23	-1.65
55x55	81.68	2607.07	1.62	0.30	-1.78
50x50	83.25	3362.65	1.80	0.37	-1.73
45x45	113.00	3593.61	1.85	0.62	-1.20

Selon le BAEL : $A_{t,calculé} < 0$ donc $A_t = 0$

3. Quantité minimale des armatures transversales

- Selon BAEL :

$$\frac{A_{\min}}{b_0 t} = \frac{0.4}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.4 \frac{b_0 t}{f_e}$$

- Selon RPA :

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t b_1}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

Si $\lambda_g \geq 3$: 0.8

Dans notre cas, $\lambda_g > 5$ donc $A_t \geq \% 0.3 t. b_1$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$A_{t,\min} = \max (A_{t,BAEL}; A_{t,RPA})$$

Tableau V:9 : Quantité minimale des armatures transversales

Section	$A_{t,BAEL}(cm^2)$	$A_{t,RPA}(cm^2)$	$A_{t,\min}(cm^2)$
65x65	0.78	2.93	2.93
60x60	0.72	2.70	2.70
55x55	0.66	2.48	2.48
50x50	0.6	2.25	2.25
45x45	0.54	2.03	2.03

Choix des armatures transversales : On adopte $4\emptyset 10 = 3.01cm^2$

Les cadres et les étriers doivent être fermés avec des crochets à 135° ayant une longueur droite minimale de $10\emptyset_t$

V.2.4 Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS :

Étape 1 : Calculer l'excentricité :

L'excentricité e_{ser} :est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

Étape 2 : Détermination de N_{ser} et M_{ser} :

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorables ($N_{ser,max}$; $M_{ser,corr}$) et ($M_{ser,max}$; N_{corr}), les résultats obtenus sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau V:10 : Calcul d'excentricité sous ($M_{ser,max}$; N_{corr})

Section	$M_{ser,max}(KN.m)$	$N_{ser,corr}(KN)$	e_{ser}	$\frac{h}{6}$	Observation
65x65	80.85	3366.04	2.40	10.83	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
60x60	68.28	2115.4	3.23	10.00	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
55x55	68.51	1879.22	3.65	9.17	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
50x50	71.5	1023.04	6.99	8.33	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
45x45	107.31	218.57	49.10	7.50	$e_{ser} > \frac{h}{6}$

Tableau V:11 : Calcul d'excentricité sous ($N_{ser,max}$; $M_{ser,corr}$)

Section	$N_{ser,max}(KN)$	$M_{ser,corr}(KN.m)$	e_{ser}	$\frac{h}{6}$	Observation
65x65	3659.49	6.51	0.18	10.83	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
60x60	2989.4	45.07	1.51	10.00	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
55x55	2354.63	17.84	0.76	9.17	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
50x50	2046.24	14.69	0.72	8.33	$e_{ser} < \frac{h}{6}$
45x45	1448.42	27.41	1.89	7.50	$e_{ser} < \frac{h}{6}$

1^{er} cas : $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$

Le centre de pression c se situe à l'intérieure du noyau central.

La section est entièrement comprimée

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

1. Calcul de l'aire de la section homogène :

$$B_h = bh + n(A_s + A_{sc})$$

2. Calcul de l'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_{sc} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)^2 \right]$$

3. Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc,max} = \frac{N_{ser}}{B_h} + \frac{M_{ser}V}{I}$$

$$\sigma_{bc,min} = \frac{N_{ser}}{B_h} - \frac{M_{ser}V}{I}$$

Avec ; $B_h = b + n(A_s + A_{sc})$

4. Vérification de contrainte :

Les poteaux étant à l'intérieur du bâtiment, ils ne sont donc pas exposés à des environnements agressifs, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{b,max} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{b,min} > 0$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V:12 : Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS

Section	$M_{ser,max}$ (KN. m)	$N_{ser,corr}$ (KN)	$\sigma_{bc,max}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc,min}$ (MPa)
65x65	80.85	3366.04	8.82	18	5.81
60x60	68.28	2115.4	6.90		3.74
55x55	68.51	1879.22	7.85		3.60
50x50	71.5	1023.04	6.63		0.84

Tableau V:13 : Vérification des contraintes des poteaux à l'ELS

Section	$N_{ser,max}$ (KN)	$M_{ser,corr}$ (KN. m)	$\sigma_{bc,max}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc,min}$ (MPa)
65x65	3659.49	6.51	8.07	18	7.83
60x60	2989.4	45.07	8.56		6.47
55x55	2354.63	17.84	7.73		6.62
50x50	2046.24	14.69	8.06		6.87
45x45	1448.42	27.41	8.09		5.02

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Donc, la contrainte de béton est vérifiée.

$$2^{eme} \text{ cas : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$$

Le centre de pression c se situe à l'extérieure du noyau central.

La section est partiellement comprimée

Section	$M_{ser,max}$ (KN. m)	$N_{ser,corr}$ (KN)	e_{ser}	$\frac{h}{6}$	Observation
45x45	107.31	218.57	49.10	7.50	$e_{ser} > \frac{h}{6}$

1. Détermination de e_1 :

e_1 : distance entre c et l'axe neutre

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} \dots\dots (*)$$

Avec :

$$\begin{cases} p = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_s'}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6nA_s}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right) \\ q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_s'}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6nA_s}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -912.37 \\ q = -29750.098 \end{cases}$$

$$e_1 = \sqrt[3]{912.37e_1 + 29750.098}$$

La résolution par itération :

Chaque e_1 trouvé et réinjecter dans l'équation (*) pour trouver un nouveau e_1

On répète jusqu'à égalisation de e_1 précédent et e_1 suivant.

On trouve : $e_1 = 40.57\text{cm}$

2. Calcul de la position de l'axe neutre :

$$y = \frac{h}{2} + e_1 + e = \frac{45}{2} + 40.57 + 49.10 = 112.17\text{cm}$$

3. Calcul du moment d'inertie :

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

$$I = 22715825.5\text{cm}^4$$

4. Calcul de contrainte maximale dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}e_1}{I} y = 0.44\text{MPa}$$

5. Vérification de contrainte :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18\text{MPa}$

Donc, la contrainte de béton est vérifiée.

V.2.5 Schéma de ferrailage

D'où le ferrailage choisit satisfait toutes les vérifications, voici le schéma de ferrailage dans la figure suivant :

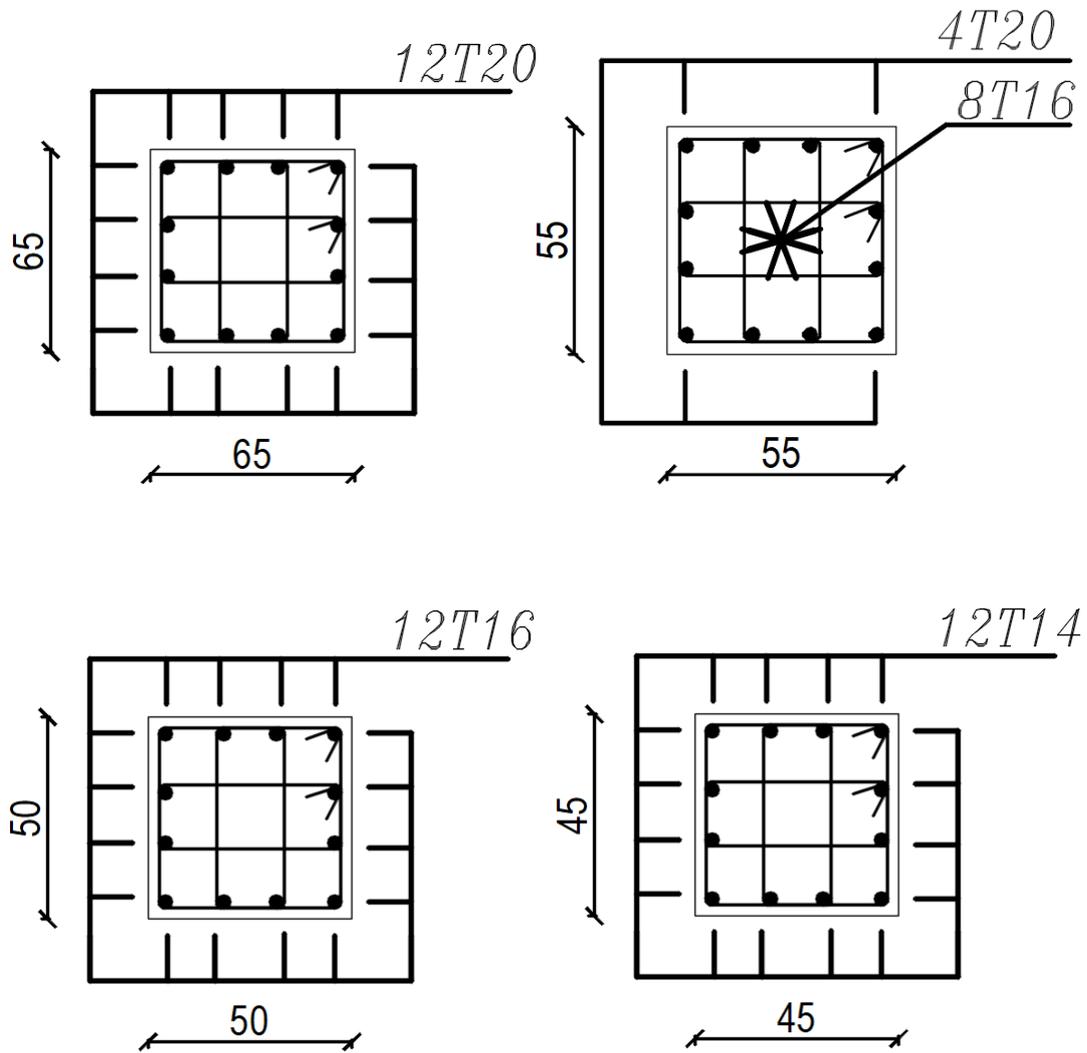


Figure V:1: Schéma de ferrailage des poteaux

V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Une poutre est soumise à un moment de flexion M dans un plan. Par conséquent, elle est ferrillée en flexion simple à l'état limite ultime ELU suivant les recommandations d'RPA 99/version 2003 puis vérifiée à l'état limite de service.

Dans notre structure on a trois types de poutre :

Poutre principale (35x45) cm.

Poutre secondaire (30x40) cm.

Poutre de rampe (30x40) cm.

V.3.2 Sollicitation de calcul

Le calcul des poutres se fait sous l'effet du moment et l'effort tranchant

Les sollicitations maximales sont déduites du logiciel ROBOT, elles sont résumées dans le tableau suivant :

1. Moment fléchissant :

- Étage commercial :

Tableau V:14 : Sollicitations de calcul pour les poutres principale d'étage commercial

Poutre principale	M(KN.m)	ELU	ELS	ACC
Non liée au voile	Appui	-132.14	-94.04	-110.24
	Travée	57.52	40.90	41.46
Liée au voile	Appui	-122.18	-86.76	-138.76
		65.98	48.18	144.15
	Travée	-61.09	-43.38	-69.38
		32.99	24.09	72.08

NB : $M > 0$ tend les fibres inférieures

$M < 0$ tend les fibres supérieures

Tableau V:15 : Sollicitations de calcul pour les poutres secondaires d'étage commercial

Poutre secondaire	M(KN.m)	ELU	ELS	ACC
Non liée au voile	Appui	-108.13	-76.84	-94.57
		114.08	83.20	113.65
	Travée	-54.065	-38.42	-47.29
		57.04	41.60	56.83
Liée au voile	Appui	-106.28	-75.49	-102.71
	Travée	47.73	33.93	35.20

Tableau V:16 : Sollicitations de calcul pour la poutre de rampe

	M(KN.m)	ELU	ELS	ACC
Poutre de rampe	Appui	-119.85	-86.54	-88.73
	Travée	40.59	29.30	29.43

- Étage de service :

Tableau V:17 : Sollicitations de calcul pour les poutres principales d'étage de service

Poutre principale	M(KN.m)	ELU	ELS	ACC	
Non liée au voile	Appui	-134.83	-97.50	-141.91	
	Travée	52.83	38.16	40.43	
Liée au voile	Appui	-134.40	-97.17	-137.67	117.95
	Travée	51.87	37.46	-68.84	58.98

Tableau V:18 : Sollicitations de calcul pour les poutres secondaires d'étage de service

Poutre secondaire	M(KN.m)	ELU	ELS	ACC	
Non liée au voile	Appui	-79.90	-57.69	-105.16	
	Travée	37.55	27.10	29.76	
Liée au voile	Appui	-80.85	-58.48	-112.64	34.17
	Travée	38.43	27.75	-56.32	17.09

- Étage d'habitation :

Tableau V:19 : Sollicitations de calcul pour les poutres principales d'étage d'habitation

Poutre principale	M(KN.m)	ELU	ELS	ACC	
Non liée au voile	Appui	-123.90	-90.28	-148.34	48.73
	Travée	48.41	35.30	-74.17	24.37
Liée au voile	Appui	-170.63	-124.42	-186.75	125.80
	Travée	54.95	40.04	-93.38	62.90

Tableau V:20 : Sollicitations de calcul pour les poutres secondaires d'étage d'habitation

Poutre secondaire	M(KN.m)	ELU	ELS	ACC	
Non liée au voile	Appui	-145.61	-106.20	-148.82	53.84
	Travée	46.17	33.45	-74.41	26.92
Liée au voile	Appui	-116.43	-84.89	-150.87	68.15
	Travée	38.23	27.86	-75.44	34.08

- Étage terrasse :

Tableau V:21 : Sollicitations de calcul pour les poutres principales d'étage terrasse

Poutre principale	M(KN.m)	ELU	ELS	ACC	
Non liée au voile	Appui	-97.46	-71.39	-105.16	
	Travée	56.27	41.25	43.29	
Liée au voile	Appui	-163.71	-119.74	-171.79	111.11
	Travée	63.55	46.54	-85.90	55.56

Tableau V:22 : Sollicitations de calcul pour les poutres secondaires d'étage terrasse

Poutre secondaire	M(KN.m)	ELU	ELS	ACC	
Non liée au voile	Appui	-104.50	-76.29	-105.13	
	Travée	46.24	33.83	36.71	
Liée au voile	Appui	-114.76	-83.97	-137.10	36.18
	Travée	41.08	30.09	-68.55	18.09

V.3.3 Calcul de ferrailage longitudinal :

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel ROBOT expert,

V.3.3.1 Ferrailage minimale et maximale

- Selon RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1 :

$$A_{\min} = 0.5\%bh$$

	Poutre principale (30x45cm)	Poutre secondaire (30x40cm)	Poutre de rampe(30x40cm)
$A_{RPA}(cm^2)$	6.75	6	6

- Vérification de la section maximale selon RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1 :

La section maximale exigée par le RPA :

$$\text{En zone courante : } A_{\max,RPA} = 4\%B$$

$$\text{En zone du recouvrement : } A_{\max,RPA} = 6\%B$$

Les valeurs de la section maximale sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V:23 : Ferrailage maximale et minimale

$A_{\max,RPA}$	En zone courante	En zone du recouvrement
Poutre principale (30x45 cm)	54.00	81.00
Poutre secondaire (30x40 cm)	48.00	72.00
Poutre de rampe(30x40cm)	48.00	72.00

V.3.3.2 Ferrailage calculé :

Le tableau suivant résume la valeur des sections d'armatures :

- 1- Poutre principale :

Tableau V:24 : Sections des armatures à l'ELU pour les poutres principales

Étage	Position	Non liée au voile		Liée au voile	
		$A_{s1}(cm^2)$	$A_{s2}(cm^2)$	$A_{s1}(cm^2)$	$A_{s2}(cm^2)$
Terrasse	Sur appui	/	5.60	5.50	9.80
	En travée	3.10	/	3.6	4.2
Habitation	Sur appui	2.30	7.50	6.20	10.20
	En travée	2.7	3.6	3.1	4.6
RDC	Sur appui	/	7.90	5.80	7.80
	En travée	2.90	/	2.9	3.3

Sous-sol	Sur appui	/	7.80	7.10	7.00
	En travée	3.20	/	3.5	3.4

Avec ;

A_{s1} : Section de la nappe inférieure

A_{s2} : Section de la nappe supérieure

2- Poutre secondaire :

Tableau V:25 : Sections des armatures à l'ELU pour les poutres secondaires

Étage	Position	Non liée au voile		Liée au voile	
		$A_{s1}(cm^2)$	$A_{s2}(cm^2)$	$A_{s1}(cm^2)$	$A_{s2}(cm^2)$
Terrasse	Sur appui	/	7.00	2.00	7.90
	En travée	2.90	/	2.6	3.8
Habitation	Sur appui	3.00	10.10	3.80	8.80
	En travée	2.9	4.1	2.4	4.2
RDC	Sur appui	/	6.00	1.80	6.40
	En travée	2.40	/	2.4	3.1
Sous-sol	Sur appui	7.5	7.00	/	7.10
	En travée	3.60	3.5	3	/

3- Poutre de rampe :

Tableau V:26 : Sections des armatures à l'ELU pour la poutre de rampe

Position	$A_{s1}(cm^2)$	$A_{s2}(cm^2)$
Sur appui	/	8.10
En travée	2.60	/

Selon le BAEL91/99, Art A.4.2.1 : Condition de non fragilité :

$$A_{min,BAEL} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V:27 : Condition de non fragilité

	Poutre principale (30x45 cm)	Poutre secondaire (30x40 cm)	Poutre de rampe(30x40cm)
$A_{BAEL}(cm^2)$	1.34	1.19	1.19

Observation : A_s et A_{sc} sont supérieures à $A_{min,BAEL}$ donc la condition de non fragilité est vérifiée

V.3.3.3 Choix des armatures longitudinaux :

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

1- Poutre principale :

Tableau V:28 : les sections des armatures adoptées pour les poutres principales

Non liée au voile	Position	Choix des barres		A_s Adoptée (cm ²)
		A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	
Terrasse	Appui	3T12	3T14+2T12	10.27
	Travée	3T12	3T14	8.01
Habitation RDC	Appui	3T12	3T14+3T12	11.40
	Travée	3T12	3T14	8.01
Sous-sol	Appui	3T12	3T14+3T12	11.40
	Travée	3T12	3T14	8.01

Liée au voile	Position	Choix des barres		A_s Adoptée (cm ²)
		A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	
Terrasse	Appui	3T14+2T12	3T16+3T14	17.53
	Travée	3T14	3T16	10.65
Habitation RDC	Appui	3T14+2T12	3T16+3T14	17.53
	Travée	3T14	3T16	10.65
Sous-sol	Appui	3T14+3T12	3T16+3T14	18.66
	Travée	3T14	3T16	10.65

2- Poutre secondaire :

Tableau V:29 : les sections des armatures adoptées pour la poutre secondaire

Axe Non liée au voile	Position	Choix des barres		A_s Adoptée (cm ²)
		A_{s1} (cm ²)	A_{s1} (cm ²)	
Terrasse	Appui	3T12	3T14+3T12	11.40
	Travée	3T12	3T14	8.01
Habitation RDC	Appui	3T12	3T16+3T14	14.04
	Travée	3T12	3T16	9.42
Sous-sol	Appui	3T14+3T12	3T16+3T14	18.66
	Travée	3T14	3T16	10.65

Liée au voile	Position	Choix des barres		A_s Adoptée (cm ²)
		A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	
Terrasse	Appui	3T12	3T14+3T12	11.40
	Travée	3T12	3T14	8.01
Habitation RDC	Appui	3T14	3T16+3T12	14.04
	Travée	3T14	3T16	10.65
Sous-sol	Appui	3T14	3T16+3T12	14.04
	Travée	3T14	3T16	10.65

3- Poutre de rampe

Tableau V:30 : Les sections des armatures adoptées pour la poutre de rampe

Position	Choix des barres		A_s Adopté (cm ²)
	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	
Appui	3T14+3T12	3T16+3T14	18.66
Travée	3T14	3T16	10.65

V.3.3.4 Recouvrement des Armatures Longitudinales :

Selon l'article 7.5.2.1 de RPA99/2003, la longueur de recouvrement minimale est de 40ϕ en zone II a.

Avec : ϕ : diamètre des barres longitudinales.

Alors on adopte : $L_r = 40\phi$

Pour : T16 $\rightarrow L_r = 64$ cm

T14 $\rightarrow L_r = 56$ cm

T12 $\rightarrow L_r = 48$ cm

V.3.4 Vérifications des contraintes aux états limites de service :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries donc fissuration est peu préjudiciable dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

a. État limite de compression du béton BAEL91/99, ART.A.5.4.2 :

1- Calcul de la position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

2- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

3- Calcul des contraintes dans le béton

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I}$

4- Vérification de contrainte :

La contrainte admissible de compression du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18$ MPa

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Poutre principale :

Tableau V:31 : Vérification de la poutre principale à l'ELS

Non liée au voile		M_{ser} (kN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)
Terrasse	APPUI	71.39	8.82	59821.44	10.52
	TRAVEE	41.25	9.19	59134.92	6.41
Habitation Service	APPUI	97.50	8.65	60124.81	14.02
	TRAVEE	38.16	9.19	59134.92	5.93
Commerce	APPUI	94.04	8.65	60124.81	13.52
	TRAVEE	40.90	9.19	59134.92	6.36

Liée au voile		M_{ser} (kN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)
Terrasse	APPUI	119.74	11.32	109808.03	12.34
	TRAVEE	46.54	10.25	77173.24	6.18
Habitation Service	APPUI	124.42	11.32	109808.03	12.83
	TRAVEE	40.04	10.25	77173.24	5.32
Commerce	APPUI	86.76	12.10	123850.95	8.48
	TRAVEE	43.38	10.25	77173.24	5.76

- Poutre secondaire

Tableau V:32 : Vérification de la poutre secondaire à l'ELS

Non liée au voile		M_{ser} (kN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)
Terrasse	APPUI	76.29	7.96	46908.11	12.94
	TRAVEE	33.83	8.51	45999.87	6.26
Habitation Service	APPUI	106.20	7.61	47473.68	17.01
	TRAVEE	33.45	8.26	46406.50	5.96
Commerce	APPUI	83.20	11.12	96223.37	9.61
	TRAVEE	41.60	9.47	59975.30	6.57

Liée au voile		M_{ser} (kN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)
Terrasse	APPUI	83.97	7.96	46908.11	14.25
	TRAVEE	30.09	8.51	45999.87	5.56
Habitation Service	APPUI	84.89	8.89	61336.90	12.31
	TRAVEE	27.86	9.47	59975.30	4.40
Commerce	APPUI	75.49	8.89	61336.90	10.95
	TRAVEE	33.93	9.47	59975.30	5.36

- Poutre de rampe :

Tableau V:33 : Vérification de la poutre de rampe à l'ELS

	M_{ser} (kN. m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)
APPUI	86.54	11.12	96223.37	10.00
TRAVEE	29.30	9.47	59975.30	4.62

V.3.5 Vérification de La flèche selon BAEL91/99, Art B.6.5, 1

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

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

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

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{MPa}$$

Avec :

h_t : hauteur de la section

L : la portée entre nus d'appuis.

M_t : Moment maximum en travée.

$$M_t = KM_0$$

K : Un coefficient réducteur $0.75 \leq K \leq 0.85$, on prend $K=0.75$

M_0 : Moment isostatique en travée.

A_s : section d'armature tendue correspondante

- Poutre principale (30 × 45cm) :

1ere condition :

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{515} = 0.087 > \frac{1}{16} = 0.025 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2eme condition :

$$M_{ser,max} = 46.54 \text{ KN. m}$$

$$\frac{h}{L} = 0.087 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.075 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3eme condition :

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 3.8 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 8.4 \times 10^{-3} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutre secondaire (30 × 40cm) :

1ere condition :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{475} = 0.084 > \frac{1}{16} = 0.025 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2eme condition :

$$M_{ser,max} = 41.60 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = 0.081 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.075 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3eme condition :

$$A_s = 4.62 \text{cm}^2$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 4.3 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 8.4 \times 10^{-3} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.6 Calcul des armatures transversale :

Les calculs sont effectués à partir de l'effort tranchant maximal sollicitant les poutres

Tableau V:34 : Effort tranchant

	V_u (KN)
Poutre Principale (30x45)	248.8
Poutre secondaire (30x40)	314.22

V.3.6.1 Vérification de la résistance au cisaillement

D'après l'article BAEL91/99 Art 5.1.2.1, la résistance au cisaillement est vérifiée si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

La fissuration comme étant peu préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 4 \text{MPa}$$

Tableau V:35 : Vérification de la résistance au cisaillement

	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutre Principale (30x45)	248.8	2.05	4	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30x40)	314.22	2.91	4	Condition vérifiée

V.3.6.2 Calcul de la quantité d'armatures transversales

1. Choix de diamètre :

$$\text{Selon BAEL : } \phi_{t,\text{maximale}} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

Pour la poutre principale :

$$\phi_{t,\text{maximale}} \leq \min(12.86; 30; 12) = 12\text{mm}$$

Donc on adopte des cadres de diamètre inférieure à 12mm

Pour la poutre secondaire :

$$\phi_{t,\text{maximale}} \leq \min(11.43; 30; 12) = 11.43\text{mm}$$

Donc on adopte des cadres de diamètre inférieure à 10mm

Pour la poutre de rampe :

$$\phi_{t,\text{maximale}} \leq \min(11.43; 30; 14) = 11.43\text{mm}$$

Donc on adopte des cadres de diamètre inférieure à 10mm

2. Calcul l'espacement des armatures transversale :

- Selon RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2 :

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

En zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\text{min}}\right)$$

Espacement choisi : $S_t = 10\text{cm}$

On adopte un espacement de $S_t = 10\text{cm}$ en zone nodale pour une distance L

Selon l'article 7.4.2.1 de RPA99/2003, La longueur de la zone nodale est donnée par $L=2h$

Poutre principale : $L=90\text{cm}$

Poutre secondaire et de rampe : $L=80\text{cm}$

Le 1^{er} cadre doit être disposé à 5cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

En zone courante

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

Espacement choisi : $S_t = 15\text{cm}$

On adopte un espacement de $S_t = 15\text{cm}$ en zone courante

- Selon BAEL91/99 Art5.1.2.2 :

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

Pour la poutre principale : $S_t \leq 36.45\text{cm}$

Pour la poutre secondaire : $S_t \leq 32.4 \text{ cm}$

3. La section d'armature transversale :

Selon BAEL91/99, Art A5.1.2.1 :

$$\frac{A_t}{b_0 t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec

$$f_{tj} = \min(f_{tj}; 3.3 \text{ MPa}) = 2.4\text{MPa}$$

$K = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

Tableau V:36 : La section d'armature transversale

Armature transversales	$\tau_u(\text{MPa})$	$A_t(\text{cm}^2)$
Poutre principale(30x45cm)	2.05	1.33
Poutre secondaire(30x40cm)	2.91	2.19

4. Quantité minimale des armatures transversales en zone courante :

- Selon l'article 7.5.2.2 du RPA99/2003, :

La quantité minimale des armatures transversales notées A_t est de :

$$A_t \geq 0.003S_t b_0$$

$$A_t \geq 1.35\text{cm}^2$$

- Selon BAEL91/99 (Art5.1.2.2) :

$$\frac{A_{\min}}{b_0 t} = \frac{0.4}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.4 \frac{b_0 t}{f_e} = 0.36\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}}) = 1.35\text{cm}^2$$

5. Ferrailage transversal adopté :

Tableau V:37 : Ferrailage transversal adopté

	Espacement	Armature transversales			
	Zone courante	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{t,\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix	A_t adopté
Poutre principale	15	1.33	1.35	4Ø8	2.01
Poutre secondaire	15	2.19	1.35	4Ø10	3.14

Conclusion : le ferrailage choisit satisfait toutes les conditions de la résistance et de stabilité de forme, le détail de ferrailage est représenté dans les figures suivantes :

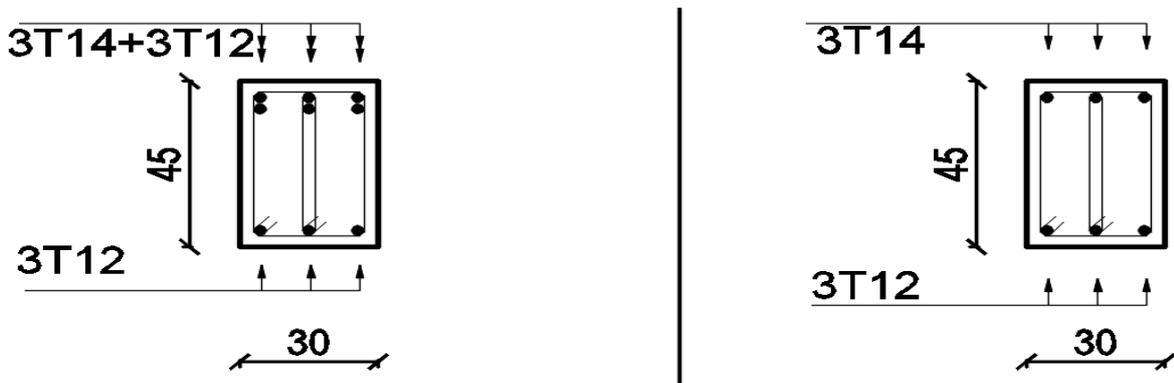


Figure V:2 : Poutre principale non liée au voile

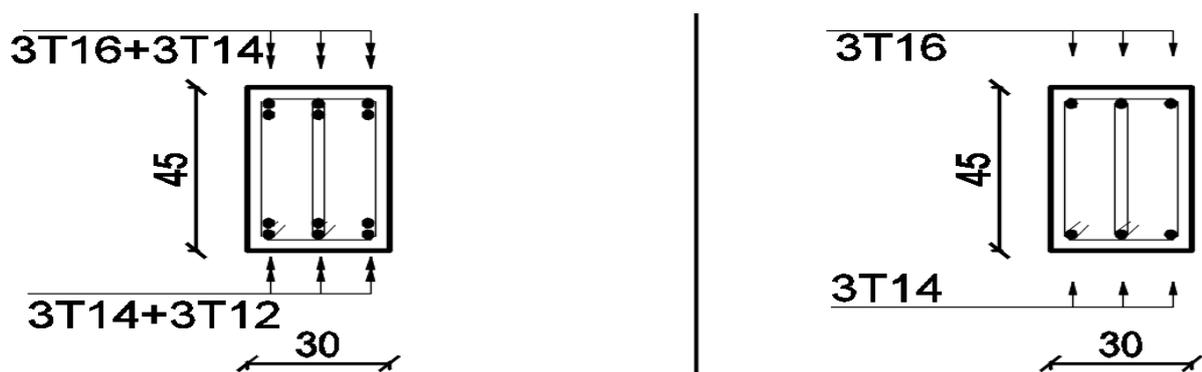


Figure V:3 : Poutre principale liée au voile

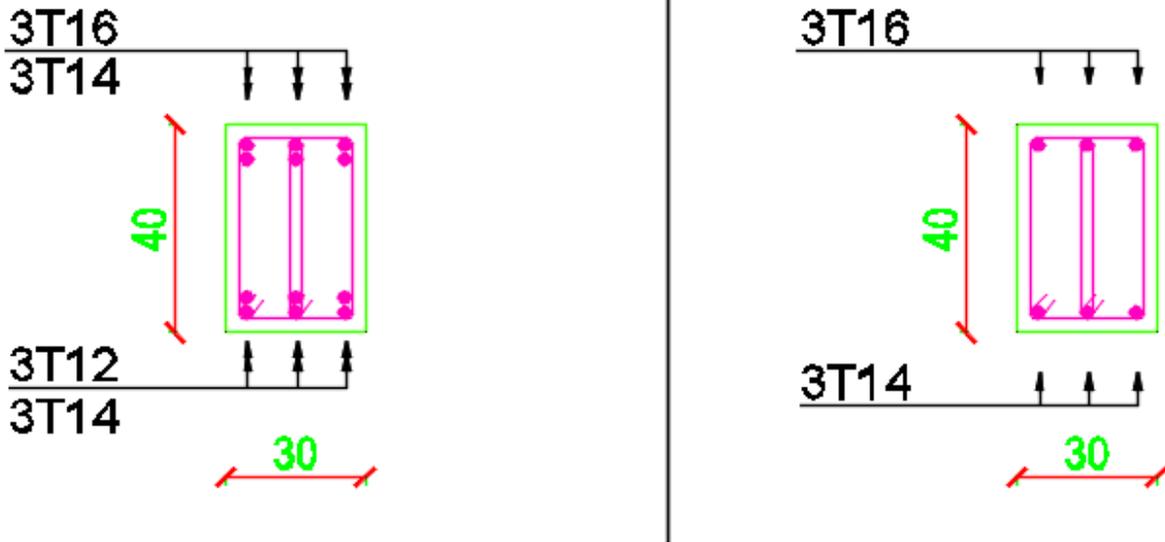


Figure V:4: Poutre secondaire non liée au voile

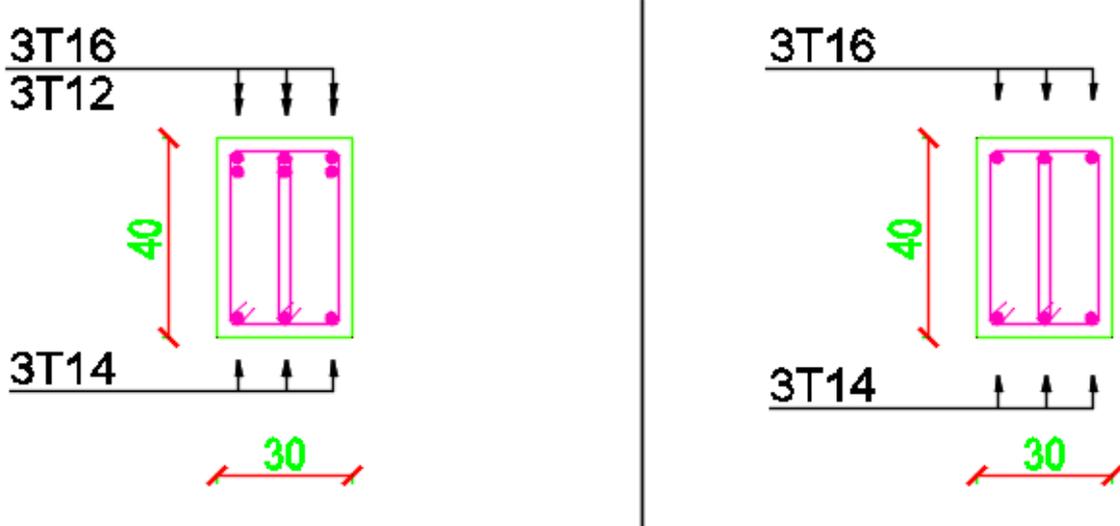


Figure V:5: Poutre secondaire liée au voile

V.4 Ferrailage des voiles :

V.4.1 Introduction :

Les voiles en béton armé sont des éléments de contreventement soumis à des actions verticales dues à la combinaison des charges permanentes G d'exploitation Q et à des actions horizontales dues à l'action du vent ou du séisme.

Les actions verticales provoquent des efforts normaux et des moments s'il y a une excentricité. Quant aux actions horizontales, elles engendrent des efforts de cisaillement et des moments fléchissant. Par conséquent, le ferrailage des voiles de contreventement comportera :

- Des armatures verticales pour reprendre l'effort normal et le moment fléchissant,
- Des armatures horizontales pour reprendre l'effort tranchant.

Le modèle de voile le plus simple est celui d'une console parfaitement encastrée dans sa base, soumise à la fois à une charge verticale et horizontale

Les voiles seront donc calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant

Pour le calcul de ferrailage, l'ouvrage est divisé en quatre (04) zones.

Zone 01 : Sous -sol, RDC et 1^{ère} niveau.

Zone 02 : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} niveau.

Zone 03 : 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} niveau.

Zone 04 : 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} niveau.

V.4.2 Combinaison d'action :

Le calcul des voiles se fait en considérant les combinaisons d'action suivantes :

$$0.8G \pm E$$

$$G + Q + E$$

V.4.3 Étude des voiles avec une file d'ouvertures par méthode d'Albiges et Goulet :

V.4.3.1 Introduction :

Les voiles de notre ouvrage présentent une seule file d'ouvertures. Ils sont soumis à l'action des charges gravitaires et des charges sismiques. L'action sismique est supposée linéairement répartie suivant la hauteur de l'ouvrage.

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux". Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

L'étude est faite pour le voile le plus sollicité. La section horizontale du voile est effectuée au niveau d'une ouverture. Elle est représentée par la figure suivante :

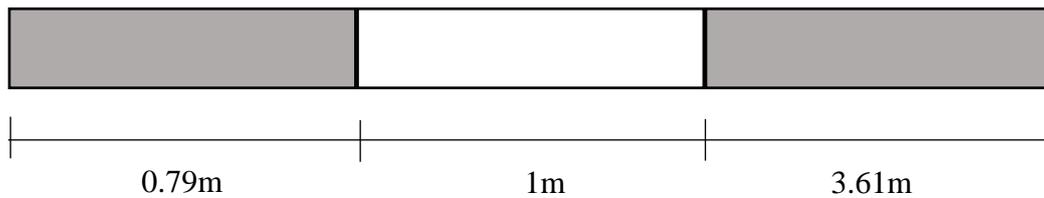


Figure V:6:Section transversale d'un voile avec une file d'ouvertures

V.4.3.2 Détermination du degré de monolithisme :

Le développement de la méthode d'Albiges et Goulet fait apparaître un paramètre " α " permettant de déterminer le degré de monolithisme d'un voile donné, pour :

$\alpha < 1 \rightarrow$ Voile avec ouvertures de grande dimension

$\alpha > 10 \rightarrow$ Voile avec ouvertures de faible dimension

$1 < \alpha < 10 \rightarrow$ Refend avec ouvertures de moyenne dimension

Le degré de monolithisme du voile avec une file d'ouverture vaut :

$$\alpha = Hw$$

Avec,

$$w^2 = \frac{3i}{a^3} \times \frac{c}{I_1 + I_2} \times \frac{I}{mh}$$

H : hauteur du bâtiment = 38.08m

i : moment d'inertie du linteau

$$i = \frac{bh^3}{12} = 0.2 \times \frac{0.66^3}{12} = 4.79 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

I_1 : moment d'inertie du trumeau 1 et 2 par rapport à G_1 et à G_2

$$I_1 = \frac{bh^3}{12} = 0.2 \times \frac{0.79^3}{12} = 8.22 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{bh^3}{12} = 0.2 \times \frac{3.61^3}{12} = 0.78 \text{ m}^4$$

m : moment statique du linteau par rapport à G:

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

$$2c = 1 + \frac{0.79}{2} + \frac{3.61}{2} = 3.2$$

$$c = 1.6 \text{ m}$$

Ω_1 : aire de trumeau 1

Ω_2 : aire de trumeau 2

$$\Omega_1 = 0.158\text{m}^2$$

$$\Omega_2 = 0.722\text{m}^2$$

Donc, le moment statique est égal :

$$m = 0.41\text{m}^3$$

I : moment d'inertie total du voile avec ouverture par rapport à G

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 2.1\text{m}^4$$

On obtient :

$$w = 0.62$$

Le degré de monolithisme du voile est égal à :

$$\alpha = Hw = 23.8 > 10$$

Nous sommes donc en présence d'un voile avec des ouvertures de faible dimension. Par conséquent, il se calcule comme s'il était voile pleine.

V.4.3.3 Calcul des sollicitations du linteau

Ils seront ferrillés pour reprendre les sollicitations suivantes :

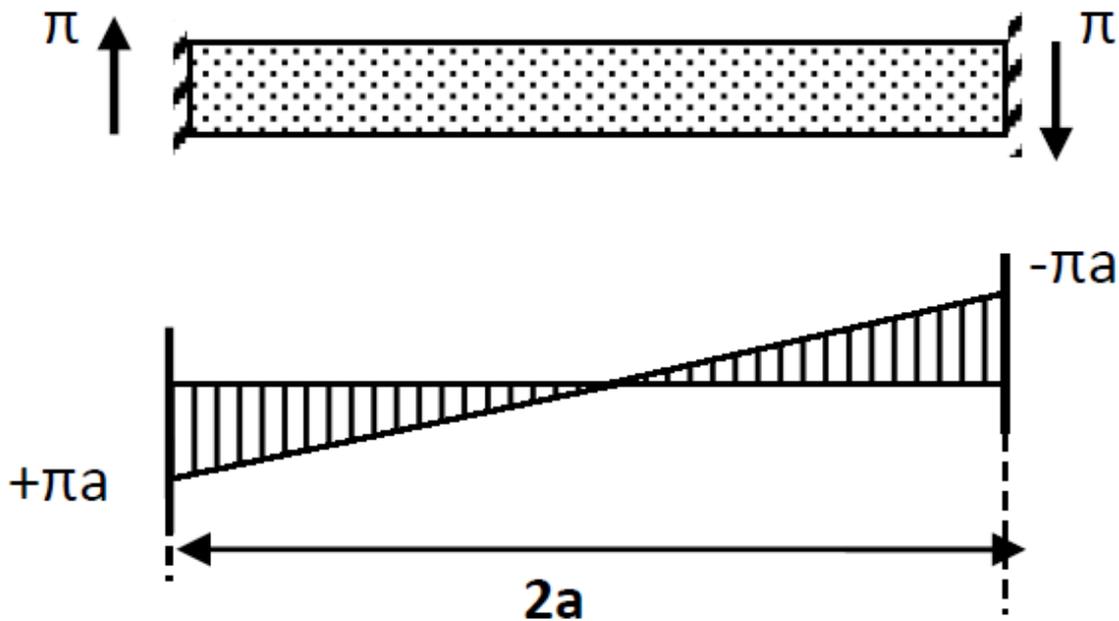


Figure V:7 Sollicitation du calcul

À l'encastrement du linteau :

Effort tranchant :

$$\pi = \tau_e h = \frac{T_0 \times m}{I} \times h$$

Avec,

T_0 : Effort tranchant à la base du voile considérée (déterminé à l'aide du logiciel ROBOT)

$$T_0 = 599.31 \text{KN}$$

h : hauteur d'étage

$$\pi = 358.04 \text{KN}$$

Moment fléchissant :

$$M = \pm \pi a$$

$$M = 179.02 \text{KN.m}$$

V.4.3.4 Ferrailage des linteaux

Le ferrailage du linteau se fait conformément aux recommandations du règlement parasismique Algérien RPA99/2003.

a. Vérification de la contrainte tangentielle

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4V_u = 1.4\pi$

b : épaisseur du linteau

d : hauteur utile : $0.9h$

h : hauteur totale de la section brute du linteau = 66 cm

Ce qui vient :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 358.04}{20 \times 0.9 \times 66} = 4.22 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 6 \text{MPa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

Et $\tau_b = 4.22 \text{MPa} > 0.06f_{c28} = 1.8 \text{MPa}$

$\tau_b > 0.06f_{c28}$: Art 7.7.3.2 RPA99v2003 :

Armatures diagonales AD sont indispensables en plus d'une quantité d'armatures longitudinales, transversales et en zone courante fixée par le règlement algérien (RPA99/2003).

b. Calcul des armatures diagonales

Pour le calcul de ces armatures, on utilise les formules suivantes :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$

Où,

$V = V_u = \pi = 358.04 \text{KN}$: Sans majoration

h : hauteur totale de la section brute du linteau = 66cm

$d = 3 \text{cm}$

Soit numériquement,

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d}{l} = \frac{66 - 2 \times 3}{100} = 0.6 \rightarrow \alpha = 30.96^\circ$$

$$A_D = \frac{358.05}{2 \times 500 \times \sin(30.96)} = 6.95 \text{cm}^2$$

Choix : 8Ø14

c. Calcul des armatures longitudinales :

La quantité d'armatures longitudinales est tel que :

$$(A_l, A'_l) \geq 0.0015bh$$

$$A_l = A'_l = 1.98 \text{cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}12$$

d. Calcul des armatures transversales :

Elles sont déterminées comme ce qui suit :

$$\tau_b = 4.22 \text{MPa} > 0.025f_{c28} = 0.75 \text{MPa} \rightarrow A_t > 0.0025bs$$

b : épaisseur de voile

s : espacement

$$s_{\min} = \frac{h}{4} = 16.5 \text{cm}$$

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

$$A_t > 0.0025bs = 1 \text{cm}^2$$

$A_t > 1 \text{cm}^2 \rightarrow$ Choix 1 cadre Ø8

e. Calcul des armatures de répartition :

Elles sont données par la formule suivante :

$$A_c > 0.002bh = 2.64\text{cm}^2$$

Choix 4Ø12

Le schéma de ferrailage des linteaux est représenté par la figure suivante :

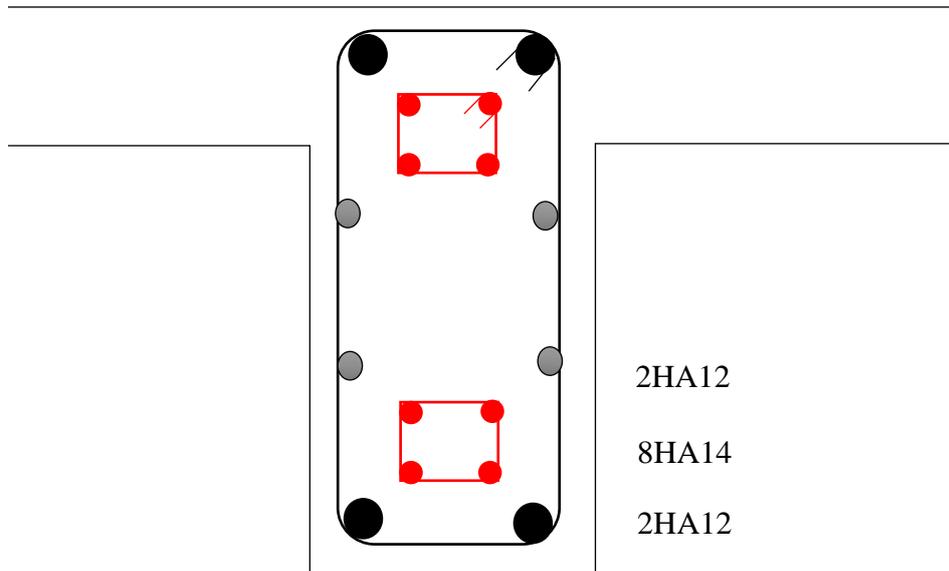


Figure V:8 Schéma du ferrailage des linteaux

V.4.4 Étude d'un voile plein conformément au RPA/2003

V.4.4.1 Dimension de la section :

Notre ouvrage comprend trois (3) types de voiles de contreventement (V1 : L=5.95m, V2 : L=5.75m et V3 : L=3.2m) plus les voiles d'ascenseur (V4 : L=1.7m, V5 : L=2.5m) que nous allons ferrailer par zone

V.4.4.2 Calcul des armatures longitudinaux :

Le calcul des armatures verticaux de voile sera réalisé par la méthode des contraintes (également appelée méthode de Navier) et vérifié selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{\max}, M_{\text{corr}}$
2. $N_{\min}, M_{\text{corr}}$
3. $M_{\max}, N_{\text{corr}}$

Les sollicitations maximales sont déduites du logiciel ROBOT, elles sont résumées dans les tableaux suivants :

- VOILE DE CONTREVENTEMENT :

Tableau V:38 : Les sollicitations maximales pour V1

V1		N(KN)	M(KN.m)
ZONE 01	N_{\max}	3222.36	1636.62
	N_{\min}	2381.95	3213.32
	M_{\max}	2723.38	7316
ZONE 02	N_{\max}	2840.98	935.46
	N_{\min}	1591.24	366.91
	M_{\max}	2388.7	3996.9
ZONE 03	N_{\max}	1928.89	446.1
	N_{\min}	959.8	382.96
	M_{\max}	1634.31	1446.47
ZONE 04	N_{\max}	1001.35	302.22
	N_{\min}	304.36	757.44
	M_{\max}	890.19	1356.09

Tableau V:39 : Les sollicitations maximales pour V2

V2		N(KN)	M(KN.m)
ZONE 01	N_{\max}	5740.68	440.27
	N_{\min}	170.41	259.89
	M_{\max}	3315.65	7346.14
ZONE 02	N_{\max}	4283.58	237.47
	N_{\min}	439.39	165.4
	M_{\max}	2272.31	3542.26
ZONE 03	N_{\max}	2500.04	144.34
	N_{\min}	780.33	103.75
	M_{\max}	1714.93	1433.72
ZONE 04	N_{\max}	1193.75	85.96
	N_{\min}	265.25	696.6
	M_{\max}	735.27	911.41

Tableau V:40 : Les sollicitations maximales pour V3

V3		N(KN)	M(KN.m)
ZONE 01	N_{\max}	5376.13	54.94
	N_{\min}	-2137.44	140.16
	M_{\max}	918.44	1246.24
ZONE 02	N_{\max}	3569.92	32.86
	N_{\min}	-208.37	125.59
	M_{\max}	1046.95	683.99
ZONE 03	N_{\max}	1859.05	30.31
	N_{\min}	6.76	132.6
	M_{\max}	739.62	374.45
ZONE 04	N_{\max}	988.01	14.74
	N_{\min}	162.47	198.32
	M_{\max}	297.69	235.64

- VOILE D'ASCENSEUR :

Tableau V:41 : Les sollicitations maximales pour V4

V4		N(KN)	M(KN.m)
ZONE 01	N_{\max}	1814.57	2.05
	N_{\min}	-264.39	3.91
	M_{\max}	189.38	260.98
ZONE 02	N_{\max}	1222.35	4.16
	N_{\min}	88.51	18.19
	M_{\max}	362.63	101.69
ZONE 03	N_{\max}	701.74	0.41
	N_{\min}	141.85	0.36
	M_{\max}	357.12	52.21
ZONE 04	N_{\max}	395.44	21.15
	N_{\min}	4.3	22.69
	M_{\max}	122.9	43.29

Tableau V:42 : Les sollicitations maximales pour V5

V5		N(KN)	M(KN.m)
ZONE 01	N_{\max}	1297.50	20.67
	N_{\min}	808.87	25.73
	M_{\max}	1004.81	554.40
ZONE 02	N_{\max}	963.88	21.01
	N_{\min}	683.43	23.22
	M_{\max}	920.84	301.46
ZONE 03	N_{\max}	701.74	22.23
	N_{\min}	374.51	3.60
	M_{\max}	664.58	134.86
ZONE 04	N_{\max}	390.16	15.66
	N_{\min}	20.05	21.05
	M_{\max}	303.71	95.24

a. Présentation de la méthode de calcul :

La méthode des contraintes consiste à déterminer le diagramme des contraintes (figure V :9) à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

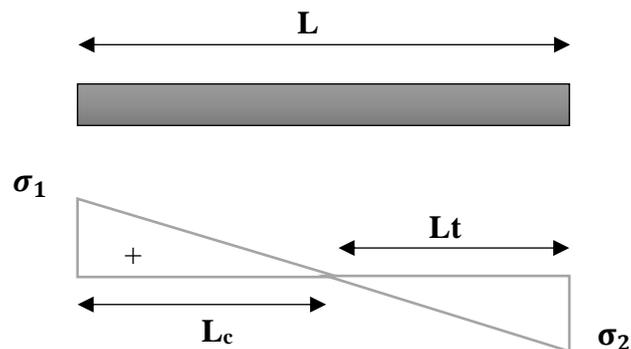


Figure V:9: Diagramme des contraintes

- Détermination des contraintes :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant.

B : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/fe$$

2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/fe$$

3^{ème} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue)

Dans ce cas, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le RPA (le ferrailage minimum).

b. Ferrailage minimale :

- En zone tendue selon l'article 7.7.4.1 du RPA 2003 :

$$A_{\min} = 0.2\%e \cdot L_t$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

- Selon le BAEL :

Section partiellement comprimée

$$A_{\min} = \max \left(0.23B \frac{f_{t28}}{f_e}; 0.005B \right)$$

Section entièrement tendue :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s}, \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B\right)$$

c. Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile : V1, zone I

Donnée géométrique :

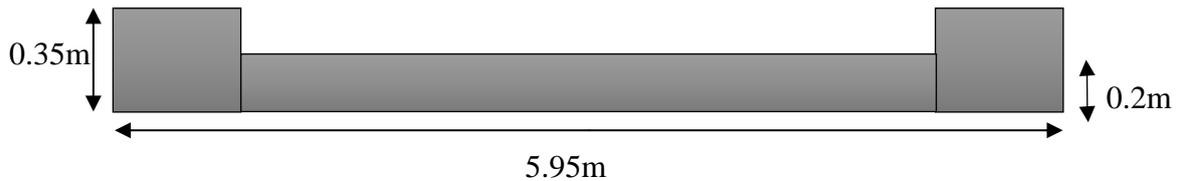


Figure V:10: Données géométriques du voile.

1- Caractéristiques géométriques du voile

$$B = L \times e + 2 * b \times h = 5.25 \times 0.2 + 2 \times 0.35 \times 0.35 = 1.3\text{m}^2$$

$$V=V'=2.975\text{m}$$

$$I = \frac{0.2 \times 5.25^3}{12} + 2\left[\frac{0.35^4}{12} + 0.35 \times 0.35 \times (2.8)^2\right] = 4.34\text{m}^4$$

2- Ferrailage sous combinaison $0.8G \pm E$:

Détermination des sollicitations :

$$N = 2723.38 \text{ kN}$$

$$M = 7316\text{kN.m}$$

3- Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I} = \frac{2723.38}{1.3} + \frac{7316 \times 2.975}{4.34} = 7109.91\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{Mv}{I} = \frac{2723.38}{1.3} - \frac{7316 \times 2.975}{4.34} = -2920.09\text{KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement tendue

Longueur de la zone tendue :

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{2920.09}{2920.09 + 7109.91} \times 5.95 = 1.73\text{m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{2920.09}{2} \times 0.20 \times 1.73 = 505.18\text{KN}$$

4- Armature verticale :

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{505.18}{500} = 10.10 \text{ cm}^2$$

$$(A_v / ml) / \text{Face} = (10.10/1.73)/2 = 2.92 \text{ cm}^2.$$

5- Vérification vis-à-vis RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0.2[(L_t - b).e + b.h] = 0.2[(1.73 - 0.35)0.2 + 0.35 \times 0.35] = 7.97 \text{ cm}^2$$

e : épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$(A_{\min} / ml) / \text{Face} = (7.97/1.73)/2 = 2.3 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

VOILE DE CONTREVENTEMENT :

Tableau V:43 : Les résultats de calcul pour V1

	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t (m)	F(KN)	A_s (cm ²)
Zone1	3222.36	1636.62	4.09	1.32	0.00	0.00	0.00
	2381.95	3213.32	4.72	-0.72	0.79	56.85	1.14
	2723.38	7316	7.12	-2.92	1.73	505.18	10.10
Zone2	2840.98	935.46	3.18	1.59	0.00	0.00	0.00
	1591.24	366.91	1.65	1.03	0.00	0.00	0.00
	2388.7	3996.9	5.39	-1.38	1.21	167.19	3.34
Zone3	1928.89	446.1	2.00	1.24	0.00	0.00	0.00
	959.8	382.96	1.13	0.48	0.00	0.00	0.00
	1634.31	1446.47	2.60	0.15	0.00	0.00	0.00
Zone4	1001.35	302.22	1.10	0.59	0.00	0.00	0.00
	304.36	757.44	0.90	-0.39	1.79	69.09	1.38
	890.19	1356.09	1.90	-0.40	1.04	41.65	0.83

Concernant le choix des barres : La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N_{\max} , N_{\min} et M_{\max}

Zone	Partie tendue		$A_v(\text{cm}^2)/\text{face}$
	$A_{v\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	
Zone 1	10.10	7.97	17.37
Zone 2	3.34	5.89	12.95
Zone 3	0.00	0.00	12.95
Zone 4	1.38	8.21	12.95

Tableau V:44 : Les résultats de calcul pour V2

	N(KN)	M(KN. m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t (m)	F(KN)	$A_s(\text{cm}^2)$
Zone1	5740.68	440.27	5.39	4.59	0.00	0.00	0.00
	170.41	259.89	0.38	-0.09	1.07	9.36	0.19
	3315.65	7346.14	7.80	2.60	1.49	386.85	7.74
Zone2	4283.58	237.47	3.94	3.51	0.00	0.00	0.00
	439.39	165.4	0.53	0.23	0.00	0.00	0.00
	2272.31	3542.26	5.19	-1.24	1.11	137.14	2.74
Zone3	2500.04	144.34	2.30	2.04	0.00	0.00	0.00
	780.33	103.75	0.77	0.58	0.00	0.00	0.00
	1714.93	1433.72	2.79	0.19	0.00	0.00	0.00
Zone4	1193.75	85.96	1.12	0.96	0.00	0.00	0.00
	265.25	696.6	0.86	-0.40	1.83	73.29	1.47
	735.27	911.41	1.47	-0.19	0.65	12.24	0.24

Zone	Partie tendue		$A_v(\text{cm}^2)/\text{face}$
	$A_{v\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	
Zone 1	8.40	7.01	14.93
Zone 2	2.74	5.49	12.55
Zone 3	0.00	0.00	12.55
Zone 4	1.47	8.37	12.55

Tableau V:45 : Les résultats de calcul pour V3

	N(KN)	M(KN. m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t (m)	F(KN)	A_s (cm ²)
Zone1	5376.13	54.94	8.63	8.30	0.00	0.00	0.00
	-2137.44	140.16	-2.78	-3.44	3.18	1974.22	39.42
	918.44	1246.24	5.16	-2.26	0.97	219.10	4.38
Zone2	3569.92	32.86	5.72	5.52	0.00	0.00	0.00
	-208.37	125.59	0.05	-0.70	2.98	209.25	4.19
	1046.95	683.99	3.68	-0.39	0.30	11.67	0.23
Zone3	1859.05	30.31	3.02	2.84	0.00	0.00	0.00
	6.76	132.6	0.41	-0.38	1.54	59.31	1.19
	739.62	374.45	2.28	0.05	0.00	0.00	0.00
Zone4	988.01	14.74	1.60	1.51	0.00	0.00	0.00
	162.47	198.32	0.85	-0.33	0.90	30.07	0.60
	297.69	235.64	1.17	-0.23	0.53	12.23	0.24

Zone	Partie tendue		A_v (cm ²)/face
	A_{vcal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	
Zone 1	39.42	33.05	19.71
Zone 2	4.19	12.97	6.88
Zone 3	1.19	7.21	6.88
Zone 4	0.60	4.65	6.88

VOILE D'ASCENSEUR :

Tableau V:46 : Les résultats de calcul pour V4

	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t (m)	F(KN)	A_s (cm ²)
Zone1	1814.57	2.05	5.36	5.32	0.00	0.00	0.00
	-264.39	3.91	-0.74	-0.82	1.70	264.39	5.29
	189.38	260.98	3.27	-2.15	0.68	145.32	2.91
Zone2	1222.35	4.16	3.64	3.55	0.00	0.00	0.00
	88.51	18.19	0.45	0.07	0.00	0.00	0.00
	362.63	101.69	2.12	0.01	0.00	0.00	0.00
Zone3	701.74	0.41	2.07	2.06	0.00	0.00	0.00
	141.85	0.36	0.42	0.41	0.00	0.00	0.00
	357.12	52.21	1.59	0.51	0.00	0.00	0.00
Zone4	395.44	21.15	1.38	0.94	0.00	0.00	0.00
	4.3	22.69	0.25	-0.22	0.80	17.93	0.36
	122.9	43.29	0.81	-0.09	0.17	1.46	0.03

Zone	Partie tendue		A_v (cm ²)/face
	A_{vcal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	
Zone 1	5.29	16.32	8.16
Zone 2	0.00	0.00	3.40
Zone 3	0.00	0.00	3.40
Zone 4	0.36	3.22	3.40

Tableau V:47 : Les résultats de calcul pour V5

	N(KN)	M(KN. m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	L_t (m)	F(KN)	A_s (cm ²)
Zone1	1297.50	20.67	4.03	3.60	0.00	0.00	0.00
	808.87	25.73	2.65	2.11	0.00	0.00	0.00
	1004.81	554.40	8.71	-2.80	0.41	115.77	2.32
Zone2	963.88	21.01	3.05	2.62	0.00	0.00	0.00
	683.43	23.22	2.25	1.77	0.00	0.00	0.00
	920.84	301.46	5.84	-0.42	0.11	4.81	0.10
Zone3	701.74	22.23	2.29	1.83	0.00	0.00	0.00
	374.51	3.60	1.14	1.06	0.00	0.00	0.00
	664.58	134.86	3.35	0.55	0.00	0.00	0.00
Zone4	390.16	15.66	1.31	0.98	0.00	0.00	0.00
	20.05	21.05	0.28	-0.16	0.62	9.90	0.20
	303.71	95.24	1.88	-0.10	0.08	0.78	0.02

	Partie tendue		A_v (cm ²)/face
	A_{vcal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	
Zone 1	2.32	1.65	7.00
Zone 2	0.10	0.46	5.00
Zone 3	0.00	0.00	5.00
Zone 4	0.20	0.33	5.00

On va adopter le même ferrailage pour la zone 2, 3 et 4

d. L'Espacement des barres verticaux

Selon article 7.7.4.3 RPA99/2003

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e; 30) = 30$ cm

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2}$

e. Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales

f. Choix des barres :

Le ferrailage adopté :

Tableau V:48 : Choix des barres

Voile	Zone	$A_s(\text{cm}^2)/\text{face}$	Zone courante		Zone d'about		
			A_s	S_t	L (zone nodale)	A_s	S_t
V1	Zone 1	17.37	23HA10	20	60	14HA14	10
	Zone 2	12.95	15HA10	30	60	10HA14	15
V2	Zone 1	14.93	22HA10	20	60	1HA14	10
	Zone 2	12.55	15HA10	30	60	10HA14	15
V3	Zone 1	19.71	16HA12	14	35	6HA14	
	Zone 2	6.88	12HA10	20	35	6HA14	
V4	Zone 1	8.16	6HA10	20	20	6HA10	10
	Zone 2	3.4	6HA10	20	20	6HA10	10
V5	Zone 1	7	10HA10	20	25	6HA10	10
	Zone 2	5.00	10HA10	20	25	6HA10	10

V.4.4.3 Calcul des armatures horizontaux :

a. Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon Art 7.2.2 RPA 99, la contrainte de cisaillement dans le béton pour les linteaux et trumeaux est donnée par la formule suivante

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b$$

Avec :

$\bar{\tau}_b$: La contrainte limite est : $\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$

$$\bar{V} = 1.4V$$

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile (d = 0.9 h).

h : hauteur totale de la section brute

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tableau V:49 : Vérification des contraintes de cisaillement

Voile	V(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
V1	800.8	1.05	6
V2	1455.19	1.97	
V3	330.74	0.81	
V4	268.98	1.23	
V5	562.25	1.75	

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Le béton peut reprendre les efforts de cisaillement, il faut juste placer un minimum d'armature.

b. L'espaceur des barres horizontales :

Selon article 7.7.4.3 RPA99/2003, $S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$

e : épaisseur du voile

Soit $S_t = 20\text{cm}$

c. Pour ce qui est de la section minimale :

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, $A_{\min} = 0.15\%b \cdot h$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V:50 : Ferrailage horizontal

Voile	$A_H(\text{cm}^2)$	$A_H(\text{cm}^2)/\text{ml}/\text{nappe}$	Choix
V1	15.75	2.57	4HA10
V2	15.15	2.48	
V3	8.48	1.39	
V4	5.10	0.83	
V5	7.50	1.23	

Donc on adopte un ferrailage horizontal en T10 avec un espaceur de 20cm

D'après RPA les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$ et dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

V.4.4.4 Vérification de la compression maximale sous G+Q+E :

Il faut vérifier la condition suivante

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} < f_{c28}$$

Tableau V:51 : Vérification de la compression maximale

Voile	N	M	σ_{\max} (MPa)	f_{c28} (MPa)	Observation
V1	4486.86	7030.97	8.29	30	Condition vérifiée
V2	7178.98	7561.45	10.98		
V3	6158.93	1158.81	11.68		
V4	1665.74	561.92	6.03		
V5	2190.65	278.49	9.33		

Le béton seul suffit à reprendre tous les efforts de compression.

V.5 Conclusion

En menant des études sur la faisabilité du ferrailage et des contraintes de cisaillement, il devient possible de vérifier les dimensions des poutres, voiles, et poteaux vis-à-vis des actions sismiques.

CHAPITRE VI :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI. Étude de l'infrastructure :

VI.1 Introduction :

L'infrastructure de l'ouvrage, représentée par les fondations, est une partie souterraine de l'ouvrage qui transmette les charges de la superstructure au sol à savoir :

- L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent.
- Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Elle doit assurer deux fonctions essentielles :

- Assurer l'encastrement de la structure.
- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement et le ferrailage des fondations se fait, selon le règlement parasismique RPA 99/2003, à l'aide des deux combinaisons de charges suivantes :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

VI.2 Type de fondation :

On distingue trois types de fondations :

a- Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations profondes sont : les semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b- Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c- Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépasse les dix mètres environs, les principaux types de fondations profondes sont : les pieux et les puits

VI.3 Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.

VI.4 Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la valeur 2 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) pour une profondeur de 3 m.

VI.5 Choix de type de fondations :

Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous voile).
- Semelle isolée.
- Radier général

D'après les rapports, géologique et géotechnique, et comme le poids de l'ouvrage est très important donc le mode de fondation a préconisé pour les appuis de l'ouvrages est de type radier général pour augmenter la surface de la semelle

VI.6 Étude du radier général :

Le radier est une fondation superficielle. Il sera soumis à une pression uniforme due à la pression du sol résultant de l'action du poids du bâtiment et du moment créé par la charge sismique.

Un radier général est une dalle pleine occupant la totalité de la surface de la construction,

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

Il existe deux principaux types de radier général :

- Le radier général épais :

Il comporte seulement une dalle épaisse sur laquelle les charges sont descendues par les murs et les poteaux, en l'absence de toute partie intermédiaire.

- Le radier général nervuré :

Ce type de radier général constitué par un plancher nervuré composé d'un réseau de poutre principales relié par des goussets de poutres secondaires, et, éventuellement de poutrelles. Le tout supporte la réaction du sol appliquée à une dalle inférieure en béton armé.

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.

VI.6.1 Pré dimensionnement du radier :

VI.6.1.1 Épaisseur du radier :

L'épaisseur de radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} < h_r < \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5.60$ m c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $70 \text{ cm} < h_r < 112 \text{ cm}$

- Condition de rigidité : Condition de la raideur :

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

L_{\max} : plus grande distance entre deux files parallèles : $L_{\max} = 5.6\text{m}$

L_e : longueur élastique (hauteur du libage)

E: Module de déformation longitudinale différée

$$E = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{MPa}$$

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne = 30000 kN/m^3 .

b : Largeur du radier, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.

I : Inertie de la section transversale du radier

$$I = \frac{bh_r^3}{12}$$

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 30000 \times 5.6^4}{11496.76 \times \pi^4}} = 108 \text{ cm}$$

Conclusion :

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes, la valeur de l'épaisseur du radier à adopter est $h = 110 \text{ cm}$.

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

VI.6.1.2 Pré dimensionnement du radier nervuré :

- Hauteur de nervure du radier

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n qui satisfait la formule empirique suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = 56 \text{ cm} \text{ soit } h_n = 70 \text{ cm}$$

- Base de la nervure :

$$b_p \geq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \text{ soit } b_p = 65 \text{ cm}$$

- Hauteur de la dalle du radier

L'épaisseur de la dalle du radier doit vérifier la condition suivante du B.A.E.L :

$$h_{\text{dalle}} \geq h_{\min}\left(\frac{L_{\max}}{20}, 25 \text{ cm}\right) = 28 \text{ cm} \text{ soit } h_{\text{dalle}} = 40 \text{ cm}.$$

Récapitulatif

On adopte un radier nervuré de dimensions :

Pour la dalle : $h_{\text{dalle}} = 40 \text{ cm}$.

Pour les nervures : $h_n = 70 \text{ cm}$

VI.6.2 Calcul de surface minimale du radier :

La surface de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N_{ser} : l'effort normal total à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = 116933.53 \text{ kN}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} \geq \frac{116933.53}{200} = 584.67 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_{\text{bloc}} = 27.65 \times 26.9 = 743.785 \text{ m}^2$$

La surface nécessaire au radier est inférieure à la surface totale de bloc donc on adopte une surface du radier égale à la surface totale de bloc

VI.6.3 Caractéristiques géométriques du radier :

a. Détermination du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_{G,\text{radier}} = 13.5 \text{ m}$$

$$Y_{G,\text{radier}} = 13.13 \text{ m}$$

b. Moment d'inertie :

Le moment d'inertie de radier se calcul comme suit :

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = \frac{27.65 \times 26.9^3}{12} = 44850.86 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = \frac{26.9 \times 27.65^3}{12} = 47386.70 \text{ m}^4$$

c. Calcul de l'excentricité entre centre de gravité de la structure et centre de gravité du radier :

Détermination du centre de masse de la superstructure :

Tableau VI:1: Centre de masse

Nom	Masse(t)	X _G (m)	Y _G (m)	M. X _G	M. Y _G
RDC	663.45	13.5	13.07	8956.51	8671.23
1 ^{er} étage	625.81	13.57	12.9	8492.25	8072.95
2 ^{ème} étage	585.97	13.57	12.92	7951.61	7570.73
3 ^{ème} étage	585.97	13.57	12.92	7951.61	7570.73
4 ^{ème} étage	576.33	13.57	12.92	7820.74	7446.12
5 ^{ème} étage	576.33	13.57	12.92	7820.74	7446.12
6 ^{ème} étage	567.60	13.57	12.92	7702.33	7333.39
7 ^{ème} étage	562.20	13.58	12.98	7634.63	7297.31
8 ^{ème} étage	562.20	13.58	12.98	7634.63	7297.31
9 ^{ème} étage	562.20	13.58	12.98	7634.63	7297.31
10 ^{ème} étage	561.47	13.58	12.98	7624.71	7287.83
	6429.50			87224.38	83291.05

$$X_{G,\text{superstructure}} = 13.57\text{m}$$

$$Y_{G,\text{superstructure}} = 12.95\text{m}$$

Donc,

$$e_x = 0.07\text{m}$$

$$e_y = 0.18\text{m}$$

VI.6.4 Évaluation des sollicitations :

Évaluation des charges et surcharges :

$$G_{\text{Superstructure}} = 90775.73\text{KN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 12992.23\text{KN}$$

Poids du voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 93.5m avec une hauteur de 3.06 m :

$$G = \rho_{\text{béton}} \times e \times L \times h = 25 \times 0.2 \times 93.5 \times 3.06 = 1430.55\text{KN}$$

Poids du radier :

$$G_{\text{radier}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}}$$

$$G_{\text{dalle}} = \rho_{\text{béton}} \times h \times S_{\text{radier}} = 25 \times 0.4 \times 743.785 = 7437.85\text{KN}$$

$$G_{\text{nervure}} = \rho_{\text{béton}} \times b \times h \times \sum(L_x + L_y) = 25 \times 0.65 \times 0.7 \times 327.3 = 3723.04\text{KN}$$

$$G_{\text{radier}} = 11692.75\text{KN}$$

- Les combinaisons de calcul :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 178345.34\text{KN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 130299.31\text{KN}$$

VI.6.5 Les vérifications nécessaires du radier :

VI.6.5.1 Condition de non poinçonnement :

D'après CBA93 (article A.5.2.4), afin de s'assurer de la résistance du radier au poinçonnement, il est nécessaire de vérifier la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

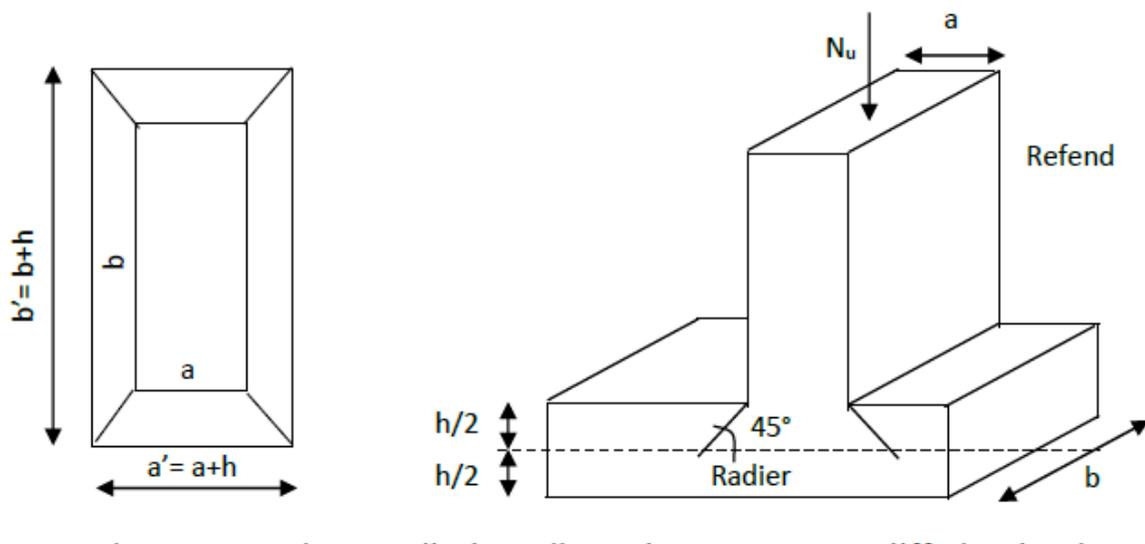


Figure VI:1: Condition de non poinçonnement

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile ;

h :Hauteur totale du radier ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$\mu_c = 2[(a + h) + (b + h)]$$

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

- Vérification sous poteaux :

$N_{u,pot} = 5571.32\text{KN}$: Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 2[(a + h) + (b + h)] = 2[(65 + 120) + (65 + 120)] = 740\text{cm}$$

On obtient :

$$\frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 7.4 \times 1.1 \times 30}{1.5} = 7326\text{KN}$$

D'où: $N_u = 5571.32\text{KN} \leq 7326\text{KN}$

- Sous voile d'ascenseur :

$N_{u,voil} = 2159.08\text{KN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2[(a + h_{dalle}) + (e + h_{dalle})] = 2[(250 + 40) + (20 + 40)] = 700\text{cm}$$

On obtient :

$$\frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 7 \times 0.4 \times 30}{1.5} = 2520\text{KN}$$

D'où: $N_u = 2159.08\text{KN} \leq 2520\text{KN}$

- Sous voile de contreventement :

$N_{u,voil} = 7303.22\text{KN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2[(a + h_{dalle}) + (e + h_{dalle})] = 2[(595 + 40) + (20 + 40)] = 1350\text{cm}$$

On obtient :

$$\frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 13.50 \times 1.1 \times 30}{1.5} = 13365\text{KN}$$

D'où: $N_u = 7303.22\text{KN} \leq 13365\text{KN}$

VI.6.5.2 Justification vis-à-vis la contrainte de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

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

Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\bar{\tau}_u = 1.4\text{MPa}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis – à – vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{178345.34 \times 1}{743.785} = 239.78 \text{ KN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{239.78 \times 5.6}{2} = 671.38 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} = \frac{671.38}{1 \times 0.9 \times 1.1} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.4 \text{ MPa}$$

VI.6.5.3 Vérification des contraintes de sol sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier,

M : moment fléchissant appliquée à la surface de radier.

B : surface totale du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol

À l'ELU : $\sigma_{\text{adm}} = 1.5\sigma_{\text{sol}}$

À l'ELS : $\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\text{sol}}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI:2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier

	ELU		ELS	
	SENS XX	SENS YY	SENS XX	SENS YY
N (KN)	178345.34	178345.34	130299.31	130299.31
e(m)	0.07	0.18	0.07	0.18
M(kN.m)	12484.17	32102.16	9120.95	23453.88
V (m)	12.95	13.57	12.95	13.57
I (m4)	47386.70	44850.86	47386.70	44850.86
S (m ²)	743.79	743.79	743.79	743.79
σ_1 (kN/m ²)	243.19	249.49	177.68	182.28
σ_2 (kN/m ²)	236.37	230.07	172.69	168.09
σ_{moy} (kN/m ²)	241.49	244.64	176.43	178.73
σ_{adm} (kN/m ²)	300	300	200	200
Vérification	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

VI.6.5.4 Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant donc il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage

Sa vérification est donnée par la formule suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

Avec,

M_s :Moment stabilisateur sous l'effet du poids du bâtiment, ainsi que le poids du radier et du remblai.

Avec ;

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 114024.13 \times 13.5 = 1539325.78 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 114024.13 \times 13.12 = 1495996.59 \text{ kN.m}$$

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec ;

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculé dans le chapitre VI

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure dans notre cas $h = 3.06\text{m}$

$$M_{\text{Ren},x} = 110929.56 + 4733.88 \times 3.06 = 125415.23\text{kN. m}$$

$$M_{\text{Ren},y} = 125632.41 + 5265.84 \times 3.06 = 141745.88\text{kN. m}$$

Donc :

$$\frac{M_{\text{Sta},x}}{M_{\text{Ren},x}} = 12.27 > 1.5$$

$$\frac{M_{\text{Sta},y}}{M_{\text{Ren},y}} = 10.55 > 1.5$$

Conclusion : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.6.5.5 Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5) le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme : $M_x = 110929.56 \text{ KN. m}$

$$M_y = 125632.41 \text{ KN. m}$$

N : Effort normal globale de la structure: $N = 91219.30\text{KN}$

- Sens longitudinal :

$$e_x = 1.38\text{m} < \frac{L_x}{4} = 6.75\text{m} \text{ (Condition vérifiée)}$$

- Sens transversal :

$$e_x = 1.22\text{m} < \frac{L_y}{4} = 6.56\text{m} \text{ (Condition vérifiée)}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

VI.6.5.6 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

F_s : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement pris égale à 1.5

γ : poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas égale à 3.06m

S : surface de radier = 743.785 m²

D'où : $W = 114024.13 > 1.5 \times 10 \times 1 \times 743.785 = 11156.78 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

VI.6.6 Ferrailage du radier nervurée :

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol

Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de POISSON ν

La fissuration est considérée préjudiciable

VI.6.6.1 Ferrailage de la dalle du radier :

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables,

a. Evaluation des Charges et Surcharges :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{178345.34}{743.785} = 239.78 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{130299.31}{743.785} = 175.18 \text{ KN/m}^2$$

b. Détermination de sollicitations :

- Détermination de moments isostatiques M_{0x} , M_{0y} en considérant les dalles simplement appuyées :

Les moments isostatiques de la dalle sont calculés suivant le sens de la :

$$\text{Petite portée : } M_{0x} = \mu_x q L_x^2$$

$$\text{Grande portée : } M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Dans notre cas :

Le panneau le plus sollicité est le panneau de rive

Avec ; $L_x = 5.4\text{m}$

$L_y = 5.6\text{m}$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{5.6} = 0.96$: Ce qui veut dire que la dalle travaille dans les deux sens.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.96 \approx 1 \rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.037 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \text{ et ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.044 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

Donc, $\begin{cases} M_{0x} = \mu_x q L_x^2 \\ M_{0y} = M_{0x} \end{cases}$

Donc, pour une bande de 1 m de largeur de la dalle :

Tableau VI:3 : Les moments isostatiques de la dalle de radier

Combinaison	q(KN/m)	M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)
ELU	239.78	258.70	258.70
ELS	175.18	224.77	224.77

- Détermination des moments en tenant compte de continuité :

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

Sur appui : $\begin{cases} \text{de rive: } M_{a,\text{extreme}} = -0.3M_{0x} \\ \text{continu: } M_{a,\text{continu}} = -0.5M_{0x} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} \end{cases}$

Donc les moments aux travées et sur appuis sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI:4 : Les moments sur appuis et en travées de la dalle de radier

Position	ELU		ELS	
	M_{extreme} (KN. m)	M_{continue} (KN. m)	M_{extreme} (KN. m)	M_{continue} (KN. m)
Appui	77.61	129.35	67.43	112.38
Travée	219.90		191.05	

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0$$

- Les efforts tranchants maximaux sont donnés par :

$$\text{Au milieu de } L_x: V_{\max} = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x}$$

$$\text{Au milieu de } L_y: V_{\max} = \frac{P \times L_x}{3}$$

Tableau VI:5 : Les efforts tranchants maximaux

Suivant	ELU	
	q_u (KN/m)	V_{\max} (KN)
X	239.78	436.81
Y		431.60

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de l'appui de rive de 10%.

c. Détermination des sections d'armature à l'ELU ;

Le ferrailage de la dalle se fait en flexion simple avec fissuration préjudiciable d'une section (100x40cm²), comme dans la figure suivante :

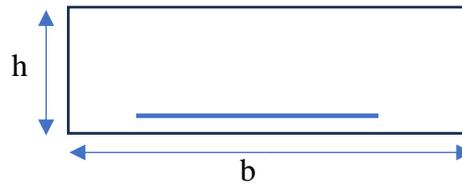


Figure VI:2 Section du calcul

Avec :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm et } d' = c = 5 \text{ cm}$$

Les étapes de calcul du ferrailage sont résumées dans l'organigramme de la flexion simple

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI:6 : Calcul des armatures des panneaux de radier

Position	M_u (KN.m)	μ	Pivot	α	z (cm)	A_s (cm ²)
Continue	129.35	0.062	A	0.080	33.88	8.78
Travée	219.90	0.106	A	0.140	33.04	15.31

- Quantité d'armature minimale :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 36 \times \frac{2.4}{500} = 3.97 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL91 (Art B7.4), on doit vérifier la condition suivante :

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_x > \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} b \cdot h$$

$$A_y > \rho_0 b \cdot h$$

Avec : $\rho_0 = 0.0006$ pour FeE500

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_x > 0.6 \times 10^{-3} \times \frac{3-0.96}{2} \times 100 \times 40 = 2.45 \text{ cm}^2$$

Et dans le sens yy est :

$$A_y > 0.6 \times 10^{-3} \times 100 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2$$

d. Espacement des barres (art A.7.2.4.2 BAEL91/99)

Pour une fissuration préjudiciable, l'espacement est donné par la formule suivante :

Dans le sens X : $S_{tx} < \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

$$S_{tx} = 15\text{cm}$$

Dans le sens Y : $S_{ty} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

$$S_{ty} = 15\text{cm}$$

e. Choix des barres :

Tableau VI:7 : Choix des barres

Position	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{s,\min}(\text{cm}^2)$	Choix	A_s adoptée
Appui	8.78	3.97	7Ø14 + 7Ø12	20.29
Travée	15.31	3.97	7Ø16 + 7Ø16	28.15

f. Calcul de ferrailage transversale (armature de cisaillement) :

Selon le BAEL91 (art A-5-2-2) les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas de reprise de bétonnage et que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.4\text{MPa}$$

$$\text{On a : } V_{u_{\max}} = 480.49\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.3\text{MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifié

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

Conclusion : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

g. Vérification des contraintes à l'ELS ;

La fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

État limite de compression du béton BAEL91/99, ART.A.5.4.2 :

- Calcul de la position de l'axe neutre :

$$\sum \text{Moment statique /AN} = 0$$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

- Calcul du moment d'inertie :

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

- Calcul des contraintes dans le béton

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I}$

- Vérification de contrainte :

La contrainte admissible de compression du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

État limite d'ouverture des fissures BAEL91/99, ART.A.5.4.3 :

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3}f_e; \text{Max}(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right] = 250 \text{ MPa}$$

Tableau VI:8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$
Appui	18.69	112.38	11.48	205518.71	6.28	192.89
Travée	28.15	191.05	13.48	277196.91	9.29	222.47

Le schéma de ferrailage du radier est illustré dans la figure suivante :

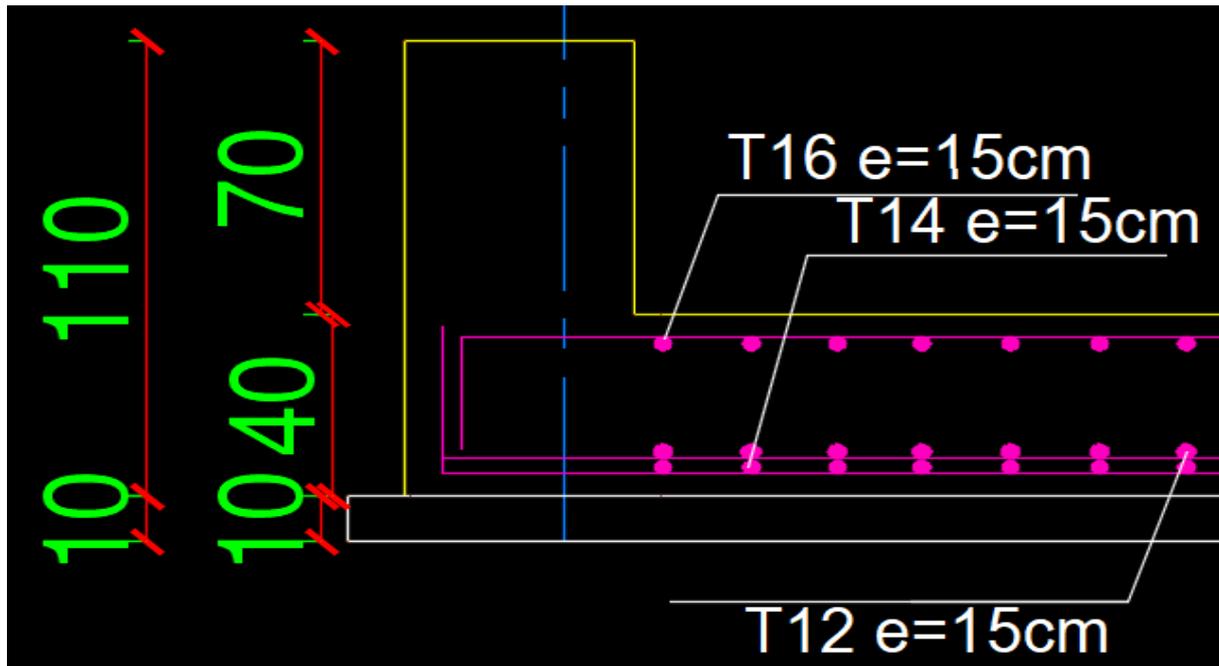


Figure VI:3:Schéma du ferrailage du radier

VI.6.6.2 Ferrailage des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre continue disposées le long de radier, pour faire les calculs on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens donc on a deux types (nervure x-x) et (nervure y-y).

a. Sollicitation de calcul

Le calcul des poutres se fait sous l'effet du moment et l'effort tranchant

Les sollicitations maximales sont déduites du logiciel ROBOT, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI:9 : Les sollicitations de calcul pour les nervures

M(KN.m)		ELU	ELS	V_u (KN)
SENS XX	Appui	1352.56	986.14	1585.19
	Travée	-1134.94	-829.11	
SENS YY	Appui	1486.91	1085.98	
	Travée	-1045.86	-762.79	

b. Armatures longitudinales :

Le calcul de ferrailage s'effectue en travée et sur appuis à la flexion simple en considérant les sollicitations les plus défavorables dans chaque sens :

Avec :

$$b=65\text{cm}, h = 110\text{cm}, c= 5\text{cm}$$

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI:10: Sections des armatures à l'ELU

Sens	Position	$M_u(\text{KN. m})$	μ	Pivot	α	$z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$
SENS YY	Appui (nappe inférieure)	1352.56	0.113	A	0.151	97.74	31.83
	Travée (nappe supérieure)	1134.94	0.095	A	0.125	98.80	26.42
SENS XX	Appui (nappe inférieure)	1486.91	0.124	A	0.167	97.07	35.23
	Travée (nappe supérieure)	1045.86	0.088	A	0.115	99.23	24.24

c. Ferrailage minimale et maximale exigé par RPA (l'Art 7.5.2.1) :

$$\text{La section minimale : } A_{\min} = 0.5\%bh = 35.75\text{cm}^2$$

La section maximale :

$$\text{En zone courante : } A_{\max, \text{RPA}} = 4\%B = 286\text{cm}^2$$

$$\text{En zone du recouvrement : } A_{\max, \text{RPA}} = 6\%B = 429\text{cm}^2$$

d. Condition de non fragilité : Art A.4.2.1 du BAEL91/99 :

$$A_{\min, \text{BAEL}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.46\text{cm}^2$$

e. Choix des armatures longitudinaux :

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI:11 : Le ferrailage adopté pour les nervures

Sens	Position	Choix des barres		$A_s \text{ Adopté } (\text{cm}^2)$
		$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{sc}(\text{cm}^2)$	
SENS XX	Appui	6HA20+12HA16	6HA16	55.04
	Travée	18HA16	6HA20	55.04
SENS YY	Appui	12HA20+6HA16	6HA16	61.82
	Travée	12HA16+6HA14	6HA20	52.21

f. Recouvrement des Armatures Longitudinales :

Selon l'article 7.5.2.1 de RPA99/2003, la longueur de recouvrement minimale est de 40ϕ en zone II a.

Avec : ϕ : diamètre des barres longitudinales.

Alors on adopte : $L_r = 40\phi$

Pour : T20 $\rightarrow L_r = 80$ cm

T16 $\rightarrow L_r = 64$ cm

g. Vérifications des contraintes aux états limites de service :

La fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

État limite de compression du béton BAEL91/99, ART.A.5.4.2 :

- Calcul de la position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

- Calcul des contraintes dans le béton

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I}$

- Vérification de contrainte :

La contrainte admissible de compression du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18$ MPa

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

État limite d'ouverture des fissures BAEL91/99, ART.A.5.4.3 :

- La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3}f_e; \text{Max}(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right] = 250 \text{ MPa}$$

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau VI:12: Vérifications des contraintes

	Position	M _{ser} (kN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)
SENS XX	Appui	986.14	34.81	4150405.42	8.27	246.58
	Travée	829.11	31.46	3714420.53	7.02	242.86
SENS YY	Appui	1085.98	36.97	4621913.65	8.69	236.24
	Travée	762.79	30.36	3487694.22	6.64	241.58

Donc, les deux conditions sont vérifiées.

h. Vérification de La flèche selon BAEL91/99, Art B.6.5, 1

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

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

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

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa}$$

Avec :

h_t : hauteur de la section

L : la portée entre nus d'appuis.

M_t : Moment maximum en travée.

$$M_t = K M_0$$

K : Un coefficient réducteur $0.75 \leq K \leq 0.85$, on prend K=0.75

M₀ : Moment isostatique en travée.

A_s : section d'armateur tendue correspondante

1ere condition :

Sens XX :

$$\frac{h}{L} = \frac{110}{540} = 0.204 > \frac{1}{16} = 0.025 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens YY :

$$\frac{h}{L} = \frac{110}{560} = 0.196 > \frac{1}{16} = 0.025 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2eme condition :

Sens XX :

$$M_t = 829.11 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{110}{540} = 0.204 > \frac{M_t}{10 M_0} = 0.075 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens YY :

$$M_t = 762.79 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{110}{560} = 0.196 > \frac{M_t}{10 M_0} = 0.075 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3eme condition :

Sens xx :

$$A_s = 36.19 \text{cm}^2$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 5.30 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 8.4 \times 10^{-3} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens yy:

$$A_s = 33.36 \text{cm}^2$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 4.88 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 8.4 \times 10^{-3} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

i. Calcul des armatures transversale :

Les calculs sont effectués à partir de l'effort tranchant maximal : $V_u = 1585.19 \text{KN}$

- Vérification de la résistance au cisaillement

D'après l'article BAEL91/99 Art 5.1.2.1, la résistance au cisaillement est vérifiée si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

La fissuration comme étant préjudiciable, donc : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 3 \text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1585.19}{65 \times 104} = 2.34 \text{MPa}$$

Donc, la condition est vérifiée.

- Calcul de la quantité d'armatures transversales

Choix de diamètre :

Selon BAEL : $\phi_{t,maximale} \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$

$$\phi_{t,maximale} \leq \min(31.43; 65; 16) = 16\text{mm}$$

Donc on adopte des cadres de diamètre inférieure à 16mm

Calcul l'espace des armatures transversale :

Selon RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2

La valeur maximale de l'espace est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin}\right) = \min(27.5; 19.2)$$

Espace choisi : $S_t = 10\text{cm}$

On adopte un espace de $S_t = 10\text{cm}$ en zone nodale pour une distance L

Selon l'article 7.4.2.1 de RPA99/2003, La longueur de la zone nodale est donnée par $L=2h=220\text{cm}$

Le 1^{er} cadre doit être disposé à 5cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Dans la zone courante

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

$$S_t \leq 55\text{cm}$$

Espace choisi : $S_t = 15\text{cm}$

On adopte un espace de $S_t = 15\text{cm}$ en zone courante

Selon BAEL91/99 Art5.1.2.2 :

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{ cm}\} = 40\text{cm}$$

La section d'armature transversale :

Selon BAEL91/99, Art A5.1.2.1 :

$$\frac{A_t}{b_0 t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec

$$f_{tj} = \min(f_{tj}; 3.3\text{ MPa}) = 2.4\text{MPa}$$

$K = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$$A_t \geq b_0 t \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}}{0.9f_e}$$

$$A_t \geq 65 \times 15 \frac{2.34 - 0.3 \times 2.4}{0.9 \times 500} = 3.51\text{cm}^2$$

Quantité minimale des armatures transversales en zone courante :

Selon l'article 7.5.2.2. du RPA99/2003 :

La quantité minimale des armatures transversales notées A_t est de :

$$A_t \geq 0.003S_t b_0$$

$$A_t \geq 2.93\text{cm}^2$$

Selon BAEL91/99 (Art5.1.2.2) :

$$\frac{A_{\min}}{b_0 t} = \frac{0.4}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.4 \frac{b_0 t}{f_e} = 0.78\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}}) = 2.93\text{cm}^2$$

Tableau VI:13 : Calcul des armatures transversales

Armature transversales			
$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{t,\min}(\text{cm}^2)$	Choix	A_t adopté
3.51	2.93	6Ø10	4.71

Vue la grande importance de la hauteur des nervures on prévoit des armatures de peau :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} (2 \times \text{la retombée} + \text{la largeur})$$

$$A_p = 3 \times (2 \times 0.4 + 0.65) = 4.35\text{cm}^2$$

Donc on prend $A_p = 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2$

Le schéma de ferrailage du radier est illustré dans la figure suivante :

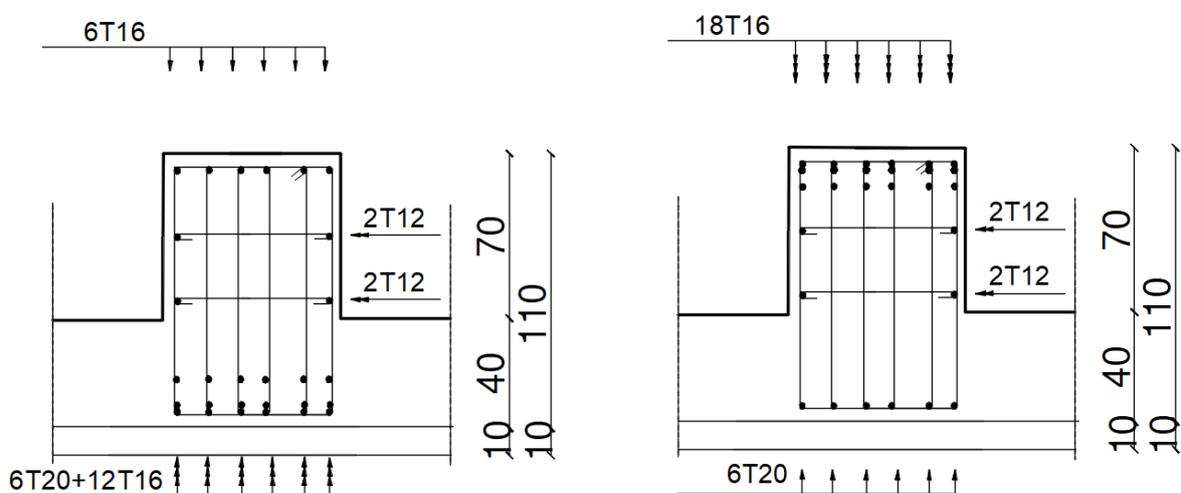


Figure VI:4 : Schéma de ferrailage de la nervure

VI.7 Conclusion :

L'étude de l'infrastructure de l'ouvrage est une étape très importante dans le calcul structurel. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment, ainsi que le transfert et la répartition des charges de la superstructure vers le sol. Dans ce projet, les fondations choisies sont superficielles, de type radier nervuré. Ce dernier est le choix le plus adéquat et le plus économique dans notre cas

VII. Étude de voile périphérique :

VII.1 Introduction :

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectuée sur une profondeur de 3.06m. Il assure à la fois un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ouvrage.

VII.2 Pré dimensionnement du voile périphérique :

Pour le pré dimensionnement d'un voile périphérique on applique les conditions exigées par l'RPA99/2003.

Nous avons :

$$H = 3.06 \text{ m.}$$

$h_r = 40 \text{ cm}$ l'épaisseur de radier

$$e \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right)$$

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

Dans notre cas on prend $e = 20 \text{ cm}$

VII.3 Évaluation des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté

- Caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

γ : Le poids volumique du sol $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

φ : Angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$.

C : La cohésion C =0.

Q : La surcharge éventuelle $q=2.5\text{KN/m}^2$.

VII.3.1 Contrainte de la poussée des terres :

Cette pression est une charge triangulaire répartie le long de voile.

Nous avons pour notre bloc :

- un terrain plat

- mur droit

$$\sigma_{h1} = K_0 \times \gamma \times z$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) = 0.5$$

$$H = 0.00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$H=3.06\text{m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 27.54 \text{ kN/m}^2$$

VII.3.2 Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge :

En Plus de la poussée des terres, le mur de soutènement -voile périphérique- subit aussi la charge d'exploitation $q = 2.5\text{kN/m}^2$ qui vient du parking.

$$\sigma_{h2} = K_q \times q$$

k_q : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$k_q = \frac{k_0}{\cos(\beta - \lambda)}$$

On prend $\beta = \lambda = 0$.

$$k_q = k_0$$

$$\sigma_{h2} = 0.5 \times 2.5 = 1.25 \text{ KN/m}^2$$

VII.4 Combinaisons d'actions

$$q_u = 1.35\sigma_{h1} + 1.5\sigma_{h2} = 1.35 \times 27.54 + 1.5 \times 1.25 = 39.05 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} = 27.54 + 1.25 = 28.79 \text{ kN/m}^2$$

VII.5 Détermination de sollicitations :

Le voile périphérique est assimilé à une dalle continue sur quatre appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres et les longrines. *Pour l'évaluation des moments maximaux, on applique les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles.*

- Déterminer les moments isostatiques M_{0x} , M_{0y} en considérant les dalles simplement appuyées :

Les moments isostatiques de la dalle sont calculés suivant le sens de la :

$$\text{Petite portée : } M_{0x} = \mu_x q L_x^2$$

$$\text{Grande portée : } M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Dans notre cas :

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $L_x = 5.6\text{m}$ et comme hauteur $L_y = 3.06\text{m}$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.55 : \text{Ce qui veut dire que la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{Avec ; A l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.088 \\ \mu_y = / \end{cases}$$

NB : Les valeurs de $\mu_y < 0.25$ ne sont pas prises en considération étant donné que $A_y = \frac{A_x}{4}$.

et A l'ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.092 \\ \mu_y = 0.420 \end{cases}$

Donc, pour une bande de 1 m de largeur de la dalle :

Tableau VII:1 : Les moments isostatiques

Combinaison	q(KN/m)	M _{0x} (KN. m)	M _{0y} (KN. m)
ELU	39.05	32.18	/
ELS	28.79	24.80	10.42

b. Déterminer les moments en tenant compte de continuité :

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

Sur appui : $\begin{cases} \text{de rive: } M_{a,extreme} = -0.3M_{0x} \\ \text{continu: } M_{a,continu} = -0.5M_{0x} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} \end{cases}$

Tableau VII:2 : Les moments en travée et sur appui suivant x à l'ELU

ELU	Suivant x	
	M _{extreme} (KN. m)	M _{continu} (KN. m)
Appui	9.65	16.09
Travée	27.35	

Tableau VII:3 : Les moments en travée et sur appui suivant x à l'ELS

ELS	Suivant x		Suivant y	
	M _{extreme} (KN. m)	M _{continu} (KN. m)	M _{extreme} (KN. m)	M _{continu} (KN. m)
Appui	7.44	12.4	3.13	5.21
Travée	21.08		8.86	

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0$$

c. Les efforts tranchants maximaux sont donnés par :

Au milieu de L_x : $V_{\max} = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x}$

Au milieu de L_y : $V_{\max} = \frac{P \times L_x}{3}$

Tableau VII:4 : Les efforts tranchants maximaux

Suivant	ELU	
	q_u (KN/m)	V_{\max} (KN)
X	39.05	46.93
Y		39.83

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de l'appuis de rive de 10%.

VII.6 Détermination des sections d'armature à l'ELU

Le ferrailage de la dalle se fait en flexion simple avec fissuration préjudiciable d'une section (100x20cm²), comme dans la figure suivante :

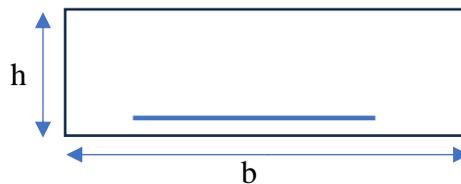


Figure VII:1 Section du calcul

Avec :

$b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; d' = c' = 5 \text{ cm}$

Les étapes de calcul du ferrailage sont résumées dans l'organigramme de la flexion simple

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII:5 : Sections des armatures

Position	M_u (KN. m)	μ	Pivot	α	Z (cm)	A_x (cm ²)
Appui	16.09	0.029	A	0.04	17.73	2.09
Travée	27.35	0.050	A	0.06	17.54	3.59

VII.6.1 Quantité d'armature minimale :

$$A_{\min} = \max (A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}})$$

- Selon le BAEL91 (ArtB7.4), on doit vérifier la condition suivante :

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_x > \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} b \cdot h$$

$$A_y > \rho_0 b \cdot h$$

Avec : $\rho_0 = 0.0006$ pour FeE500

$$A_x > 0.6 \times 10^{-3} \times \frac{3-0.96}{2} \times 100 \times 20 = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_y > 0.6 \times 10^{-3} \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- Selon RPA :

$$A_{smin} = 0.1\%b \times h = 2 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{smin} = 2 \text{ cm}^2$

VII.6.2 Espacement des barres (art A.7.2.4.2 BAEL91/99)

Pour une fissuration préjudiciable, l'espacement est donné par la formule suivante :

Dans le sens X : $S_{tx} < \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

$$S_{tx} = 20\text{cm}$$

Dans le sens Y : $S_{ty} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

$$S_{ty} = 25\text{cm}$$

VII.6.3 Choix des barres :

Tableau VII:6 : Choix des barres

Position	$A_x(\text{cm}^2)$	Choix	A_x adoptée	$A_y(\text{cm}^2)$	Choix	A_y adoptée
Appui	2.09	5Ø10	3.93	2	4Ø10	3.14
Travée	3.59	5Ø10	3.93	2	4Ø10	3.14

VII.7 Calcul du ferrailage transversale (armature de cisaillement) :

Selon le BAEL91 (art A-5-2-2), les armatures transversales ne sont pas nécessaires s'il n'y a pas de reprise de bétonnage et que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } V_{u_{max}} = 51.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.28 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

Conclusion : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.8 Vérification des contraintes à l'ELS.

La fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

VII.8.1 État limite de compression du béton BAEL91/99, ART.A.5.4.2 :

a. Calcul de la position de l'axe neutre :

$$\sum \text{Moment statique / AN} = 0$$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

b. Calcul du moment d'inertie :

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

c. Calcul des contraintes dans le béton

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I}$

d. Vérification de contrainte :

La contrainte admissible de compression du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

Donc, la contrainte de béton est vérifiée.

VII.8.2 État limite d'ouverture des fissures BAEL91/99, ART.A.5.4.3 :

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 250 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Pour les armatures horizontales :

Tableau VII:7 : Vérification des contraintes à l'ELS

	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_{\text{ser}}(\text{KN. m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{\text{bc}}(\text{MPa})$	$\sigma_{\text{st}}(\text{MPa})$
Appui	3.93	12.4	4.05	13686.14	3.67	189.52
Travée	3.93	21.08	4.05	13686.14	6.25	322.19

En travée, la condition n'est pas vérifiée, on adopte une section d'acier $5\phi 12 = 5.65\text{cm}^2$

On trouve : $\sigma_{\text{st}}(\text{MPa}) = 227.22\text{MPa} < 250\text{MPa}$: condition vérifiée

Pour les armatures verticales :

	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_{\text{ser}}(\text{KN. m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{\text{bc}}(\text{MPa})$	$\sigma_{\text{st}}(\text{MPa})$
Appui	3.14	5.21	3.67	11319.62	1.69	98.91
Travée	3.14	8.86	3.67	11319.62	2.88	168.20

Conclusion générale :

D'une manière générale, dans une discipline bien définie, la formation humaine n'est jamais complète, elle est toujours besoin de perfection

Le projet de fin d'étude est une étape importante du cycle de formation d'élève-ingénieur et c'est la première expérience qui nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises lors de notre formation.

D'une part ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances en absorbant différentes technologies et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Au-delà des difficultés que nous avons rencontrées, nous avons réalisé notre étude dans le respect strict des plans d'architectures et du cahier des charges fourni par le maître de l'ouvrage. Nous estimons que les résultats obtenus sont conformes aux exigences réglementaires et de sécurité.

En réalisant cette étude, nous pensons que nous avons globalement réussi à accomplir les objectifs fixés. Toutefois, nous sommes convaincus que dans le domaine du génie civil, l'acquisition de l'expérience a besoin de temps et surtout de pertinence.

Nous espérons, enfin qu'à travers ce travail, nous pourrions refléter un bon niveau de formation en génie civil. Et nous espérons que l'étude réalisée, soit à la hauteur des ambitions de tous ceux qui nous ont fait confiance et particulièrement ceux qui nous ont confié ce travail, consacré leurs temps et offert les meilleures conditions de travail.

Et nous espérons que l'étude réalisée, soit à la hauteur des ambitions de tous ceux qui nous ont fait confiance et particulièrement ceux qui nous ont confié ce travail, consacré leurs temps et offert les meilleures conditions de travail.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra constituer une référence fiable et crédible pour les promotions à venir.

Référence bibliographique

Règlements et Normes :

[1] Béton Armé (BAEL91/Modifiée 99).

[2] Règle Parasismique Algériennes (RPA99/2003).

[3] Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé (CBA93).

Cour :

[4] STIHI. Sana, Bâtiment 1, École National Polytechnique, Alger

[5] Mme. CHERRAK, Cour Béton Armé, École National Polytechnique, Alger 2023/2024.

[6] BOURAHLA. Noureddine, Cour Dynamique Des Structures 1, École National Polytechnique, Alger 2023/2024.

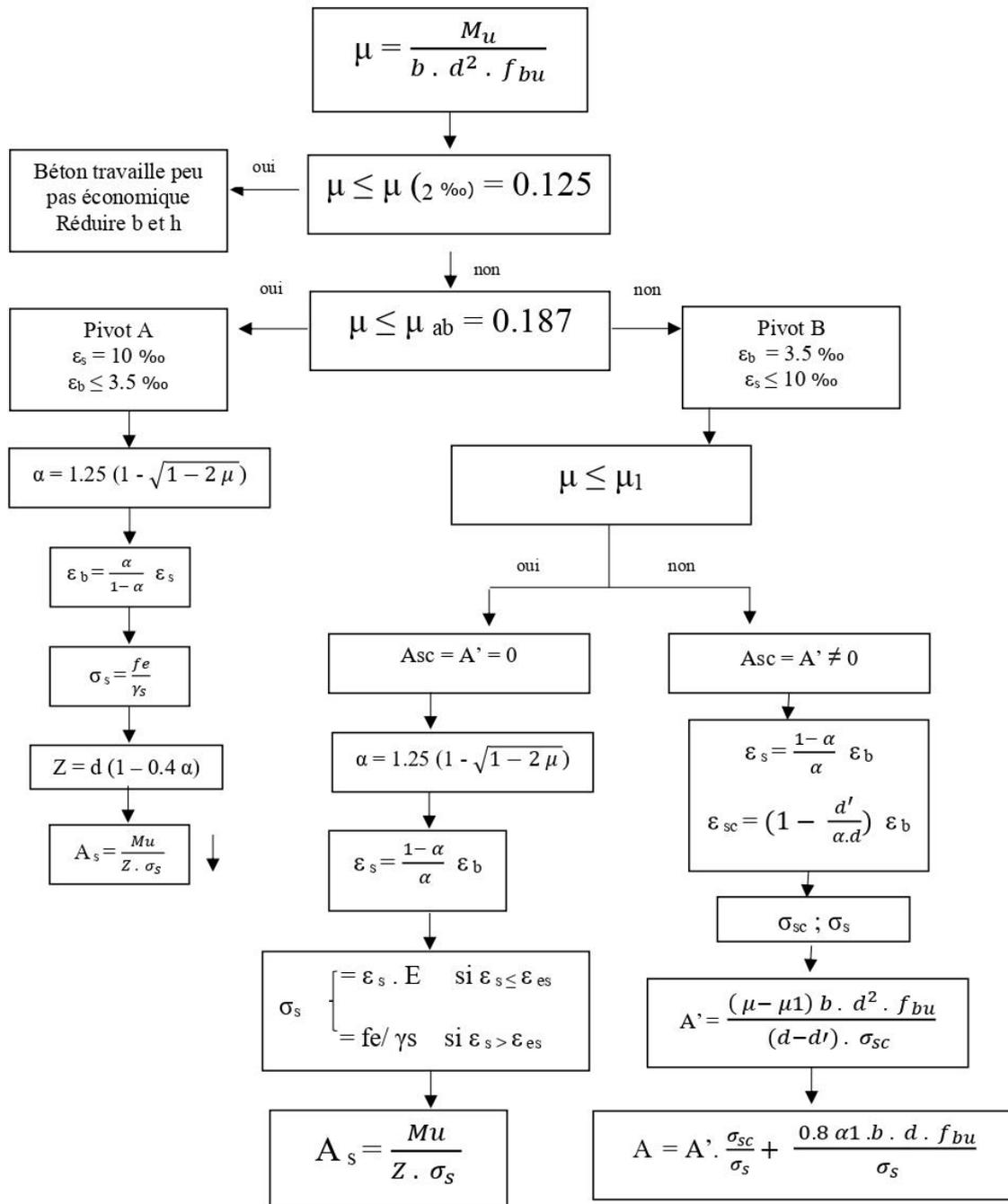
Annexes

Annexe A : Tableau $\mu = f(\alpha)$

$\alpha = I_x/I_y$	$\nu = 0$		$\nu = 0,2$	
	$\mu_x = M_{ox} / ql_x^2$	$\mu_y = M_{oy} / M_{ox}$	μ_x	μ_y
0,40	0,110	*	0,112	0,293
0,45	0,102	*	0,105	0,333
0,50	0,095	*	0,098	0,373
0,55	0,088	*	0,092	0,420
0,60	0,081	0,305	0,086	0,476
0,65	0,0745	0,369	0,080	0,530
0,70	0,068	0,436	0,074	0,585
0,75	0,062	0,509	0,0685	0,643
0,80	0,056	0,595	0,063	0,710
0,85	0,051	0,685	0,058	0,778
0,90	0,046	0,778	0,053	0,846
0,95	0,041	0,887	0,043	0,923
1,00	0,037	1,000	0,044	1,000

Annexe B : Diagramme de calcul des sections rectangulaire à la flexion simple

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} ; \alpha_1 = \frac{7}{7+2 \varepsilon_{es}} ; \mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1)$$



ANNEXE C : Diagramme de calcul des sections rectangulaire à la flexion composée

