

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE SAAD DAHLAB

جامعة-البليدة 1

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme

de master **2** en Génie civil

Option : STRUCTURE

THÈME

**ETUDE D'UN HOTEL EN BETON ARME
(RDC+9+1 ENTRE-SOL)**

Réalisé par :

ZONOU Ruth Emmanuella

Membre du jury:

Mme CHERFA

Mr BARKA

Encadrée par :

M^{me} K. TADJER

Mr M. D. Bensalah

PROMOTION : 2024 - 2025

Remerciements

Derrière chaque idée éclaircie, chaque obstacle franchi et chaque moment de doute surmonté, il y a des visages, des voix, des présences, parfois discrètes, parfois constantes, qui ont rendu ce chemin possible. Ce mémoire est bien plus qu'un travail académique : c'est un bout de vie, un morceau d'histoire tissé avec l'aide de celles et ceux qui m'ont entourée.

Ce jour marque la fin d'une période d'étude de cinq années en Algérie et à l'université de Blida.

Avant tout, je rends grâce à Dieu, qui a été ma force dans l'ombre et ma paix dans les tempêtes. Sans Lui, rien de tout cela n'aurait eu de sens.

Je remercie du fond du cœur ma promotrice M^{me} Khalida TADJER, pour sa disponibilité, ses conseils et orientation et surtout, pour avoir cru en mes capacités même lorsque, moi, je doutais des miennes, sans oublier bien sûr mon Co-promoteur Mr Mohamed Daidi Bensaleh pour ces aides précieuses. Ce mémoire porte en filigrane votre empreinte.

Un grand merci au membre du jury Mm CHERFA et Mr BARKA pour le temps accorder à l'examinations de ce travail.

Merci à mes enseignants et à tout le personnel du département de Génie Civil. Vous m'avez transmis bien plus que des connaissances : un regard, une exigence, une passion pour la structure et la logique. Merci pour votre générosité.

À ma famille, comment dire merci sans que cela semble trop peu ? Merci pour l'amour constant, pour les mots qui relèvent et les silences qui comprennent. À mon père Mr Mathias Léandre ZONOU et ma mère Louise KPOGLOZOUN, merci pour vos sacrifices silencieux et votre foi en moi, même quand je n'osais plus espérer. À mes frères et sœurs (Stanislas, Cyntias, Sarumine, Chandël, Chandélin, Gaël, Espoir), cousins, cousines... chaque prière, chaque appel, chaque message, chaque sourire m'a portée.

Un merci sincère à mon oncle Mm Jean-Marie ZONOU et sa femme Rosine, pour leur foi inébranlable en moi, leur soutien moral et spirituel, même à distance.

Un merci du fond du cœur à mon compagnon de route pour son soutien, ses conseils et surtout sa présence à mes cotes.

À mes amis, à mes camarades de promo, merci pour les nuits de stress, les blagues libératrices et cette solidarité rare qui transforme les difficultés en souvenirs partagés.

Et puis... à moi-même. Merci d'avoir tenu. D'avoir eu peur, mais d'y être allée quand même. D'avoir pleuré, puis relevé la tête. D'avoir douté, mais jamais renoncé. Ce mémoire, c'est la preuve que l'effort, la foi et un cœur déterminé peuvent déplacer bien plus que des charges : ils peuvent bâtir un avenir.

Ruth Emmanuella ZONOU

Dédicace :

Je dédie ce modeste mémoire :

À mes parents, piliers de ma vie, pour leurs sacrifices, leurs encouragements constants et leur amour inestimable.

À mon oncle et sa femme, leurs soutiens indéfectibles.

À mes frères et à mes sœurs, pour leur soutien moral inconditionnel.

À ma promotrice, pour son encadrement rigoureux, ses conseils avisés et son soutien précieux tout au long de ce projet.

À mes amis sincères, qui ont su rendre ce parcours plus léger et plus humain.

Ce travail vous est dédié avec respect et reconnaissance.

RUTH EMMANUELLA

RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure (RDC+9+ Entre-sol) contreventée par des voiles et des portiques à usage d'habitation. La structure est implantée dans la wilaya de Laghouat, zone de sismicité II. L'étude est conforme aux règles Parasismique Algériennes version 2004. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

Mots clés : béton armé, structure, voiles, portiques, zone de sismicité, ferrailage, CBA93, BAEL91

ABSTRACT

This project consists mainly on the study of a structure (Ground level + 9 stories + Underground level). The structure is located in Laghoua, which is characterized by moderate seismic activity (Zone II). The study was carried out according to the regulations of the Algerian seismic code (RPA modified in 2024). The dimensions of structural elements and their reinforcements were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91). Key words: The structure, seismic activity, structural elements, reinforcements, CBA93, BAEL91.

LISTE DES TABLEAUX

Figure I.1:	Plan façade	5
Figure I.2:	Coupe B-B	6
Figure I.3:	Plan sous-sol	7
Figure I.4:	Plan rez-de-chaussée	7
Figure I.5:	Déformation d'une éprouvette	11
Figure I.6:	Diagramme contrainte-déformation du béton	13
Figure I.7:	Diagramme contrainte-déformation de l'acier	14
Figure II.1:	Schéma d'un plancher à corps creux	18
Figure II.2:	Coupe verticale d'un plancher à corps creux	12
Figure II.3:	Schéma d'une section en T	19
Figure II.4:	Coupe d'un plancher terrasse accessible à corps creux	22
Figure II.5:	Coupe d'un plancher terrasse inaccessible à corps creux	23
Figure II.6:	Coupe d'un plancher courant à corps creux	25
Figure II.7:	Murs intérieurs (simple cloison)	26
Figure II.8:	Murs extérieurs (double cloison)	27
Figure II.9:	Schema de l'acrotère	27
Figure II.10:	La section réduite d'un poteau	30
Figure II.11:	Représentation du poteau central le plus sollicité	31
Figure II.12:	Représentation du poteau de rive	36
Figure II.13:	Représentation du poteau d'angle	41
Figure II.14:	Coupe de voile en élévation	46
Figure III.1:	Acrotère en Béton armé	47
Figure III.2:	Dimensions de l'acrotère	49
Figure III.3:	Ferraillage de l'acrotère	52
Figure III.4:	Représentation d'un escalier	54

Figure III.5:	Schéma statique de l'escalier	54
Figure III.6:	Schéma statique	57
Figure III.7:	Schéma statique à l'ELU	57
Figure III.8:	Schéma statique à l'ELS.....	58
Figure III.9:	Ferraillage de l'escalier.....	61
Figure III.10:	Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	63
Figure III.11:	Ferraillage de la poutrelle.....	76
Figure III.12:	Dimension de la dalle.....	77
Figure III.13:	Ferraillage de la dalle du sous-sol	81
Figure III.14:	Schéma statique du balcon	83
Figure III.15:	Schéma du ferraillage du balcon.....	85
Figure IV.1:	Spectre de réponse.....	94
Figure IV.2:	Vue en plan du modèle initial	95
Figure IV.3:	Vue en élévation du modèle initial.....	96
Figure IV.4:	Vue en plan du 1 ^{er} modèle	98
Figure IV.5:	Vue en plan du 2 ^{ème} modèle	100
Figure IV.6:	Vue en plan du modèle final	105
Figure V.1:	Arrêt des barres	122
Figure V.2:	Ferraillage des poutres principales sans voile.....	122
Figure V.3:	Ferraillage des poutres principales avec voile	123

Figure V.4:	Ferraillage des poutres secondaires sans voile.....	123
Figure V.5:	Ferraillage des poutres secondaire du plancher terrasse avec voile	123
Figure V.6:	Ferraillage du plancher courant de la poutre secondaire avec voile.....	123
Figure V.7:	Ferraillage des poteaux.....	132
Figure V.8:	Zone critique à la base du voile.....	134
Figure V.9:	Eléments de rive pour les voiles.....	134
Figure V.10:	L'enveloppe de calcul des voiles	137
Figure VI.1:	Représentation des semelles isolées sous poteaux carrées	143
Figure VI.2:	Réaction verticale à la base des voiles et poteaux.....	144
Figure VI.3:	Réaction verticale à la base des voiles et poteaux (ELU)	145
Figure VI.4:	Schéma d'une semelle filante sous voiles	146
Figure VI.5:	Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	150
Figure VI.6:	Schéma statique du bâtiment	151
Figure VI.7:	Contraintes sous le radier.....	153
Figure VI.8:	Ferraillage de la dalle du radier.....	158
Figure VI.9:	Ferraillage de la nervure dans le sens porteur.....	161
Figure VI.10:	Ferraillage de la nervure dans le sens non porteur	162
Figure VI.11:	Schéma statique du débord	163
Figure VI.12:	Ferraillage du débord	164
Figure VI.13:	Ferraillage du voile périphérique dans le sens x-x.....	168
Figure VI.14:	Ferraillage du voile périphérique dans le sens y-y.....	169

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Dimensions des poutres	22
Tableau II.2 : Charges permanentes d'un plancher terrasse accessible à corps creux	22
Tableau II.3 : Charges permanentes d'une dalle pleine	23
Tableau II.4 : Charges permanentes d'un plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	24
Tableau II.5 : Charges permanentes d'une dalle pleine	24
Tableau II.6: Charges permanentes d'un mur plancher courant à corps creux	25
Tableau II.7: Charges permanentes d'une dalle pleine	25
Tableau II.8: Charges permanentes d'un mur intérieur simple	26
Tableau II.9 : Charges permanentes d'un mur extérieur double cloison	27
Tableau II.10 : Charge permanente et d'exploitation d'un acrotère	28
Tableau II.11: Dégression des surcharges	33
Tableau II.12 : Détermination de l'effort normal ultime « Nu » des poteaux centraux	34
Tableau II.13 : Dimensionnement des poteaux centraux au niveau de chaque étage	35
Tableau II.14: Dégression des surcharges des poteaux centraux	38
Tableau II.15 : Détermination de l'effort normal ultime « Nu » des poteaux de rive.....	39
Tableau II.16 : Dimensionnement des poteaux de rive au niveau de chaque étage.....	39
Tableau II.17 : Dégression des surcharges des poteaux d'angles.....	42
Tableau II.18 : Détermination de l'effort normal ultime « Nu » des poteaux d'angles	43
Tableau II.19 : Dimensionnement des poteaux d'angle à chaque étage	44
Tableau II.20 : Les sections des voiles	44
Tableau III.1 : Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier	56
Tableau III.2 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier	56
Tableau III.3 : Charge de l'ELU et l'ELS	57
Tableau III.4 : Calcul des armatures	59
Tableau III.5 : Vérification de la flèche	60
Tableau III.6 : Récapitulatif des efforts a 2 travées	71
Tableau III.7 : Récapitulatif des efforts a 3 travées	73
Tableau III.8 : Calcul des armatures en travées	75

Tableau III.9 : Calcul des armatures sur appuis	76
Tableau III.10 : Calcul des armatures.....	78
Tableau III.11 : Vérification de la contrainte de la dalle rectangulaire	81
Tableau III.12 : Les Charges permanentes et d'exploitation du balcon	83
Tableau III.13 : Les combinaisons des charges.....	84
Tableau III.14 : Résultats des efforts internes.....	84
Tableau IV.1 : Détermination du facteur de qualité	93
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initiale.....	96
Tableau IV.3 : Les nouvelles sections des poutres.....	97
Tableau IV.4 : Participation massique du modèle 1.....	98
Tableau IV.5 : Participation massique du 2ème modèle	100
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 2	103
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux	104
Tableau IV.8 : Les sections de poteaux du modèle final.....	105
Tableau IV.9 : Participation massique du modèle final	105
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final.....	108
Tableau IV.11 : Justificatif vis-à-vis de l'effet P- Δ dans le sens x	109
Tableau IV.12 : Justificatif vis-à-vis de l'effet P- Δ dans le sens y	110
Tableau IV.13 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux	111
Tableau V.1 : Le ferrailage des poutres principales sans voile en travée et aux appuis	116
Tableau V.2 : Le ferrailage des poutres principales avec voile en travée et aux appuis.....	116
Tableau V.3 : Le ferrailage des poutres secondaires sans voile en travée et aux appuis	117
Tableau V.4 : Le ferrailage des poutres secondaires avec voile en travée et aux appuis.....	117
Tableau V.5 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service des poutres principales sans voile	119
Tableau V.6 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service des poutres principales avec voile	119
Tableau V.7: Les valeurs des contraintes à l'état limite de services des poutres secondaires sans voile	119
Tableau V.8 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de services des poutres secondaires avec voile	120
Tableau V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres	120

Tableau V.10 : Les armatures transversales ainsi que leur espacements	121
Tableau V.11 : Ferrailage des poteaux.....	127
Tableau V.12 : Vérification des contraintes de l'ELS	129
Tableau V.13 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux	130
Tableau V.14 : Choix des armatures transversales dans les poteaux	132
Tableau V.15 : Ferrailage des voiles.....	138
Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles filantes sous voiles	147
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à l'ELU	153
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS	153
Tableau VI.4 : Calcul des moments à l'ELU.....	156
Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELS	156
Tableau VI.6 : Calcul des armatures à l'ELU	157
Tableau VI.7 : Vérifications CNF	158
Tableau VI.8 : Vérifications des contraintes à l'ELS	158
Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)	159
Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures (sens porteur)	159
Tableau VI.11 : Vérifications CNF	160
Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes à l'ELS	160
Tableau VI.13 : Ferrailage des débords	163
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes du béton et d'acier	163
Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique	166
Tableau VI.16 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	168

NOTATION ET SYMBOLES

A	Aire d'une section d'acier (longitudinal) : (ou A_s ou A_I)
A_t	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	Aire d'une section de béton
E_s	Module de Young de l'acier
E_{ij}	Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj}	Module de Young instantané à l'âge de j jours
F	Force ou action en général
I_I	Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	Moment fléchissant de calcul de service
M_u	Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	Effort normal de calcul de service
N_u	Effort normal de calcul ultime
P	Action permanente
Q	Action d'exploitation
V_u	Effort tranchant de calcul ultime
a	Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	Largeur d'une poutre (table) , d'un poteau
b_0	b_0
d et d_0	d et d_0
e	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
G	Charge permanente unitaire
h	Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	Hauteur du talon d'une poutre
h_1	Hauteur du hourdis d'une poutre

j	Nombre de jours de maturité du béton
L	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	Longueur de flambement
n	Coefficient d'équivalence acier- béton
Q	Charge permanente unitaire
S_t	Espacement des armatures transversales
y_1	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS
y_u	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU
$z(ou z_b)$	Bras de levier du couple de flexion
α_u	Profondeur de l'axe neutre dimensionnée à l'ELU
γ_s	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
ε_{bcmax}	Déformation maximale du béton comprimé
ε_{st}	Déformation des armatures tendues
ε_{sc}	Déformation des armatures comprimées
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature
λ	Elancement mécanique d'une pièce comprimée
μ_{ser}	Moment ultime réduit à l'ELS
μ_u	Moment ultime réduit à l'ELU
ν	Coefficient de poisson
ρ	Rapport de la section d'acier sur celle du béton
σ	Contrainte normale
σ_{bc}	Contrainte maximale du béton comprimé
σ_{st}	Contrainte dans les aciers tendus
σ_{ct}	Contrainte dans les aciers comprimés
τ	Contrainte générale
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle
τ_s	Contrainte d'adhérence
τ_{se}	Contrainte d'adhérence d'entraînement
φ	Coefficient de fluage
$\Phi 1$	Diamètre d'une armature longitudinale

Φt

Diamètre d'une armature transversale

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Résumés

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Sommaire

Introduction générale.....01

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1.Introduction	04
I.2.Présentation de l'ouvrage.....	04
I.3.Caractéristiques géométriques	04
I.4. Description structurelle.....	07
I.5.Carctéristique des matériaux.....	09
I.6.Béton armé.....	10
I. 7. Acier.....	12
I.8. Principe de calcul de CBA93.....	13
I.9.Conclusion.....	15

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction	17
II.2. Prédimensionnement des planchers	17
II.3. Prédimensionnement des poutres.....	21
II.4. Évaluation des charges	22
II.5. Prédimensionnement des poteaux	28

II.6. Les voiles.....	45
-----------------------	----

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III .1. Introduction.....	47
III.2. Etude de l'acrotère.....	47
III .2. Escalier.....	53
III .3. Planchers.....	61
III .4. Les balcons.....	82

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1. Introduction	87
IV.2. Etude dynamique	87
IV.3. Modélisation de la structure	90
IV.4. Etude sismique	91
IV-5. Résultats de l'analyse	95
IV.6. Conclusion.....	112

Chapitre V : Etude des éléments résistants

V.1.Introduction	114
V.2. Ferrailage des poutres	114
V.3. Ferrailage des poteaux.....	124
V.4. Ferrailage des voiles	132

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1. Introduction.....	143
VI.2. Calcul des fondations.....	164
VI.3. Etude du voile périphérique	169

Conclusion générale.....	169
---------------------------------	------------

Bibliographie.....	171
---------------------------	------------

Annexes

Organigrammes

I. INTRODUCTION GENERALE

Depuis les premières civilisations, la construction a toujours occupé une place centrale dans le développement humain. Avec l'évolution des techniques et des connaissances scientifiques, l'ingénierie du bâtiment a considérablement progressé. Aujourd'hui, les ingénieurs en Génie Civil sont chargés de concevoir, réaliser, exploiter et réhabiliter des ouvrages et infrastructures en tenant compte de nombreux paramètres, dont la sécurité publique constitue une priorité. Parmi les défis majeurs auxquels ils sont confrontés, les séismes figurent en tête de liste, notamment dans les régions à forte sismicité comme le nord de l'Algérie.

Dans ce contexte, la conception parasismique devient un enjeu crucial. Elle vise à garantir la sécurité des usagers tout en optimisant les coûts de construction. La résistance d'un bâtiment face aux sollicitations sismiques repose notamment sur la qualité de son système de contreventement, qui peut être assuré par des voiles en béton armé, des noyaux rigides ou des contreventements métalliques, comme le précisent les réglementations en vigueur. En Algérie, le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), le BAEL 91, le CBA 93, ainsi que la DTR BC 2.2, constituent les références normatives majeures à respecter.

Dans ce cadre, notre Projet de Fin d'Études intitulé « Etude d'un hôtel en béton armé (R+9+Entresol » porte sur l'étude et le calcul d'un bâtiment multifonctionnel (commerce + habitation), composé d'un rez-de-chaussée, de neuf étages et d'un sous-sol, implanté dans la wilaya de Laghouat, classée en zone sismique II selon le RPA 2024. Ce bâtiment est contreventé par des voiles porteurs, et son étude a été menée dans le but de mobiliser les acquis de notre formation, de renforcer nos compétences en calcul structurel et de nous initier aux outils professionnels de modélisation.

Pour mener à bien cette étude, une démarche méthodologique rigoureuse a été adoptée et structurée en plusieurs étapes :

Le premier chapitre est consacré aux généralités et à la présentation du bâtiment, de ses caractéristiques architecturales ainsi que des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre porte sur le prédimensionnement des éléments principaux, basé sur l'évaluation des charges verticales et les

premières hypothèses de conception. Dans le troisième chapitre, nous abordons l'étude des éléments secondaires, tels que les acrotères, les balcons, les escaliers et les planchers. Le quatrième chapitre présente la modélisation 3D du bâtiment ainsi qu'une analyse dynamique à l'aide du logiciel ETABS, qui permet d'évaluer le comportement de la structure sous l'action sismique. Le cinquième chapitre est dédié au ferrailage des éléments structuraux principaux (poteaux, poutres, voiles), en se basant sur les résultats de la modélisation. Ensuite, dans le sixième chapitre, nous réalisons l'étude des fondations, en adaptant leur dimensionnement aux sollicitations transmises et aux caractéristiques du sol. Enfin, ce mémoire se conclut par une synthèse générale des résultats obtenus, mettant en évidence les choix techniques opérés, les performances obtenues, ainsi que les perspectives d'optimisation possibles pour des projets futurs similaires.

CHAPITRE I:

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction:

La conception et la réalisation de bâtiments de grande hauteur représentent un défi majeur en génie civil, nécessitant une maîtrise approfondie des principes structuraux, des matériaux et des normes de construction. L'étude spécifique d'un hôtel de type R+9 avec entresol s'inscrit dans cette perspective, où chaque niveau supplémentaire impose des contraintes accrues en termes de stabilité, de résistance et de sécurité.

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- ✓ BAEL 91 modifiée en 99 ;
- ✓ CBA93 ;
- ✓ RPA 2024.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation (R+9 avec entresol), classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) et sera implantée dans la wilaya de Laghouat.

Ce site est classé dans la **zone II** (zone de faible à moyenne sismicité) selon le règlement parasismique algérienne « **RPA 2024** ».

Le site d'implantation est un site ferme (site 2) $\Rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 1,8$ bars

L'entresol est à usage de loisir et bien-être.

Le rez-de-chaussée est à usage bureautique, professionnel et accueil.

Les étages sont à usage d'habitation.

I.3 Caractéristiques géométriques :

I.3.1 Dimension en élévation:

Hauteur totale de bâtiment (sans acrotère)H = 45,56 m.

Hauteur de chaque sous-sol.....h = 4,08 m.

Hauteur du RDC.....h = 4,76 m.

Hauteur d'étage couranth = 4,08 m.

I.3.2 Dimension en plan:

I.3.3 Longueur totaleL long =37,13m.

I.3.4 Largeur totale.....L trans=14,97 m.

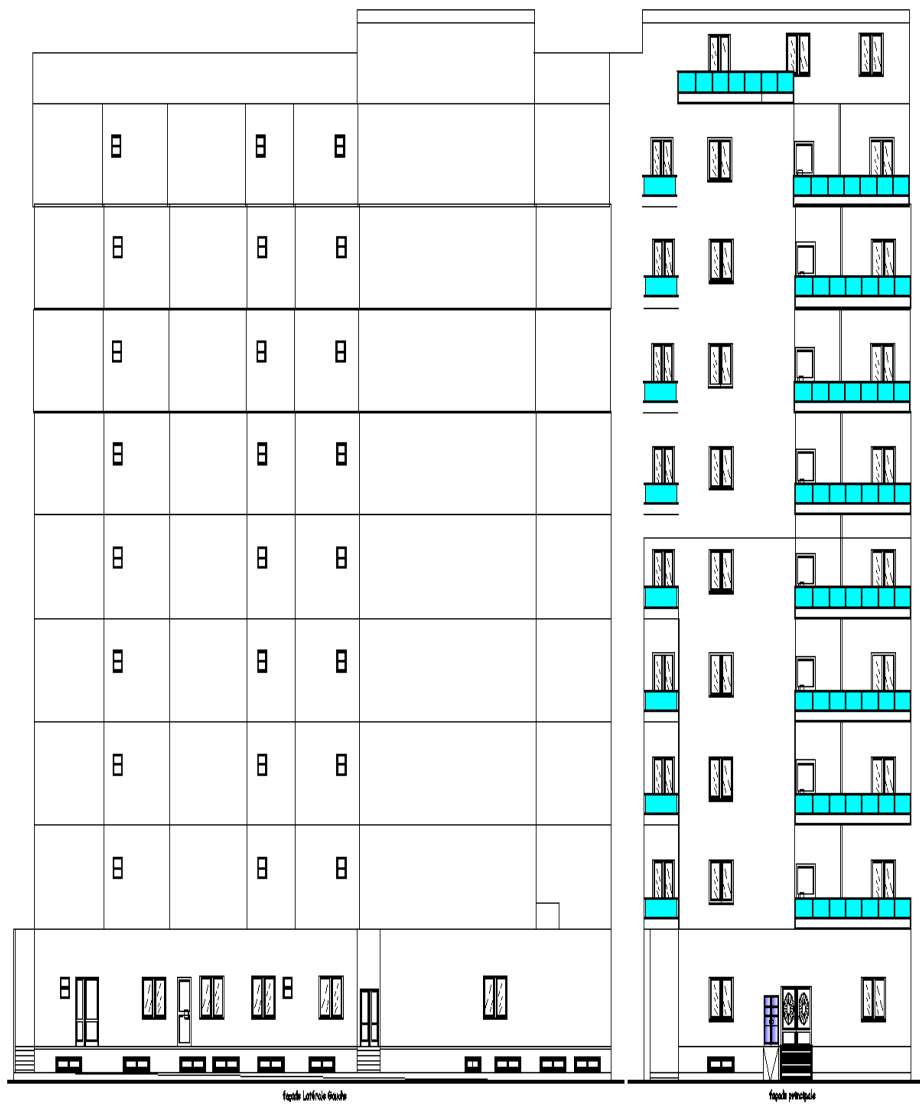
I.3.5 Plan architecture:**Figure I.1: Plan façade:**

Figure I.2: Coupe B-B:

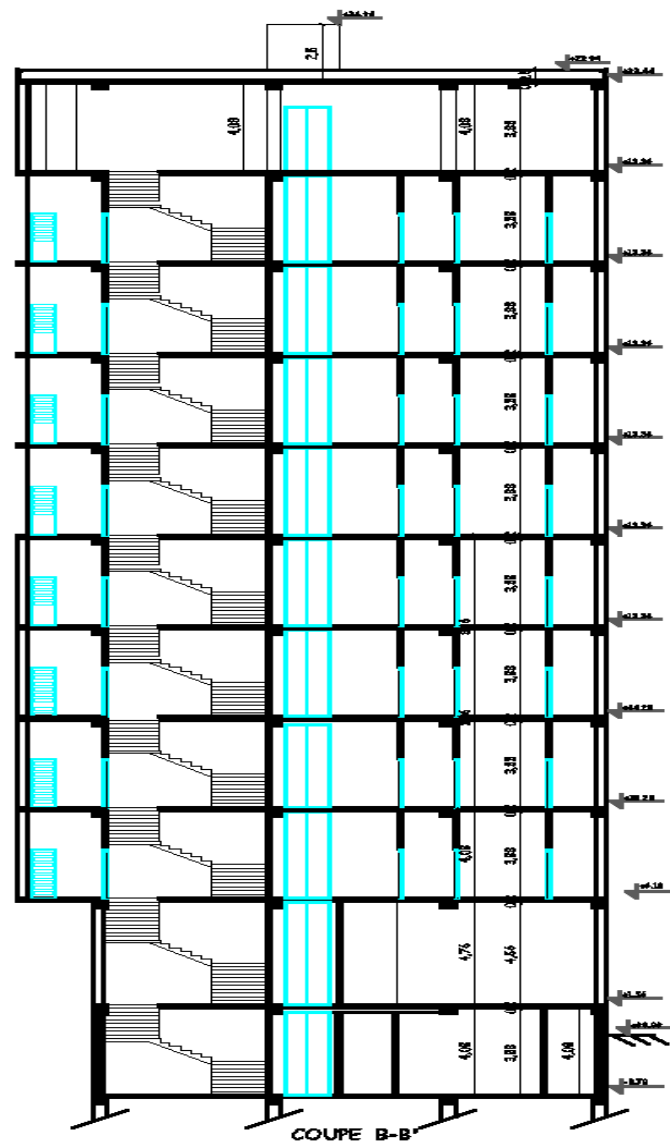


Figure I.3 : Plan sous-sol :

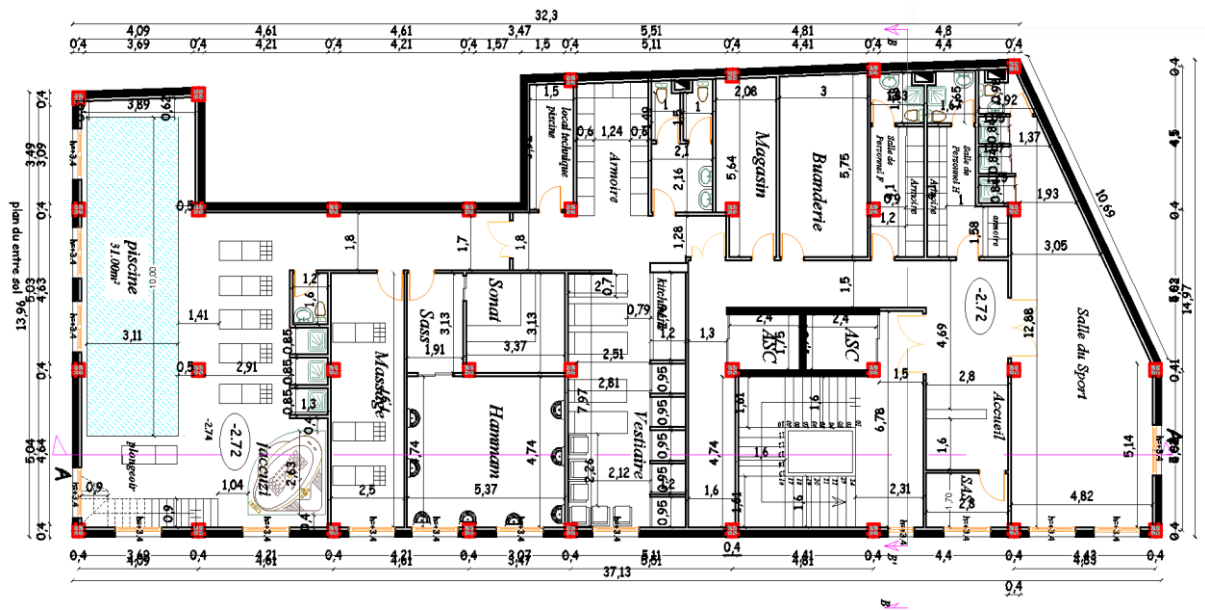
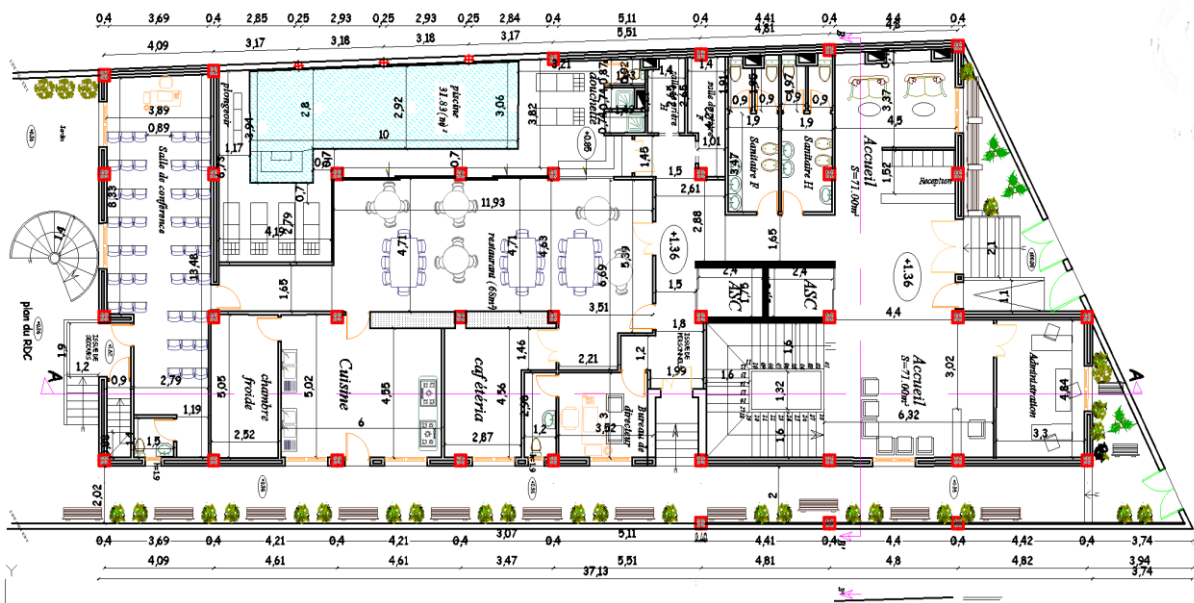


Figure I.4: Plan rez-de-chaussée :



I.3.6 Données du site:

Le site est considéré comme un site ferme (S2).

I.4 Description structurale:

I.4.1 Système de contreventement:

Le bâtiment est constitué par des portiques auto-stables (poteaux-poutres) et comme sa hauteur totale du sous-sol au sommet de l'acrotère est 45,56 m dépasse largement les 08 m, l'introduction des voiles de contreventement est indispensable selon le RPA [1].

Afin de répondre à ce critère réglementaire, nous avons opté pour un système de contreventement composé de voiles et de portiques.

I.4.2 Planchers:

Ouvrage de charpente, tout ou partie en bois, en fer ou en béton, formant une plateforme horizontale au rez-de-chaussée ou une séparation entre les étages d'une construction.

Les plancher sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

- ✓ Plancher dalle pleine (de niveau sous-sol)
- ✓ Les plancher des étages courants sont en corps creux (hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles)
- ✓ Le plancher terrasse accessible en corps creux, plus une isolation thermique (multicouche), il aura en plus une chape qui fait une pente moyenne

I.4.3 Maçonnerie :

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs (double cloison) :
Deux cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.
- ✓ Murs intérieurs (simple cloison) :
Pour cela on utilise des briques de 10 cm d'épaisseur.

I.4.4 Revêtements:

Le revêtement de la structure est constitué par :

Carrelage de 2 cm pour les chambres et les couloirs, marbre pour les escaliers, céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau, enduit de plâtre pour les plafonds, mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs et intérieures.

I.4.5 Acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, son rôle est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement

par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

Il sera de 60 cm de hauteur.

I.4.6 Escaliers:

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des palies coulés sur place.

I.4.7 Terrasse :

Il existe deux types de terrasse :

- ✓ Terrasse inaccessible.
- ✓ Terrasse accessible.

I.5 Caractéristiques des matériaux :

I.5.1 Le béton :

On sait que le béton est le matériau obtenu en solidarisant, par une pâte liante de ciment, un squelette granulaire composé d'un ou plusieurs sables, et d'un ou plusieurs graviers. Comme le liant a des propriétés hydrauliques, ce béton aussi appelé béton hydraulique.

I.5.2 Caractéristiques du béton :

- Bonne résistance à la compression,
- Bonne résistance aux actions climatiques,
- Faible résistance à la traction,
- Facile à le fabriquer et à mettre en œuvre sur chantier.

I.5.3 Ciment :

Le ciment est une poudre minérale qui mélangée avec l'eau fait prise et durcit dans l'air ou dans l'eau pour former une roche artificielle stable.

Le choix de dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire,

I.5.4 Granulats :

On définit les granulats comme l'ensemble des grains inertes compris entre 0 et 40 mm (sable, gravier, cailloux) dont l'origine peut être naturelle, artificielle ou provenant de recyclage. On distingue les granulats roulés extraits de balaustier ou de rivière, et les granulats concassés, obtenus à partir des roches exploitées en carrières.

I.5.5 L'eau :

L'eau de gâchage ne doit pas contenir des matières organiques, des produits chimiques. L'eau potable convient à la fabrication du béton. Toute eau douteuse doit subir une analyse chimique.

I.5.6 Acier :

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Donc la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction. Les aciers utilisés pour constituer les Pièces en béton armé sont :

- ✓ Ronds lisses (R.L) : FeE24
- ✓ Barres à haute adhérences (HA) : FeE 400
- ✓ Treillis soudés (TS) : FeE 520

I.6 Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les sollicitations auxquels le béton résiste mal “ effort de traction”.

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.6.1 Résistance caractéristiques à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécaniques par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours, cette résistance est mesurée sur des cylindres droit de révolution de 200 cm² de section (Ø =16mm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H=32cm)

Pour des bétons d'un âge « j » inférieur à 28 j, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} * f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Si l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10 f_{c28}$ à condition qu'il ne soit pas traité thermiquement.

Dans notre projet on prend : $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.6.2 Résistance caractéristiques à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ Avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en Mpa}$$

I.6.3 Coefficient de POISSON (ν) :

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

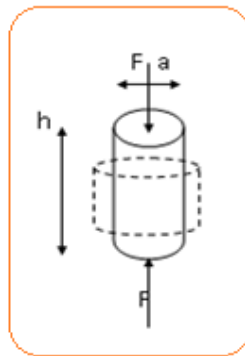


Figure I.5 : Déformation d'une éprouvette

$$\nu = \frac{\text{allongement dans le sens transversale } \frac{\Delta a}{a}}{\text{raccourcissement longitudinal } \frac{\Delta l}{l}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "), Le coefficient de POISSON est pris égal à :

- ✓ $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (ELS) du béton non fissuré ;
- ✓ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU) du béton fissuré.

I.6.4 Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

$$E_{ij}(\text{Mpa}) = 11000(f_{cj})^{1/3}$$

Où : f_{cj} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{vj} est pris égale à :

$$E_{vj} [Mpa] = \frac{E_{ij}}{3} \quad \text{Soit : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}} MPa [2] [A.2.1.2.2]$$

I.7 Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse chacune et sa propre utilité.

I.7.1 Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F _e (Mpa)
Barre à haute adhérence	Armatures transversales	FeE 400	φ8	400
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Dalle de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.7.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

$$[E_s = 2.10^5 Mpa] \quad [2]$$

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.8 Principe de calcul de CBA93 :

Il existe deux états limites :

1) Etat limite ultime (E.L.U) :

- Equilibre statique
- La stabilité de forme

2) Etat limite de service (E.L.S) :

- Les contraintes acier-béton
- L'ouverture des fissures
- Les déformations

I.8.1 E.L.U. :

❖ Contrainte du béton en compression :

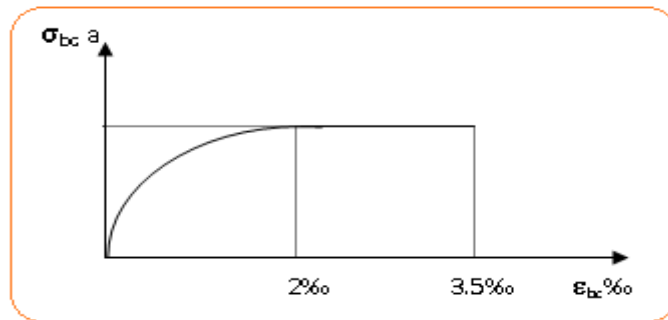


Figure I.6 : Diagramme contrainte –déformation du béton

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1,15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0,85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

❖ Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right)$
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right)$

❖ Contrainte limite de l'acier :

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est :

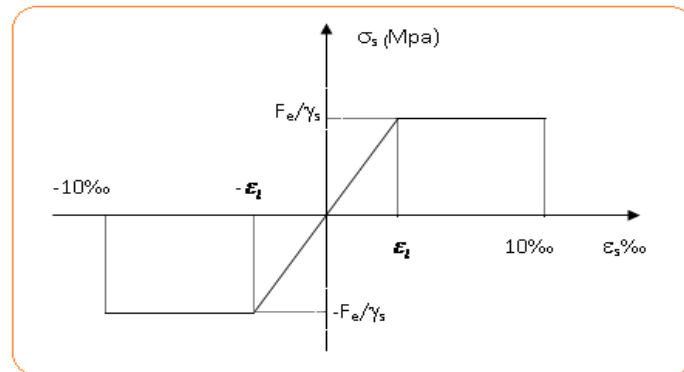


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec :

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de l'acier ;

$$\bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = F_e / \gamma_s \cdot E_s$ d'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.8.2 E.L.S. :

❖ La contrainte limite du béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\bar{\sigma}_b$.

❖ La contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min} \left[2 f_e / 3; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ [MPa]}$
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = \text{Min} \left[f_e / 2; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ [MPa]}$

Avec : η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérence} \end{cases}$$

I.9 Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$E_{i28} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_{v28} = 10819 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \begin{cases} 14.17 \text{ MPa situation durable} \\ 18.48 \text{ MPa : situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33 \text{ Mpa : fissuration peu préjudiciable} \\ 2.5 \text{ Mpa : fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

$FeE400, f_e = 400 \text{ Mpa}$: Pour les armatures longitudinales

$FeE400, f_e = 400 \text{ Mpa}$: Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202 \text{ Mpa}$: Fissuration préjudiciable pour les HA

CHAPITRE II:
PREDIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS

II.1 Introduction :

Le prédimensionnement est une étape essentielle dans la conception des structures en génie civil. Il consiste à estimer les dimensions initiales des éléments structuraux avant de procéder aux calculs détaillés. Cette phase permet d'établir une première évaluation des sections et des matériaux nécessaires en fonction des charges à supporter et des contraintes du projet.

Le prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par :
RPA 99/Version 2024 ; BAEL 91 modifié 99 ; CBA 93 ; D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment, à savoir :

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

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.2 Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique des différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

II.2.1 Plancher à corps creux :

Les planchers en corps creux sont composés de :

- ✓ Corps creux (hourdis) : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- ✓ Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- ✓ Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- ✓ Treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit.

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

❖ **Condition de résistance à la flèche :**

D'après le CBA93

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le **CBA93** comme suit :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{464}{22,5} = 20,62 \text{ cm}$$

L_{max} : la longueur max de la portée plus longue des poutrelles

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

Telle que : $h_t = (d + e)$

$d = 16 \text{ cm}$ (hauteur de corps creux),

$e = 5 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle de compression),

Donc ($h_t = 16 + 5$) cm.

❖ **Corps creux de 5 cm :**

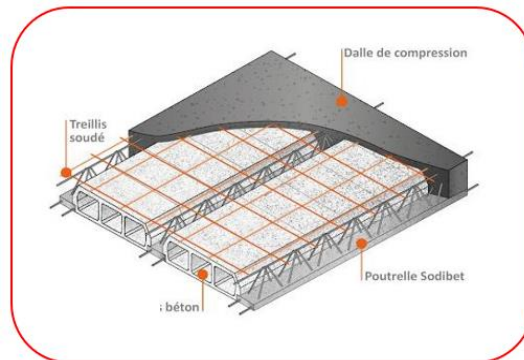


Figure. II.1 : Schema d'un plancher à corps creux

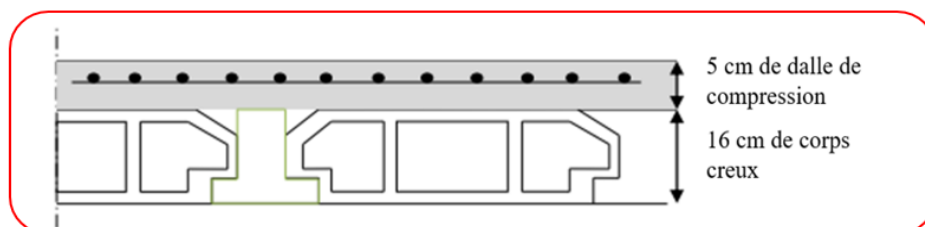


Figure. II.2 : Coupe verticale d'un plancher à corps creux

❖ **Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles seront disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche. La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en (T) ayant les dimensions suivantes :

1. Calcul de la longueur de la nervure :

$$0,4h \leq b_0 \leq 0,8h \text{ avec } h = 21 \text{ cm}$$

$$8,4 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16,8 \text{ cm}$$

Pour des raisons de construction, on prend $b_0 = 10 \text{ cm}$.

2. Calcul de la largeur d'une aile de la section T :

$$(b - b_0) \leq \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right)$$

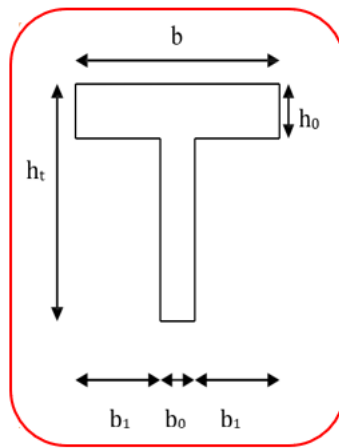


Figure II.3 : schéma d'une section en T

b : Largeur efficace.

b_0 : largeur de la poutrelle ($b_0 = 10 \text{ cm}$).

l_x : La distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives.

l_y : Longueur entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles.

$$L_x = 65 - b_0 = 55 \text{ cm.}$$

$$L_y = 285 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right) \Rightarrow b_1 = \min (27,5 ; 28,5) \Rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

On adoptera donc un plancher de $(16 + 4) \text{ cm}$ avec les dimensions suivantes :

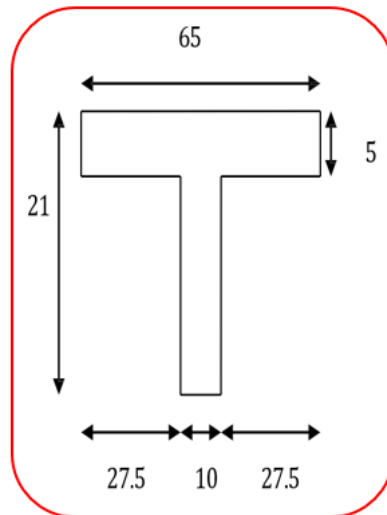
$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_o = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

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

$$h_o = 5 \text{ cm}$$



II.2.2 Prédimensionnement de la dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

1. Condition de sécurité :

Selon le R.P.A. 2024[1] : $h_0 \geq h_{\min} = 5 \text{ cm}$.

2. Critère de résistance :

Selon CBA93 [4]

- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$(L_x/45) \leq \text{ép} \leq (L_x / 40),$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$(L_x / 35) \leq \text{ép} \leq (L_x / 30),$$

Où :

ép. : épaisseur de la dalle.

L_x : la plus grande portée mesurée entre nu des poutres.

Notre dalle pleine repose sur 3 appuis :

$$L_x = 4.64 \text{ m} \qquad 10,31 \text{ cm} \leq \text{ép} \leq 11,6 \text{ cm}$$

3. Sécurité contre l'incendie :

[2]

$\text{ép} = 7\text{cm}$: peut assurer un coupe-feu d'une heure.

$\text{ép} = 11\text{cm}$: peut assurer un coupe-feu de deux heures.

4. Condition d'isolation acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieur ou égale à 15 cm ; on adopte une épaisseur de $e = 16\text{ cm}$.

5. Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera : $\text{ép} = 16\text{ cm}$

II.3 Prédimensionnement de poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, elle transmettant les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement de la section transversale de la poutre est donné selon le BAEL91 comme suit :

$$L_{\max} / 15 \leq h \leq L_{\max} / 10 \quad \text{et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Et les conditions imposées par RPA 2024 : [7.5.1] [1]

- $h \geq 30\text{cm}$
- $b \geq 20\text{ cm}$
- $h/b \leq 4$

a) Les poutres porteuses :

$$L_{\max} = 511\text{ cm} \longrightarrow 34.067\text{ cm} \leq h \leq 51.1\text{ cm} \text{ on adopte } h=45\text{cm}$$

$$13.50\text{ cm} \leq b \leq 31.5\text{cm} \quad \text{on adopte } b=30\text{ cm}$$

Vérification selon le RPA 2024 : [7.5.1]

- $b=30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots (\text{CV})$
- $h=45 > 30\text{cm} \dots\dots\dots (\text{CV})$
- $h/b=1.5 \leq 4 \dots\dots\dots (\text{CV})$

Donc :

✓ Poutre porteuse..... $(b \times h) = (30 \times 45)\text{ cm}^2$

b) Les poutres non porteuses :

$$L_{\max}=464\text{cm} \longrightarrow 30.93\text{ cm} \leq h \leq 46.4\text{ cm} \text{ on adopte } h=40\text{cm}$$

$$12.0\text{ cm} \leq b \leq 28.0\text{ cm} \text{ on adopte } b= 25\text{ cm}$$

Vérification selon le RPA 99V2003 : [7.5.1]

- $b=25 \geq 20\text{cm}$ (CV)
- $h=40 \geq 30\text{cm}$ (CV)
- $h/b=1.6 \leq 4$ (CV)

Donc :

✓ Poutre secondaire..... $(b \times h) = (24 \times 40) \text{ cm}$.

Tableau II.1 : Dimensions des poutres

	La portée (m)	Dimension(cm)
Poutres Principales	5.11	30×45
Poutres Secondaires	4.64	25×40

II.4 Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1 Plancher Terrasse accessible :

✓ Charge permanente :

a) Plancher terrasse à corps creux :

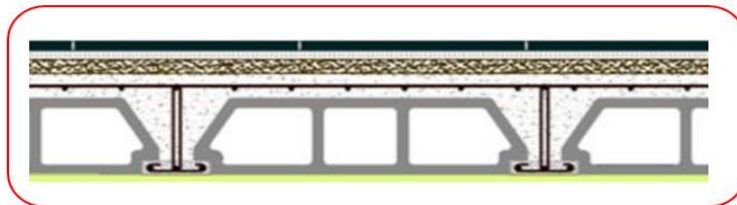


Figure II.4 : Coupe d'un plancher terrasse accessible à corps creux

Tableau II.2 : Charges permanentes d'un plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.20	0.40
3	Isolation thermique liège	0.04	4	0.16
4	Dalle en corps creux	0.16+0.05	/	2.94
5	Enduit plâtre	2	0.10	0.20
Charge permanente G				4.14

$G_{\text{corps creux}} = 4.14 \text{ KN/m}$

b) Plancher terrasse dalle pleine :

Tableau II.3 : Charges permanentes d'une dalle pleine

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.20	0.40
3	Isolation thermique liège	0.04	4	0.16
4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit plâtre	2	0.10	0.20
Charge permanente G				5.20

$G_{\text{dalle pleine}} = 5.20 \text{ KN/m}$

✓ **Surcharges d'exploitation :** DTR B.C.2.2

$Q_{\text{terrasse}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

II.4.2 Plancher terrasse inaccessible :

✓ **Charge permanente :**

a) Plancher terrasse à corps creux :

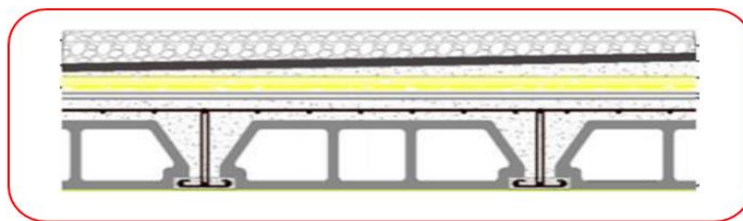


Figure II.5 : Coupe d'un plancher terrasse inaccessible à corps creux

Tableau II.4 : Charges permanentes d'un plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
5	Dalle en corps creux	0.16+0.05	/	2.94
6	Faux plafond	0.012	/	0.2
Charge permanente G				6.86

G corps creux = 6.86 KN/m

b) Plancher terrasse dalle pleine :

Tableau II.5 : Charges permanentes d'une dalle pleine

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.20	0.40
3	Forme de pente	12	0.22	2.64
4	Isolation thermique liège	0.04	4	0.16
5	Dalle pleine	0.16	25	4
6	Enduit plâtre	2	0.10	0.20
Charge permanente G				7.84

G dalle pleine = 7.84 KN/m

✓ **Surcharges d'exploitation :** DTR B.C.2.2

Q terrasse = 1 KN/m².

II.4.3 Plancher étage courant :

✓ **Charge permanente :**

a) Plancher courant à corps creux :

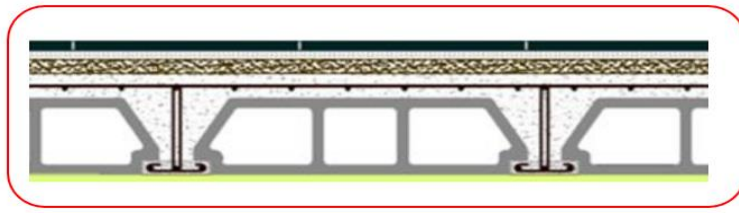


Figure II.6 : coupe d'un plancher courant à corps creux

Tableau II.6 : Charges permanentes d'un plancher courant à corps creux

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	17	0.54
4	Plancher à corps creux	(0.16+0.05)		2.90
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente				6.10

$G_{\text{corps creux}} = 6.10 \text{ KN/m}$

b) Plancher courant dalle pleine :

Tableau II.7 : Charges permanentes d'une dalle pleine

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	17	0.54
4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente				7.10

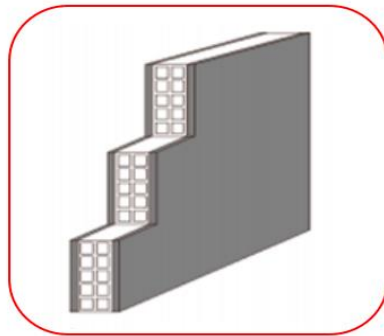
$G_{\text{dalle pleine}} = 7.10 \text{ KN/m}$

✓ **Surcharge d'exploitation :** [4] [7.2.1]

Le plancher courant à usage d'habitation $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$,

Le plancher du RDC à usage loisirs et bien être $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

Le plancher du Sous-sol est à usage bureautique $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

II.4.4 La maçonnerie :**a) Murs intérieurs (simple) :****Figure II.7 :** Murs intérieurs (simple)✓ **Charge permanente :****Tableau II.8 :** Charges permanentes d'un mur intérieur simple

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	09	0.90
3	Enduit de ciment	0.02	18	036
Total				1.62

b) Murs extérieur (double cloison) :

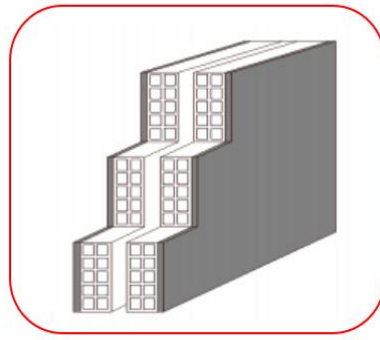


Figure II.8 : Murs extérieur (double cloison)

✓ Charge permanente :

Tableau II.9 : Charges permanentes d'un mur extérieur double cloison.

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
3	Brique creuse	0.10	09	0.9
4	Lame d'air	0.10	-	
5	Brique creuse	0.10	09	0.9
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Total				2.72

II.4.5 Acrotère :

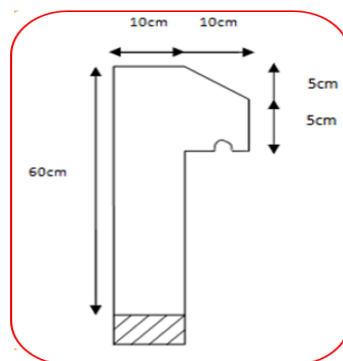


Figure II.9 : Schéma de l'acrotère

✓ **Charges permanente :**

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :

$$S = S1 + S2 + S3$$

$$S = (0,6 \cdot 0,1) + (0,1 \cdot 0,05) + \left(\frac{0,05 \cdot 0,1}{2} \right)$$

$$S = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \cdot S = 25 \cdot 0,0675 = 1,687 \text{ KN/ml}$$

Avec :

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- ρ : Poids volumique du béton : 25 KN/m³

Tableaux II.10 : charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.

Désignation	h (m)	Surface (m)	Poids propre total G (kN/ml)	Surcharge d'exploitation Q (kN/ml)
Acrotère	0,6	0,0675	1,70	1

II.5 Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Pour le Pré dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation ; donc le poteau sera redimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.5.1 Etapes de Pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Selon les conditions de RPA 2024 : [7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

- $\text{Min}(b1, h1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b1, h1) \geq h_e/20$

- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées [2] [B.8.1.1].

✓ Vérifier :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad [2] [B.8.4.1]$$

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$. [2][B.8.2.1.1]

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie d'une section carré par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$) Situation durable.

* γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation durable.

* f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

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

* A : Section d'acier comprimée.

$$A = B/1000$$

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$(Br = (a - 0,02)(b - 0,02)) [\text{cm}^2].$$

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

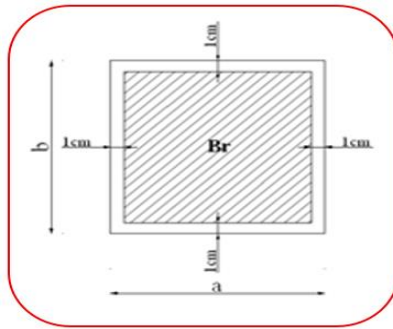


Figure II.10 : la section réduite d'un poteau

B- Vérification de la contrainte à l'ELS :

Selon l'EUROCODES 02 c à d :

$$\frac{N_s}{B + nA_s} \leq 0.6f_{c28}$$

Avec :

N_s : effort normal pondéré à l'ELS tel que $N_s = G + Q$

B : section de béton du poteau.

n : coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

S : section des armatures, supposée égale à 1%B.

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leurs valeurs on obtient :

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

II.5.2 Section des poteaux préalable :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitation reprise par un poteau le plus sollicité, on adopte :

Des poteaux de section $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour les niveaux 9, 8 et 7.

Des poteaux de section $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ pour les niveaux 6, 5 et 4.

Des poteaux de section $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ pour les niveaux 3, 2 et 1

Des poteaux de section $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ pour le niveau RDC et sous-sol.

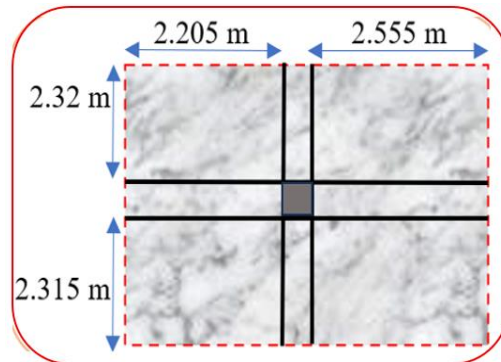
II.5.2.1 Poteaux centraux :**✓ Détermination des charges permanentes :**

a) Surface des planchers supportés par le poteau :

$$S_p = [(2.205 + 2.555) \times (2.32 + 2.315)] = 22.063 \text{ m}^2$$

b) La surface complète du plancher

$$S = [(2.405 + 2.755) \times (2.52 + 2.515)] = 25.981 \text{ m}^2$$

**Figure II.11 : Représentation du poteau le plus sollicité****Niveau 9 :**

- Plancher terrasse $6.86 \times 22.063 = 151.35 \text{ KN}$
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.42 \text{ KN}$
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 5.035 = 12.59 \text{ KN}$
- Poteau..... $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08 = 9.18 \text{ KN}$

$$G_9 = 190.54 \text{ kN}$$

Niveau 8 :

- Plancher courant $4.14 \times 22.063 = 91.34 \text{ KN}$
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.42 \text{ KN}$
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 5.035 = 12.59 \text{ KN}$
- Poteau..... $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08 = 9.18 \text{ KN}$

$$G_8 = 130.53 \text{ kN}$$

Niveau 7 :

- Plancher courant $6.10 \times 22.063 = 134.58 \text{ KN}$
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.42 \text{ KN}$
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 5.035 = 12.59 \text{ KN}$
- Poteau..... $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08 = 9.18 \text{ KN}$

$$G_7 = 173.77 \text{ kN}$$

Niveau 6, 5 et 4 :

- Plancher courant $6.10 \times 22.063 = 134.58$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.42$ KN
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 5.035 = 12.59$ KN
- Poteau..... $0.40 \times 0.40 \times 25 \times 4.08 = 16.32$ KN

G_{6,5,4} = 180.91 kN

Niveau 3, 2 et 1 :

- Plancher courant $6.10 \times 22.063 = 134.58$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.42$ KN
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 5.035 = 12.59$ KN
- Poteau..... $0.45 \times 0.45 \times 25 \times 4.08 = 20.66$ KN

G_{3,2,1} = 185.25 kN

Niveau RDC :

- Plancher courant $6.10 \times 22.063 = 134.58$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.42$ KN
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 5.035 = 12.59$ KN
- Poteau..... $0.50 \times 0.50 \times 25 \times 4.76 = 29.75$ KN

G_{RDC} = 194.34 kN

Niveau sous-sol :

- Plancher courant $7.10 \times 22.063 = 156.65$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.42$ KN
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 5.035 = 12.59$ KN
- Poteau..... $0.50 \times 0.50 \times 25 \times 4.08 = 25.5$ KN

G_{sous-sol} = 212.16 kN

✓ **Surcharge d'exploitation (loi de dégression des charges) :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. [4] [6.3]

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q1, Q2, Q3 on les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à

partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

(Étage 2) $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(Étage 3) $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4) $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Q : Charge d'exploitation.

Avec n : Nombre d'étage.

Q_0 : La surcharge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.11: Dégression de surcharge des poteaux centraux

	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)	Σ surcharge (kN)
Niv 9	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1	25.98
Niv 8	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5	64.95
Niv 7	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85	100.023
Niv 6	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05	131.2
Niv 5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1	158.478
Niv 4	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7	181.86
Niv 3	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75	201.35
Niv 2	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	8.46	219.79
Niv 1	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	9.16	237.98
RDC	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	9.91	257.46
Sous-sol	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ \dots +Q_{10})$	10.75	279.29

- Effort normal de résistance

$$N_u = 1.35G_u \text{ calculé} + 1.5Q_u \text{ calculé},$$

Tableau II.12 : Détermination de l'effort normal ultime « Nu » des poteaux centraux.

Niveau	G (KN)		Q cumulé (KN)	Nu (KN)
	G (niv)	G cumulé		
9	190.54	190.54	25.98	296.20
8	130.53	321.07	64.95	530.87
7	173.77	494.84	100.023	818.07
6	180.91	675.75	131.2	1109.06
5	180.91	856.66	158.478	1394.21
4	180.91	1037.57	181.86	1673.51
3	185.25	1222.82	201.35	1952.83
2	185.25	1408.07	219.79	2230.58
1	185.25	1593.32	237.98	2507.95
RDC	194.34	1787.66	257.46	2799.53
Sous-sol	212.16	1999.82	279.29	3118.69

Tableau II.13 : Dimensionnement des poteaux centraux au niveau de chaque étage

Niveau	Nu (KN)	N _s (KN)	RPA (cm ²)	Choix (cm ²)	A (cm ²)	B _r (cm ²)	σ _{ser} (Mpa)	σ _{ad} (Mpa)	Obs
9	296.20	216.52	25*25	30*30	0.9	83.16	2.09	15	CV
8	530.87	386.02	25*25	30*30	0.9	148.27	3.73	15	CV
7	818.07	594.86	25*25	30*30	0.9	228.48	5.75	15	CV
6	1109.06	806.95	25*25	40*40	1.6	174.58	4.39	15	CV
5	1394.21	1015.1 4	25*25	40*40	1.6	219.62	5.52	15	CV
4	1673.51	1219.4 3	25*25	40*40	1.6	263.82	6.63	15	CV
3	1952.83	1424.1 7	25*25	45*45	2.025	243.51	6.12	15	CV
2	2230.58	1627.8 6	25*25	45*45	2.025	278.33	6.99	15	CV
1	2507.95	1831.3	25*25	45*45	2.025	313.12	7.86	15	CV
RD C	2799.53	2045.1 2	25*25	50*50	2.5	385.77	7.19	15	CV
Sous -sol	3118.69	2279.1 1	25*25	50*50	2.5	315.41	7.93	15	CV

✓ **Vérification vis-à-vis du RPA 2024 :**

Pour la zone II, on a :

a) Niveau 9,8,7 :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \geq 25 \dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \geq h_e/20 \dots \text{cv}$
- $1/4 \leq b_1/h_1 = 1 \leq 4 \dots \text{cv}$

b) Niveau 6,5,4 :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \geq 25 \dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \geq h_e/20 \dots \text{cv}$

$$- \quad 1/4 \leq b_1/h_1 = 1 \leq 4 \dots \text{cv}$$

c) Niveau 3,2, 1 :

$$- \quad \text{Min}(b_1, h_1) = 45 \geq 25 \dots \text{cv}$$

$$- \quad \text{Min}(b_1, h_1) = 45 \geq h_e / 20 \dots \text{cv}$$

$$- \quad 1/4 \leq b_1/h_1 = 1 \leq 4 \dots \text{cv}$$

d) Niveau RDC, sous-sol :

$$- \quad \text{Min}(b_1, h_1) = 50 \geq 30 \dots \text{cv}$$

$$- \quad \text{Min}(b_1, h_1) = 50 \geq h_e / 20 \dots \text{cv}$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 = 1 \leq 4 \dots \text{cv}$$

✓ **Conclusion** : Alors les trois conditions satisfaites.

II.5.2.2 Poteaux de Rive :

✓ **Détermination des charges permanentes :**

a) Surface des planchers supportés par le poteau :

$$S_p = 11.043 \text{ m}^2$$

b) La surface complète du plancher

$$S_t = 12.73 \text{ m}^2$$

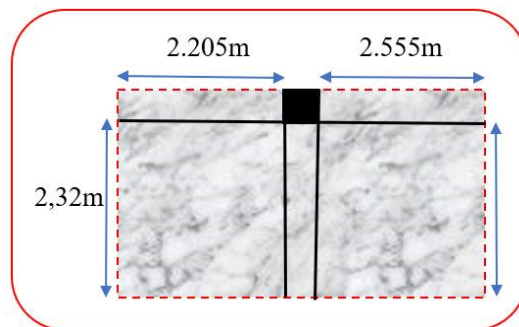


Figure II.12 : Représentation du poteau de rive

Niveau 9 :

$$- \quad \text{Acrotère} \dots 1.7 \times (2.205 + 0.4 + 2.555) = 8.772 \text{ KN}$$

$$- \quad \text{Plancher terrasse} \dots 6.86 \times 11.043 = 75.75 \text{ KN}$$

$$- \quad \text{Poutre principale} \dots 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.42 \text{ KN}$$

$$- \quad \text{Poutre secondaire} \dots 0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.72 = 6.80 \text{ KN}$$

$$- \quad \text{Poteau} \dots 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08 = 9.18 \text{ KN}$$

G₉ = 117.92 kN

Niveau 8 :

- Plancher courant $4.14 \times 11.043 = 45.72$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.42$ KN
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.72 = 6.80$ KN
- Poteau..... $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08 = 9.18$ KN
- Mur double cloison..... $2.72 \times 5.16 \times 4.08 = 57.26$ KN

G₈ = 136.38 kN

Niveau 7 :

- Plancher courant $6.10 \times 11.043 = 67.36$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.415$ KN
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.72 = 6.8$ KN
- Poteau..... $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08 = 9.18$ KN
- Mur double cloison..... $2.72 \times 5.16 \times 4.08 = 57.26$ KN

G₇ = 158.02 kN

Niveau 6,5,4

- Plancher courant $6.10 \times 11.043 = 67.36$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.415$ KN
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.72 = 6.8$ KN
- Poteau..... $0.40 \times 0.40 \times 25 \times 4.08 = 16.32$ KN
- Mur double cloison..... $2.72 \times 5.16 \times 4.08 = 57.26$ KN

G_{6,5,4} = 165.16 kN

Niveau 3,2,1

- Plancher courant $6.10 \times 11.043 = 67.36$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.415$ KN
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.72 = 6.8$ KN
- Poteau..... $0.45 \times 0.45 \times 25 \times 4.08 = 20.66$ KN
- Mur double cloison..... $2.72 \times 5.16 \times 4.08 = 57.26$ KN

G_{3,2,1} = 169.50 kN

Niveau RDC

- Plancher courant $6.10 \times 11.043 = 67.36$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.415$ KN
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.72 = 6.8$ KN

- Poteau..... $0.50 \times 0.50 \times 25 \times 4.76 = 29.75 \text{ KN}$
- Mur double cloison..... $2.72 \times 5.16 \times 4.76 = 66.81 \text{ KN}$

G_{RDC} = 188.14 kN

Niveau sous-sol :

- Plancher courant $7.10 \times 11.043 = 78.41 \text{ KN}$
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 5.16 = 17.415 \text{ KN}$
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.72 = 6.8 \text{ KN}$
- Poteau..... $0.50 \times 0.50 \times 25 \times 4.08 = 25.5 \text{ KN}$

G_{sous-sol} = 128.12 kN

✓ **Surcharge d'exploitation (loi de dégression des charges) :**

Tableau II.14 : Dégression de surcharge des poteaux de rive.

	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)	Σ surcharge (kN)
Niv 9	Q ₀	$\Sigma_0 = Q_0$	1	12.73
Niv 8	Q ₁	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,5	31.83
Niv 7	Q ₂	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85	49.011
Niv 6	Q ₃	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05	64.29
Niv 5	Q ₄	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1	77.65
Niv 4	Q ₅	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7	89.11
Niv 3	Q ₆	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75	98.66
Niv 2	Q ₇	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.46	107.70
Niv 1	Q ₈	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9.16	116.61
RDC	Q ₉	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	9.91	126.15
Sous-sol	Q ₁₀	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{10})$	10.75	136.85

II. 5. 2.2.3. Effort normal de résistance :

$$N_u = 1.35 G_u \text{ calculé} + 1.5 Q_u \text{ calculé},$$

Tableau II.15 : Détermination de l'effort normal ultime « Nu » des poteaux de rive.

Niveau	G (KN)		Q _{cumulé} (KN)	N _u (KN)
	G (niv)	G _{cumulé}		
9	117.92	117.92	12.73	178.29
8	136.38	254.3	31.83	391.05
7	158.02	412.32	49.011	630.15
6	165.16	577.48	64.29	876.033
5	165.16	742.64	77.65	1119.04
4	165.16	907.8	89.11	1359.20
3	169.50	1077.3	98.66	1602.35
2	169.50	1246.8	107.70	1844.73
1	169.50	1416.3	116.61	2086.92
RDC	188.14	1604.44	126.15	2355.22
Sous-sol	128.12	1732.56	136.85	2544.23

Tableau II.16 : Dimensionnement des poteaux de rive au niveau de chaque étage

Niveau	N _u (KN)	N _s (KN)	RPA (cm ²)	Choix (cm ²)	A (cm ²)	Br (cm ²)	σ _{ser} (Mpa)	σ _{ad} (Mpa)	Obs
9	178.29	130.65	25*25	30*30	0.9	50.18	1.26	15	CV
8	391.05	286.13	25*25	30*30	0.9	111.52	2.76	15	CV
7	630.15	461.33	25*25	30*30	0.9	179.80	4.46	15	CV
6	876.033	641.77	25*25	40*40	1.6	138.84	3.49	15	CV
5	1119.04	820.29	25*25	40*40	1.6	177.47	4.46	15	CV
4	1359.20	996.91	25*25	40*40	1.6	215.68	5.42	15	CV
3	1602.35	1175.96	25*25	45*45	2.025	201.07	5.05	15	CV
2	1844.73	1354.5	25*25	45*45	2.025	231.60	5.82	15	CV
1	2086.92	1532.91	25*25	45*45	2.025	262.10	6.58	15	CV
RDC	2355.22	1730.59	25*25	50*50	2.5	326.44	6.06	15	CV
Sous-sol	2544.23	1869.41	25*25	50*50	2.5	258.71	6.50	15	CV

✓ **Vérification vis-à-vis du RPA 2024 :**

Pour la zone II, on a :

a) Niveau 9,8,7 :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \geq 25 \dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \geq h_e/20 \dots \text{cv}$
- $1/4 \leq b_1/h_1 = 1 \leq 4 \dots \text{cv}$

b) Niveau 6,5,4 :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \geq 25 \dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \geq h_e/20 \dots \text{cv}$
- $1/4 \leq b_1/h_1 = 1 \leq 4 \dots \text{cv}$

c) Niveau 3,2, 1 :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \geq 25 \dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \geq h_e/20 \dots \text{cv}$
- $1/4 \leq b_1/h_1 = 1 \leq 4 \dots \text{cv}$

d) Niveau RDC, sous-sol :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 50 \geq 30 \dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 50 \geq h_e/20 \dots \text{cv}$
- $1/4 \leq b_1/h_1 = 1 \leq 4 \dots \text{cv}$

✓ **Conclusion :** Alors les trois conditions satisfaites.

II.5.2.3 Poteaux d'angle :✓ **Détermination des charges permanentes :**

a) Surface partielle des planchers supportés par le poteau :

$$S_p = 2.22 \times 2.32 = 5.15 \text{ m}^2$$

b) La surface complète du plancher

$$S_t = (2.22 + 0.4) \times (2.32 + 0.4) = 7.13 \text{ m}^2$$

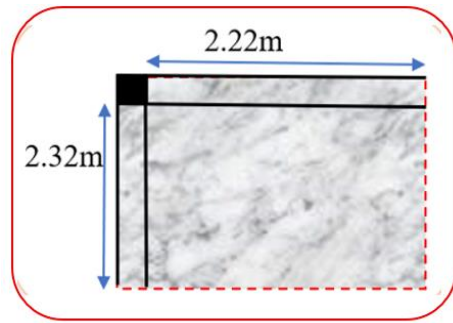


Figure II.13 : Représentation le poteau d'angle

Niveau 9 :

- Acrotère..... $1.7 \times (2.62 + 2.72) = 9.08$ KN
- Plancher terrasse $6.86 \times 5.15 = 35.33$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.22 = 7.49$ KN
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.32 = 5.8$ KN
- Poteau..... $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08 = 9.18$ KN

G₉ = 66.88 kN

Niveau 8 :

- Plancher courant $4.14 \times 5.15 = 21.32$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.22 = 7.49$ KN
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.32 = 5.8$ KN
- Poteau..... $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08 = 9.18$ KN
- Mur double cloison..... $2.72 \times 2.32 \times 4.08 = 25.75$ KN

G₈ = 69.54 kN

Niveau 7 :

- Plancher courant $6.10 \times 5.15 = 31.42$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.22 = 7.49$ KN
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.32 = 5.8$ KN
- Poteau..... $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 4.08 = 9.18$ KN
- Mur double cloison..... $2.72 \times 2.32 \times 4.08 = 25.75$ KN

G₇ = 79.64 kN

Niveau 6,5,4

- Plancher courant $6.10 \times 5.15 = 31.42$ KN
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.22 = 7.49$ KN

- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.32 = 5.8 \text{ KN}$
- Poteau..... $0.40 \times 0.40 \times 25 \times 4.08 = 16.32 \text{ KN}$
- Mur double cloison..... $2.72 \times 2.32 \times 4.08 = 25.75 \text{ KN}$

$G_{6,5,4} = 86.78 \text{ kN}$

Niveau 3,2,1

- Plancher courant $6.10 \times 5.15 = 31.42 \text{ KN}$
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.22 = 7.49 \text{ KN}$
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.32 = 5.8 \text{ KN}$
- Poteau..... $0.45 \times 0.45 \times 25 \times 4.08 = 20.66 \text{ KN}$
- Mur double cloison..... $2.72 \times 2.32 \times 4.08 = 25.75 \text{ KN}$

$G_{3,2,1} = 91.12 \text{ kN}$

Niveau RDC

- Plancher courant $6.10 \times 5.15 = 31.42 \text{ KN}$
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.22 = 7.49 \text{ KN}$
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.32 = 5.8 \text{ KN}$
- Poteau..... $0.50 \times 0.50 \times 25 \times 4.76 = 29.75 \text{ KN}$
- Mur double cloison..... $2.72 \times 2.32 \times 4.76 = 30.04 \text{ KN}$

$G_{\text{RDC}} = 104.50 \text{ kN}$

Niveau sous-sol :

- Plancher courant $7.10 \times 5.15 = 36.57 \text{ KN}$
- Poutre principale..... $0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.22 = 7.49 \text{ KN}$
- Poutre secondaire $0.25 \times 0.40 \times 25 \times 2.32 = 5.8 \text{ KN}$
- Poteau..... $0.50 \times 0.50 \times 25 \times 4.08 = 25.5 \text{ KN}$

$G_{\text{sous-sol}} = 75.36 \text{ kN}$

✓ **Surcharge d'exploitation (loi de dégression des charges) [4] [6.3] :**

Tableau II.17 : Dégression de surcharge des poteaux d'angle.

	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)	Σ surcharge (kN)
Niv 9	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1	7.13
Niv 8	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5	17.83
Niv 7	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85	27.45
Niv 6	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05	36.01
Niv 5	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1	43.49
Niv 4	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7	49.91
Niv 3	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75	55.26
Niv 2	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	8.46	60.32
Niv 1	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	9.16	65.31
RDC	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	9.91	70.65
Sous-sol	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ \dots +Q_{10})$	10.75	76.65

✓ **Effort normal de résistance**

$$N_u = 1.35G_u \text{ calculé} + 1.5Q_u \text{ calculé},$$

Tableau II.18 : Détermination de l'effort normal ultime « Nu » de chaque niveau

Niveau	G (KN)		Q _{cumulé} (KN)	N _u (KN)
	G (Niv)	G _{cumulé}		
9	66.88	66.88	7.13	100.98
8	69.54	136.42	17.83	210.91
7	79.64	216.06	27.45	332.86
6	86.78	302.84	36.01	462.85
5	86.78	389.62	43.49	591.22
4	86.78	476.4	49.91	718.01
3	91.12	567.52	55.26	849.04
2	91.12	658.64	60.32	979.64
1	91.12	749.76	65.31	1110.14
RDC	104.50	854.26	70.65	1259.226

Sous-sol	75.36	929.62	76.65	1369.96
----------	-------	--------	-------	---------

Tableau II.19: Dimensionnement des poteaux d'angle au niveau de chaque étage.

Niv	Nu (KN)	Ns (KN)	RPA (cm ²)	Choix (cm ²)	A (cm ²)	Br (cm ²)	σ_{ser} (Mpa)	σ_{ad} (Mpa)	Obs
9	100.98	74.01	25*25	30*30	0.9	38.79	0.72	15	CV
8	210.91	154.25	25*25	30*30	0.9	81.01	1.49	15	CV
7	332.86	243.51	25*25	30*30	0.9	93.53	2.35	15	CV
6	462.85	338.85	25*25	40*40	1.6	73.31	1.84	15	CV
5	591.22	433.11	25*25	40*40	1.6	93.70	2.35	15	CV
4	718.01	526.31	25*25	40*40	1.6	113.86	2.86	15	CV
3	849.04	622.78	25*25	45*45	2.025	106.48	2.67	15	CV
2	979.64	718.96	25*25	45*45	2.025	122.93	3.09	15	CV
1	1110.14	815.07	25*25	45*45	2.025	139.36	3.50	15	CV
RD C	1266.18	924.91	25*25	50*50	2.5	174.46	3.23	15	CV
SS	1369.96	1006.27	25*25	50*50	2.5	139.26	3.50	15	CV

✓ Vérification vis-à-vis du RPA Version 2003 :

Pour la zone II, on a :

a) Niveau 9,8,7 :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \geq 25 \dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \geq h_e/20 \dots \text{cv}$
- $1/4 \leq b_1/h_1 = 1 \leq 4 \dots \text{cv}$

b) Niveau 6,5,4 :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \geq 30 \dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \geq h_e/20 \dots \text{cv}$
- $1/4 \leq b_1/h_1 = 1 \leq 4 \dots \text{cv}$

c) Niveau 3, 2 et 1:

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \geq 30 \dots \text{cv}$

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \geq h_e / 20 \dots \text{cv}$
- $1/4 \leq b_1/h_1 = 1 \leq 4 \dots \text{cv}$

d) Niveau RDC et Sous-sol :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 50 \geq 30 \dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 50 \geq h_e / 20 \dots \text{cv}$
- $1/4 \leq b_1/h_1 = 1 \leq 4 \dots \text{cv}$

✓ **Conclusion :** Alors les trois conditions satisfaisantes.

II.5.3 Conclusion :

On adopte une section de poteau $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour les étages courants 9, 8 et 7,

On adopte une section de poteau $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ pour les étages courants 6, 5 et 4,

On adopte une section de poteau $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ pour niveau 3, 2 et 1

On adopte une section de poteau $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ pour niveau RDC Sous-sol.

II.6 LES VOILES :

Les voiles sont des éléments réalisés en béton armé, ils auront le rôle de contreventement du bâtiment et éventuellement supporter les charges verticales.

Les voiles sont considérés comme voiles de contreventement s'ils vérifient la condition du RPA 2024 : $L \geq 4e$. [7.7.1]

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage " h_e " et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquent la figure suivante :

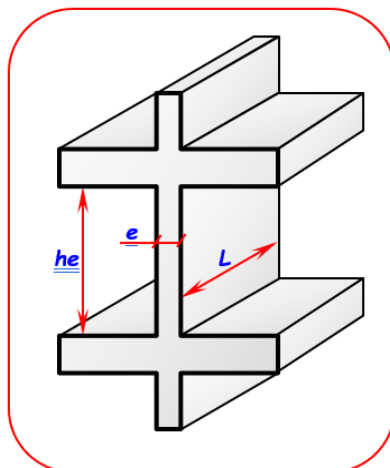


Figure II.14 : Coupe de voile en élévation.

Pour notre structure :

$$e \geq \text{Max} [h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$$

$$h_e = 4.08 - 0.40 = 3.68 \text{ m} \rightarrow \frac{h_e}{20} = 18.4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour les étages courants et sous-sol,}$$

$$h_e = 4.76 - 0.40 = 4.36 \text{ m} \rightarrow \frac{h_e}{20} = 21.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour le RDC,}$$

Alors :

Tableau II.20 : Les sections des voiles.

Etage	Sous-sol	RDC	Etages courants
L'épaisseur (cm)	22	22	22

CHAPITRE III :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

III.1 Introduction:

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

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

- L'acrotère ;
- Les escaliers ;
- Les planchers ;
- Le balcon.

III.2 Etude de l'Acrotère :

III.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément secondaire contournant la terrasse conçue pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

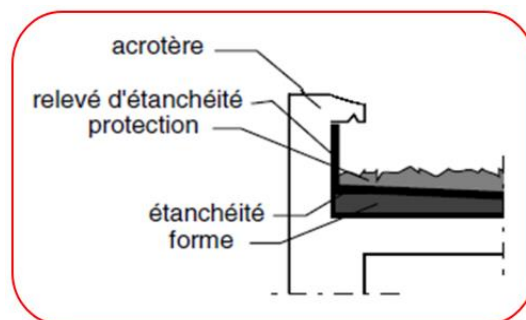


Figure III.1 : Acrotère en béton armé.

III.2.2 Les rôles :

a. L'étanchéité :

Il est énuméré en deux points :

- ✓ Il empêche le ruissellement des eaux de pluie sur les façades.
- ✓ Il assure un retour d'étanchéité qui à son tour permet une bonne imperméabilité par rapport aux eaux pluviales.

b. Point d'appuis :

C'est un élément aussi qui sert à la fixation de treuilles pour l'entretien des façades et l'utilisation de monte charges pour l'entretien de l'étanchéité de la terrasse.

c. Esthétique :

Il a aussi un rôle esthétique à ne pas négliger.

III.2.3 Calcul de l'acrotère :**III.2.3.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :**

a) Le poids propre :

$$S = (0,6 \cdot 0,1) + (0,1 \cdot 0,05) + \left(\frac{0,05 \cdot 0,1}{2} \right)$$

$$S = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \cdot S = 25 \cdot 0,0675 = 1,687 \text{ KN/ml} = 1,7 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge d'exploitation:

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

c) Effort normal:

$$N_u = 1,35G = 1,35 \cdot 1,7 = 2,295 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,7 \text{ KN/ml}$$

d) Moment de flexion:

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,6 = 0,9 \text{ KN.ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = Q \cdot h = 0,6 \text{ KN.ml}$$

e) Effort tranchant:

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$

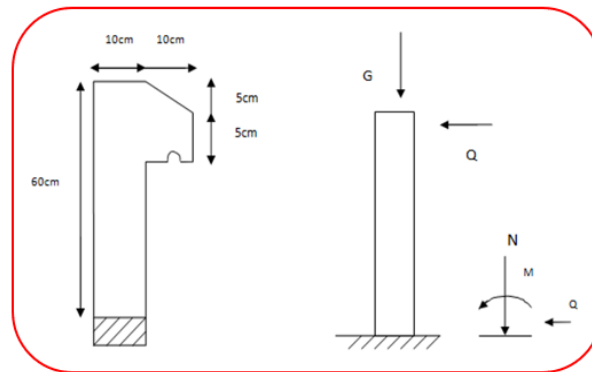


Figure III.2 : Dimensions de l'acrotère.

f) Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

g) Excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.295} = 39,21 \text{ cm}$$

$$\frac{ep}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 < 0.39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.2.3.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$Mu = Nu \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2.295 \left[0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] = 0.964 \text{ KN.ml}$$

$$(d - C') Nu - Mu \leq (0.337h - (0.81C')) f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') Nu - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,295) - 0,964 = -0,803 \text{ kN.m}$$

$$(0.337h - (0.81C')) f_{bc} \times b \times h = ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)) 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ kN.m}$$

$$-0,803 \text{ KN.ml} < 24,80 \text{ KN.ml} ;$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

III.2.3.3 Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.964 \cdot 10^3}{100 \cdot 9^2 \cdot 14.17} = 0.0084$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \gamma_s} = \frac{400}{2 \cdot 10^5 \cdot 1.15} = 0.00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple ;

A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{0.964 \cdot 10^3}{348 \cdot 9 \cdot 0.996} = 0.309 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{Nu}{100\sigma_s} = 0.309 - \frac{2.295 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0.243 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Section minimale des armatures en flexion composé pour une section rectangulaire :**

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,7 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.60}{1.7} = 0.353 \text{ m}^2 = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \cdot b \cdot f_{tj28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d} \times 0.23 = \frac{9 \cdot 100 \cdot 2.1}{400} \times \frac{35 - 4.05}{35 - 1.665} \times 0.23$$

$$A_{s \min} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopts 4Φ6 p.m.; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Les armatures de repartitions:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit: 4Φ6 p.m.

III.2.3.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times (e - c + \frac{h}{2}) = 1.7 \times (0.35 - 0.02 + \frac{0.10}{2}) = 0.65 \text{ KN.m}$$

b) Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 - \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 1.58^3}{3} - (15 \times 1.13(9 - 1.58)^2) = 1064.68 \text{ cm}^4$$

✓ **Détermination des contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{650}{1064.68} \times 1.58 = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_c ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$$\eta : \text{coefficient de fissuration pour } \Phi \geq 6 \text{ mm} ; \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \frac{650}{1064.68} (9 - 1.58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.50}{1 \times 0.09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

✓ Vérification du ferrailage vis-à-vis du séisme :

D'après le R.P.A. 2024, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$ (zone IIA, groupe2)

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,71 = 0,82 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{ Condition vérifiée}$$

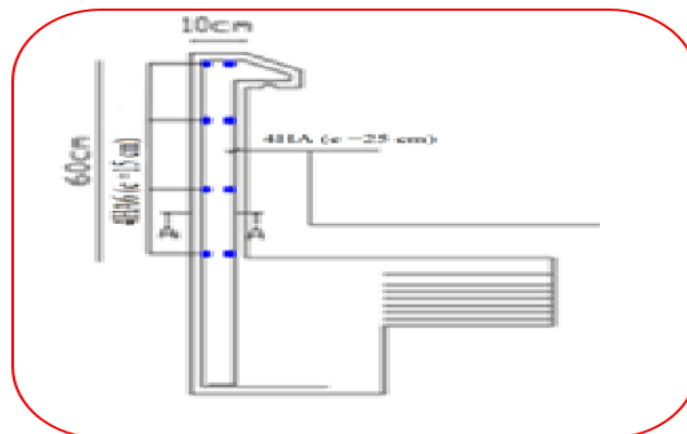


Figure III.3 : Ferrailage de l'Acrotère

III.3 Escaliers :

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs :

marches, contremarche.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :

$2h + g = p$; avec p : l'amplitude du pas.

III.3.1 Définition des éléments d'un escalier :

- ✓ La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- ✓ La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- ✓ La hauteur de marche : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- ✓ La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- ✓ Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- ✓ Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- ✓ Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- ✓ Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- ✓ L'emmarchement : est la longueur d'une marche.
- ✓ La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par
- ✓ Les nez de marches aux extrémités des marches.
- ✓ La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- ✓ L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.
- ✓ La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

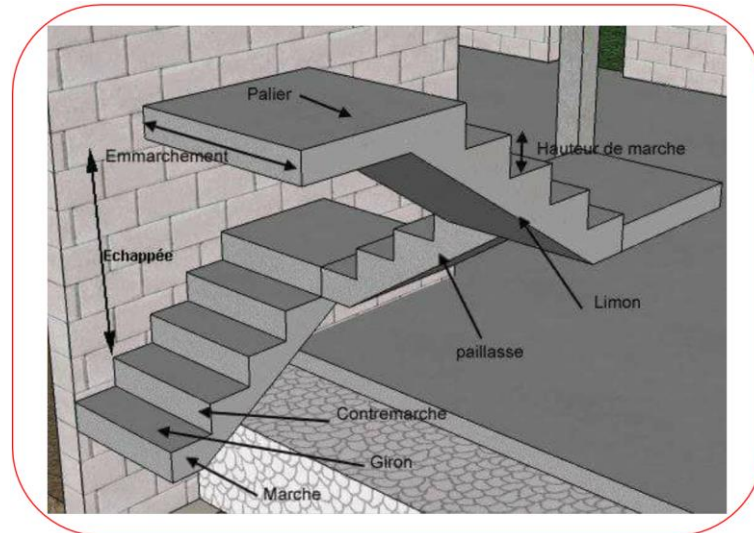


Figure III.4 : Représentation d'un escalier

III.3.2 Dimensionnement de l'escalier :

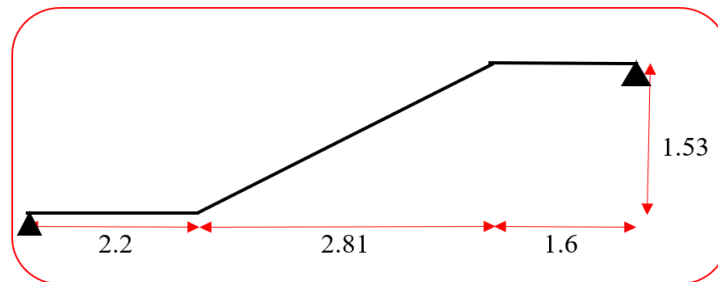


Figure III.5 : schéma statique de l'escalier

Le choix des dimensions dépend des conditions d'utilisation et de la destination prévue pour l'escalier :

Pour assurer un escalier agréable ou à accessibilité maximum pour le public, le module est ajusté en fonction du reculement disponible et peut être comprise entre 59 et 66 cm.

La relation entre g et h est donnée par la relation de Blondel :

$$On a : 59 \text{ cm} < 2h + g < 66 \text{ cm}$$

h : Hauteur de la marche.

g : Giron (largeur de la marche, sauf pour les marches triangulaires).

Pour les bâtiments d'habitation, la hauteur idéale serait de 17 cm pour un giron entre 28 et 30 cm. On fixe la hauteur de la marche h à 17 cm et le giron $g = 30$ cm.

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm (CV)}$$

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : $H = 1.53\text{m}$
- Largeur de la marche : $g = 30\text{cm}$
- Hauteur du contre marche : $h = 17\text{cm}$

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

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

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

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

Avec :

n : Le nombre des contre marches

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

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

Avec :

n : La racine de l'équation

$$64n^2-n(64+2*153+281)+2*153=0$$

$$64n^2-651n+306=0$$

On trouve : $\Delta=345465$

$$\text{Donc : } \begin{cases} n_1 = 0.49 \\ n_2 = 9.68 \end{cases}$$

On prend : $n = 10$

- Le nombre de marche $(n-1) = 8$
- Le nombre de contre marche $n= 9$.

a. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$L_t = 2.2 + 3,20 + 1.6 = 7 \text{ m}$$

L_t : longueur entre les appuis de la volée

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés on a :

$$\frac{L_t}{35} \leq e_p \leq \frac{L_t}{30} \rightarrow 20 \text{ cm} \leq e_p \leq 23,33 \text{ cm}$$

Donc :

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

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

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

b. Calcul de l'angle d'inclinaison (α) :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.81} = 0.54 \rightarrow \alpha = 28.37^\circ$$

III.3.3 Evaluation des charges :

a) Palier :

	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³) [4]	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.2	25	5
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente				6.70

Tableau III.1 : Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier

Charge d'exploitation :

$$Q_1 = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

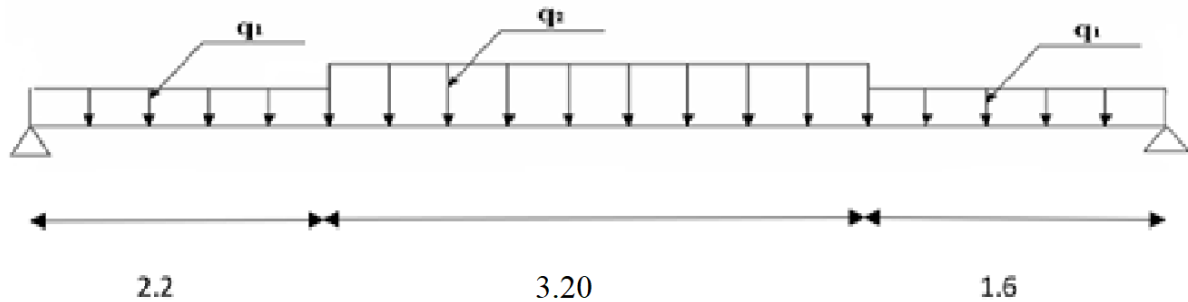
b) Palliase :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.18 / $\cos \alpha$	25	5.11
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
7	Poids propre du garde-corps	/	/	1
Charge permanente				9.94

Tableau III.2 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

Charge d'exploitation :

$$Q_2 = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

**Figure III.6 :** Schéma statique

❖ COMBINAISON DES CHARGES :

E.L.U :

$$q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 12.80 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = 17.17 \text{ KN/m}^2$$

E.L.S :

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1 = 9.2 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2 = 12.44 \text{ KN/m}^2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	$q_u \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$q_{ser} \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Palier	12.80	9.2
Paillasse	17.17	12.44

Tableau III.3 : Charge à l'ELU et l'ELS

❖ Schéma statique

- ELU :

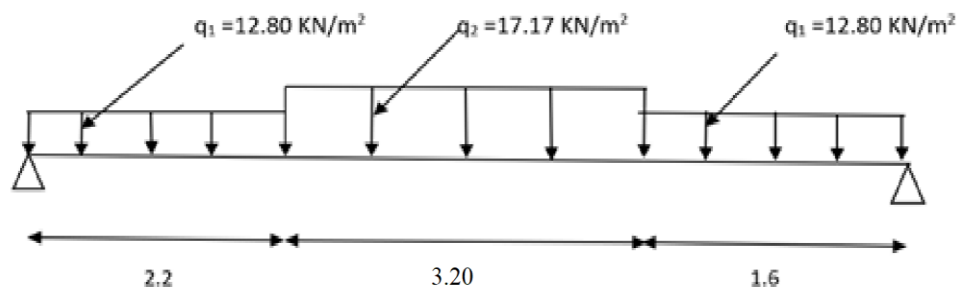


Figure III.7 : Schéma statique à ELU

- ELS :

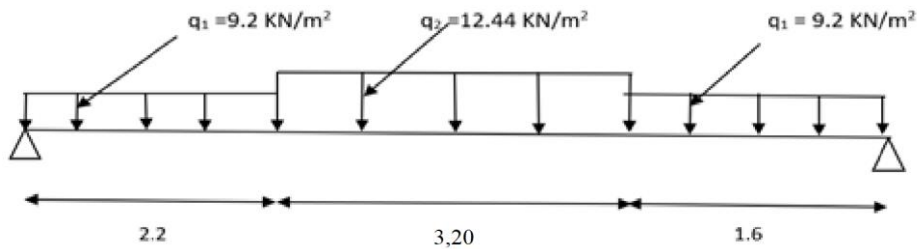


Figure III.8 : Schéma statique à ELS

❖ Les efforts internes :

- ELU

$$P_u = \frac{\sum q_{ui} l_i}{\sum l_i} = \frac{12.80 \times 2.2 + 17.17 \times 2.81 + 12.80 \times 1.6}{6.61} = 14.66 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{14.66 \times 6.61^2}{8} = 80.07 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{14.66 \times 6.61}{2} = 48.45 \text{ KN}$$

- ELS

$$P_{ser} = \frac{\sum q_{seri} l_i}{\sum l_i} = \frac{9.2 \times 2.2 + 12.44 \times 2.81 + 9.2 \times 1.6}{6.61} = 10.58 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} l^2}{8} = \frac{10.58 \times 6.61^2}{8} = 57.78 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = \frac{P_{ser} l}{2} = \frac{10.58 \times 6.61}{2} = 34.97 \text{ KN}$$

Puisque les appuis sont partiellement encastrés donc on doit corriger les moments obtenus

En travée : $M_{ut} = 0.85 M_u = 76.07 \text{ kN.ml}$

En appui : $M_{ua} = (-) 0.5 M_u = - 40.04 \text{ kN.ml}$

III.3.4 Calcul des armatures :

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

Tel que : b=100cm ; h=20cm

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

b= 100 cm ; h = 20 cm ; $F_e = 400 \text{ MPa}$; d = 0,9 h=18 cm ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$;

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

	Mu	μ	$\mu < \mu_R$	A's(cm ²)	α	Z (cm)	A _s (cm ²)	Choix	A _s Adopté
Travée	76.07	0.165	Oui	0	0.023	178.34	12.26	8T14	12.31
Appui	40.04	0.087	Oui	0	0.114	171.79	6.70	6T12	6.79

Tableau III.4 : calcul des armatures

❖ Espacement

En travée : $S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm}$ on prend esp=15 cm

Sur appui : $S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$ on prend esp= 15 cm

❖ Armatures de répartition :

Travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 3.08 \leq A_r \leq 6.155$

On prend : 4T10 avec $A_r = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.70 \leq A_r \leq 3.40$

On prend : 4T8 avec $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

III.3.5 Vérification :

A) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 100 * 18 * 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 12.31 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ vérifié.

Sur appui : $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ Vérifié.

B) Effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.269 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

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

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 48.45.10^3 - \frac{80,07.10^6}{0,9 \times 180} = -445809.26 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

✓ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b d} = 0.269 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.6 Vérification à l'E.L.S.:

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

- Vérification des contraintes du béton
- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

$$\text{Avec : } n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=18\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s = 0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

	Mser (KN.m)	As(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	Vérification
Travée	49.11	12.31	6.51	38172.23	8.38	OK
Appui	28.89	6.79	5.12	23607.23	6.27	OK

Tableau III.5 : Vérification à l'E.L. S

III.3.7 Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{6} \\ \frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{6.61} = 3.026 \geq 0,167 \quad \text{Verifie} \\ \frac{12.31}{1000 \times 180} = 6.84 \times 10^{-5} \leq 0.0105 \quad \text{verifie} \\ \frac{20}{6.61} = 3.026 \geq 0.095 \quad \text{verifie} \end{array} \right.$$

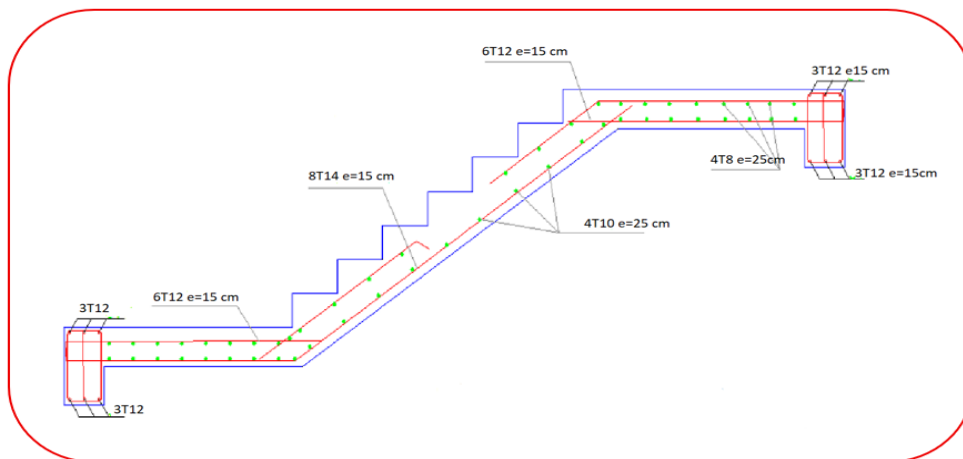


Figure III.9 : Ferrailage de l'escalier

III.4 Planchers :

III.5.1 Introduction :

Les planchers constituent des éléments essentiels dans la structure d'un bâtiment. Ils assurent la répartition des charges (poids propre, charges d'exploitation, cloisons, etc.) et les transmettent aux éléments porteurs verticaux tels que les poutres, murs ou poteaux. En plus de leur rôle structurel, les planchers participent à la séparation horizontale des niveaux, garantissant à la fois le confort des usagers, l'isolation acoustique et thermique, et la stabilité globale de l'ouvrage.

Il existe une grande variété de planchers selon les matériaux utilisés (béton, bois, acier, mixtes) et selon les techniques de mise en œuvre (planchers pleins, nervurés, préfabriqués, collaborant, etc.). Le choix d'un type de plancher dépend de plusieurs critères, notamment la portée à franchir, la charge à supporter, le coût, le délai de réalisation et les performances attendues.

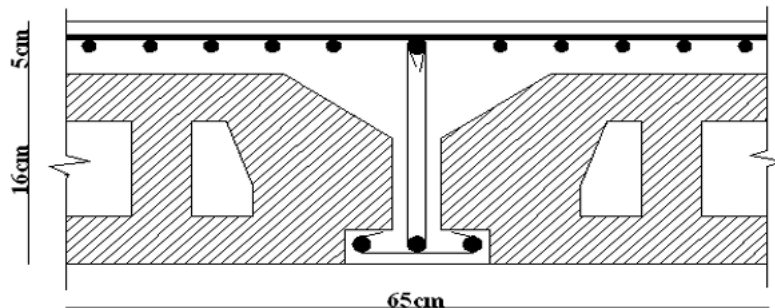
Une bonne conception des planchers est donc primordiale pour assurer la sécurité, la durabilité et la fonctionnalité des constructions.

III.5.2 Planchers à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur 21 cm.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ✓ La table de compression ;
- ✓ Les poutrelles ;



III.5.2.1 Ferrailage de la table de compression :

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

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

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

$L = 50\text{cm}$; $F_e = 235\text{MPa}$ (acier rond lisse)

Donc on obtient : $A_1 = 0.85\text{cm}^2/\text{ml}$.

On prend : **$5T6 = 1,41\text{cm}^2$**

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

- **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,705\text{cm}^2$$

Soit : **$5T6 = 1,41\text{cm}^2$** $S_t = 20\text{cm}$.

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

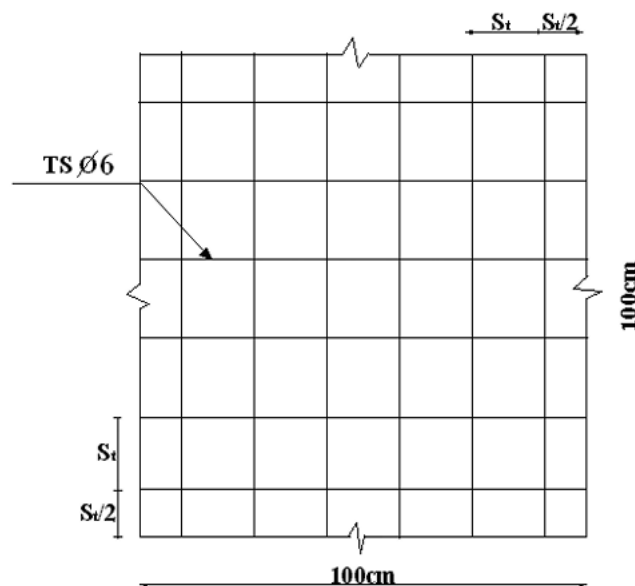


Figure III.10 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.5.2.2 Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers, ils seront calculés en deux phases :

- ✓ 1^{ère} phase : avant le coulage du béton, la poutrelle est supposée simplement appuyées, elle est soumise à son poids propre et elle travaille iso-statiquement, le moment fléchissant maximal en travée est :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Dans cette phase la poutrelle se trouve incapable de reprendre cette sollicitation d'où la nécessité d'un étalement à mi travée pour diminuer la flèche.

- ✓ 2^{ème} phase : Dans cette phase la poutrelle prend corps avec la dalle de compression elle travaille hyper statiquement sur des appuis continus et par conséquent création des moments au niveau des appuis continus d'où un soulagement pour la poutrelle, ce soulagement est traduit par diminution du moment en mi- travée.

A. Calcul des moments :

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

A.1. Méthode forfaitaire :

A.1.1 Domaine d'applicationannexe –E CBA 93/BAEL annexe-E1

- H1 : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$
- H2 : les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- H3 : les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- H4 : fissuration non préjudiciable.

A.1.2 Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq \text{Max} \{1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{Travée intermediaire} \\ (1,2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

- M_0 : la valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique)
- $(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée

- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée

Moment sur appuis :

- $M=0$: appuis de rive
- $M= 0.6M_0$: pour une poutre à deux travées
- $M=0.5M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M= 0.4 M_0$: pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

A.2. Méthode de CAQUOT :

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues

A.2.1 Exposé de la méthode :

❖ Moment sur appuis :

- $M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive
- $M_a = - \frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$ Appuis intermédiaires

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

❖ Moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

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

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'w » à gauche et « l'e » à droite, avec :

$l'=1$pour une travée de rive

$l'=0,8l$pour une travée intermédiaire

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

A.2.2 Effort tranchant :

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

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré

B. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- 1ère étape : avant le coulage de la table de compression
- 2ème étape : après le coulage de la table de compression

1ère étape : avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée $L=2.5m$

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- ✓ Son poids propre
- ✓ Poids du corps creux
- ✓ Surcharge due à l'ouvrier $Q=1KN/m^2$

❖ Evaluation des charges et surcharges :

- Charges permanentes :
 - Poids propre de la poutrelle $0.12*0.05*25=0.15KN/ml$
 - Poids du corps creux $0.65*0.16*14=1.456KN/ml$

$$G=1.61KN/ml$$

- Charges d'exploitation : $Q=1*0.65=0.65\text{KN/ml}$

❖ **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 3.15 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 2.26 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 9.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{8} = 7.15 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage de la poutre :**

La poutre est sollicitée à la flexion à l'ELU

$$M_u = 9.96 \text{ KN.m} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 0.9h = 4.5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPA}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple :

$$\text{On a } \mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 2.89 > \mu_R = 0.392 \rightarrow A_s' \neq 0$$

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

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

2ème étape : après le coulage de la table de compression

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

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

- Plancher terrasse :

$$\text{Charges permanentes : } G = 4.14 * 0.65 = 2.69 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Surcharges d'exploitation : } Q = 1 * 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

- Plancher courant :

$$\text{Charges permanentes : } G = 6.10 * 0.65 = 3.97 \text{ KN/ml}$$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1.5 \cdot 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

❖ **Combinaison des charges :**

- Plancher terrasse :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 4.61 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.34 \text{ KN/ml}$

- Plancher courant :

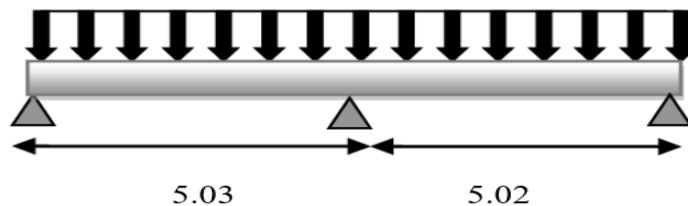
ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.82 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 4.95 \text{ KN/ml}$

Conclusion :

Le plancher courant est le plus sollicité.

1) Poutrelle à 2 travées :



$$\begin{cases} q_u = 6.82 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = 4.95 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments :**

E.L.U: $M_{0uAB} = \frac{q_u l^2}{8} = 21.57 \text{ KN.m}$ et $M_{0uBC} = \frac{q_u l^2}{8} = 21.65 \text{ KN.m}$

E.L.S: $M_{0serAB} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 15.65 \text{ KN.m}$ et $M_{0serBC} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 15.72 \text{ KN.m}$

Pour calculer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis, on utilise la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- H1 : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\} = \text{max} \{2 \cdot 3.97 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$
- H2 : les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuitévérifiée.
- H3 : les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{5.03}{5.04} = 0.998 < 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- H4 : la fissuration est non préjudiciable.

Alors cette méthode est applicable.

- Moment sur appuis de rive : $M_a=0$

$$\begin{cases} M_{au}^A = M_{au}^C = 0 \text{ KN.m} \\ M_{aser}^A = M_{aser}^C = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment sur appuis intermédiaire : $M_aB = 0.6 \text{Max}\{M_{0AB}; M_{0BC}\}$

$$\begin{cases} M_{au}^B = 12.99 \text{ KN.m} \\ M_{aser}^B = 9.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée :

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.2$

- $M_t \geq \text{Max} \{1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$

- Travée AB : $M_w = M_A = 0 ; M_e = M_B$

$$\begin{cases} M_{tu}^{AB} = 16.31 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^{AB} = 11.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Travée BC : $M_w = M_B ; M_e = M_B = 0$

$$\begin{cases} M_{tu}^{BC} = 16.45 \text{ KN.m} \\ M_{tser}^{BC} = 11.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2 \times \frac{M_e + M_t}{b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ b = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases}$$

Avec :

V_w et V_e : efforts tranchants

- Travée AB : $M_W = M_A = 0$; $M_e = M_B$

ELU :

$$\begin{cases} a = 2.88 \text{ m} \\ b = 2.15 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_w = -15.18 \text{ KN} \\ V_e = 20.35 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} a = 2.15 \text{ m} \\ b = 2.89 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_w = -11.05 \text{ KN} \\ V_e = 14.75 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée BC : $M_W = M_B$; $M_e = M_C = 0$

ELU :

$$\begin{cases} a = 2.89 \text{ m} \\ b = 2.16 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_w = -20.37 \text{ KN} \\ V_e = 15.23 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} a = 2.88 \text{ m} \\ b = 2.16 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_w = -15.85 \text{ KN} \\ V_e = 11.06 \text{ KN} \end{cases}$$

Appuis B	Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	M_0^{ELU}	M_0^{ELS}	Moment sur appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)			
						ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
										V_w	V_e	V_w	V_e
A	AB	5.03	—	21.57	15.65	0	0	16.32	16.45	-15.18	20.35	-11.05	14.75
B	BC	5.02	—	21.65	15.72	12.99	9.43	11.88	11.95	-20.37	15.23	-15.85	11.06

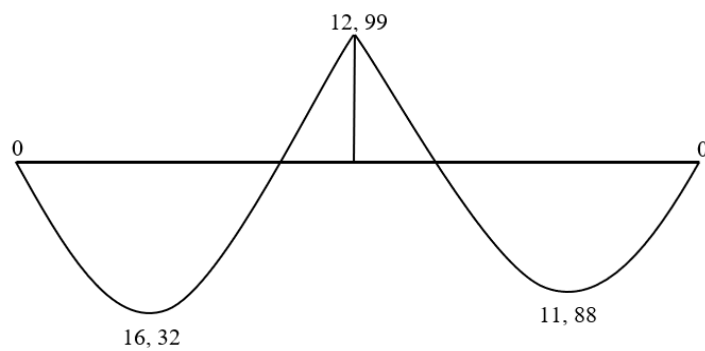
C		0	0
---	--	---	---

Tableau III.6 : Récapitulatif des efforts à 2 travées.

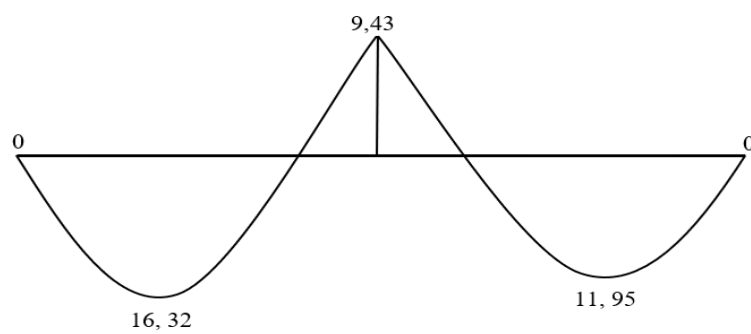
❖ Diagramme des efforts internes :

- Moment fléchissant :

ELU :

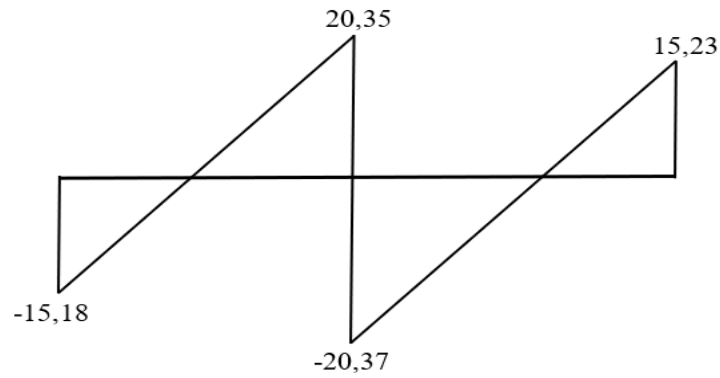


ELS :

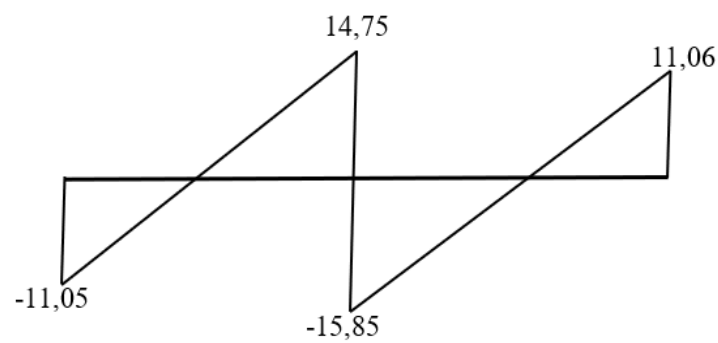


- Effort tranchant :

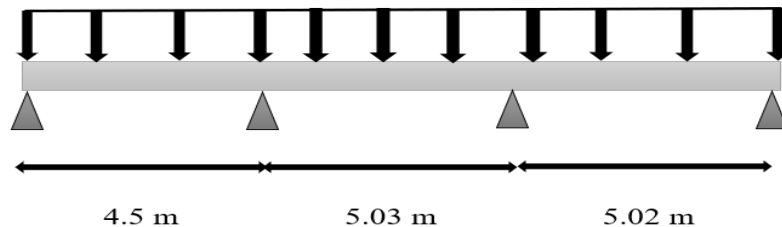
ELU :



ELS :



2) Poutrelle à 3 travées :



$$\begin{cases} q_u = 6.82 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = 4.95 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments :

$$\text{E.L.U: } M_{0uAB} = \frac{q_u l^2}{8} = 21.57 \text{ KN.m} \text{ et } M_{0uBC} = \frac{q_u l^2}{8} = 21.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S: } M_{0serAB} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 15.65 \text{ KN.m} \text{ et } M_{0serBC} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 15.72 \text{ KN.m}$$

Pour calculer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis, on utilise la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- H1 : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{KN/m}^2\} = \max \{2*3.97 ; 5\text{KN/m}^2\} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$
- H2 : les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuitévérifiée.
- H3 : les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
 $0.8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.5}{5.03} = 0.89 < 1.25 \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$
- H4 : la fissuration est non préjudiciable.

Alors cette méthode est applicable.

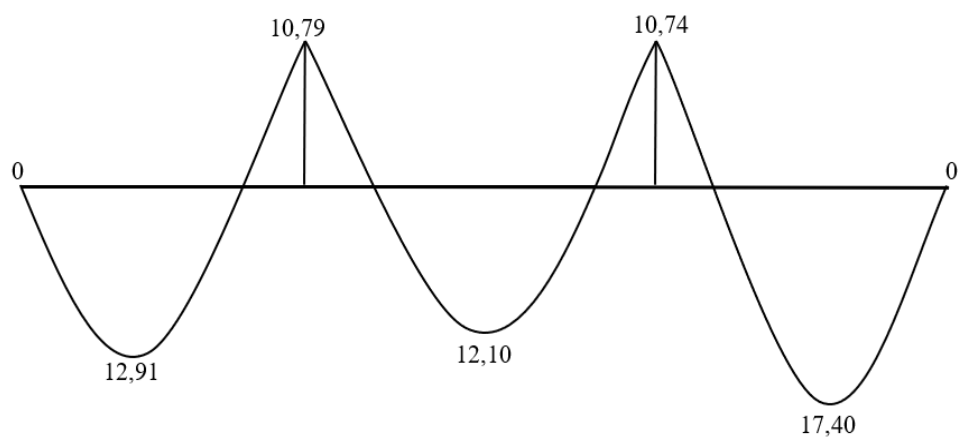
Appuis B	Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	M_0^{ELU}	M_0^{ELS}	Moment sur appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)			
						ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
										V _w	V _e	V _w	V _e
A	AB	4.5	—	17.26	12.53	0	0	12.91	9.37	-13.52	18.30	-9.81	13.28
B	BC	5.03	—	21.57	15.65	10.79	7.825	12.102	5.47	-18.16	18.20	-10.55	10.57
C	CD	5.02	—	21.48	15.59	10.74	7.795	17.40	12.63	-20.03	15.75	-14.56	11.43
D						0	0						

Tableau III.7 : Récapitulatif des efforts à 3 travées.

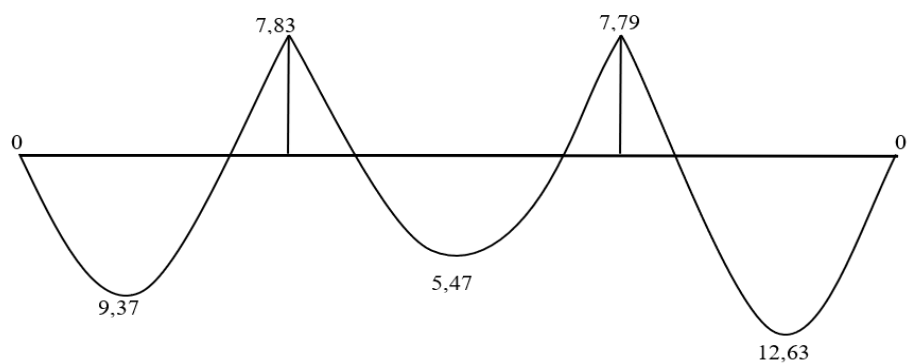
❖ Diagramme des efforts internes :

- Moment fléchissant :

ELU :

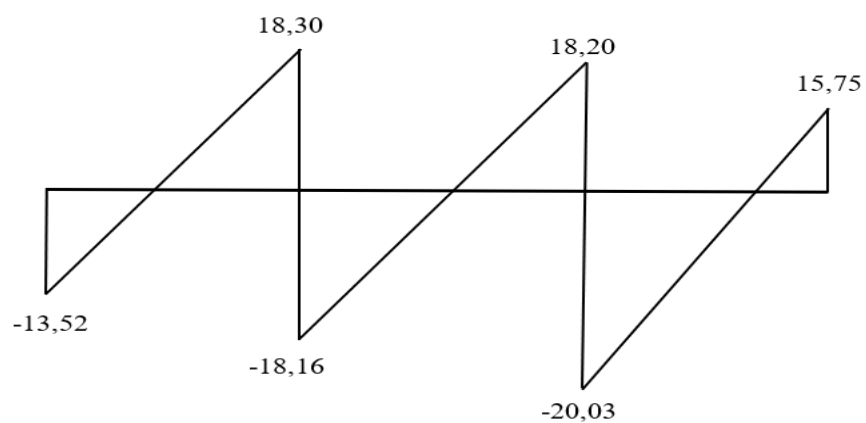


ELS :

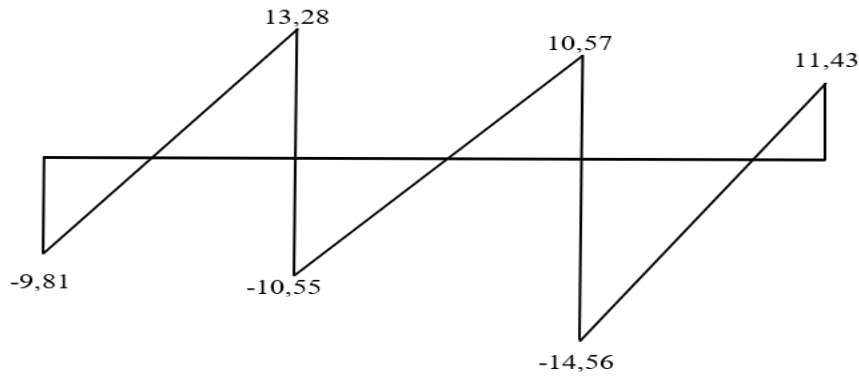


- Effort tranchant :

ELU :



ELS :



C. Ferrailage des poutrelles :

ELU :

$$M_{tu}^{max} = 17.40 \text{ KN.m} ; M_{au}^{max} = 12.99 \text{ KN.m} \text{ et } T_u^{max} = 20.37 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_{tser}^{max} = 9.43 \text{ KN.m} ; M_{aser}^{max} = 16.45 \text{ KN.m} \text{ et } T_{ser}^{max} = 27.03 \text{ KN}$$

❖ Ferrailage en travée :

$h = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18,9 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Mu (KN.m)	Mt	Mt ≥ Mu	μ	α	Z(cm)	A _u (cm ²)	Choix	A _s (cm ²)	$\mu < 0,1$ 86	ζ_s
17.40	86.0 7	Oui	0.053	0.068	183.8 6	2.72	3T12	3.39	Oui	10‰

Tableau III.8 : Calcul des sections d'armatures en travée.

❖ Ferrailage sur appuis :

$h = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18,9 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Mu (KN.m)	Mt	Mt ≥ Mu	μ	α	Z(cm)	A _u (cm ²)	Choix	A _s (cm ²)	$\mu < 0,1$ 86	ζ_s
12.99	86.0	Oui	0.039	0.05	185.2	1.85	3T12	3,39	Oui	10‰
	7				2					

Tableau III.9 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

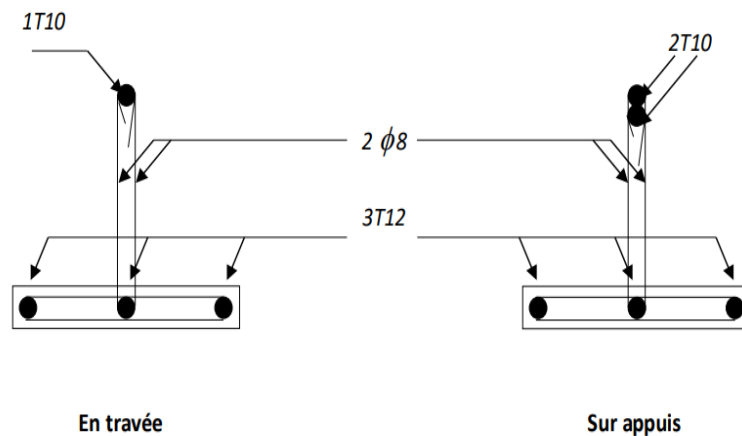


Figure III.11 : Ferrailage de la poutrelle.

III.5.3 Plancher dalle pleine :

Le plancher en dalle pleine est l'un des systèmes de plancher les plus couramment utilisés dans le domaine du génie civil, en particulier dans les constructions en béton armé. Il s'agit d'une dalle massive, généralement de faible épaisseur (12 à 20 cm), coulée sur coffrage plein, et reposant directement sur des poutres, des voiles ou des poteaux. Ce type de plancher se caractérise par sa forme simple, sa bonne rigidité, et sa répartition uniforme des charges.

La conception d'un plancher dalle pleine doit donc prendre en compte à la fois les contraintes structurelles, les exigences fonctionnelles, et les conditions d'exécution afin de garantir la sécurité, la performance et la durabilité de l'ouvrage.

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

➤ Méthode de calcul :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m, les moments seront calculés conformément aux règlements « BAEL 91 modifié 99 » [2] pour la détermination des moments isostatiques.

- Dalle pleine rectangulaire :

Nous avons la dalle pleine au sous-sol et de la terrasse inaccessible.

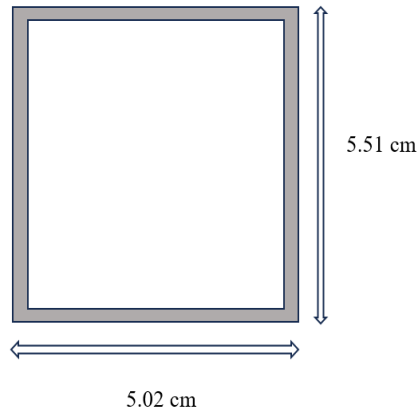


Figure III.12 : Dimension de la dalle pleine la plus défavorable.

- a) Evaluation des charges et surcharge

$$G = 7.10 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/ m}^2$$

Combinaison de charge :

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.335 \text{ KN/ m}^2$$

- ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 9.6 \text{ KN/ m}^2$$

- b) Calcul des moments :

- $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ Avec $L_x \leq L_y$

Si :

- $\alpha < 0.4 \rightarrow M = \frac{Q \times L_x^2}{8}$
- $\alpha > 0.4 \rightarrow M_x = \mu_x P L_x^2$ et $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de α et de ν .

ν : Coefficient de poisson : $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires « BAEL 91 modifié 99 »

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.03}{5.51} = 0.913 > 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, elle est soumise à une charge répartie.

- Dans le sens de la petite portée :

$$M_x = \mu_x PL_x^2 = 0.0447 \times 13.335 \times 5.03 = 15.08 \text{ KN.m}$$

- Dans le sens de la portée :

$$M_y = \mu_y M_x = 0.8036 \times 15.08 = 12.12 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 12.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 10.30 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_x = -0.3 \times 15.08 = -4.524 \text{ KN.m}$$

c) Ferrailage de la dalle:

$b = 100\text{cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 14.4 \text{ cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$;

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

	Sens	M_u	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A_u(\text{cm}^2)$	Choix	A_s Adopté	Esp (cm)
Travée	x-x	12.82	0.044	0	0.056	140.77	2.62	4T10	3.14	25
	y-y	10.30	0.035	0	0.045	141.41	2.09	4T10	3.14	25
Appui	x-x	4.524	0.015	0	0.019	142.91	0.91	4T8	2.01	25
	y-y									

Tableau III.10 : Calcul des armatures

- **Espacement :**

En travée :

$$\text{Sens x-x } Esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y } Esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sur appuis de rive :

$$\text{Sens x-x } Esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y } Esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sur appuis intermédiaire :

$$\text{Sens x-x } Esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y } Esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Condition de non fragilité « BAEL 91 modifié 99 »

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.536 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.26 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.93 \end{cases}$$

En travée :

$$\text{Sens x-x } As = 3.14 \text{ cm}^2 \leq As_{min} = 1.2(0.8\text{‰}bh) = 1.536 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y } As = 3.14 \text{ cm}^2 \leq As_{min} = (0.8\text{‰}bh) = 1.28 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$\text{Sens x-x } As = 2.01 \text{ cm}^2 \leq As_{min} = 1.2(0.8\text{‰}bh) = 1.536 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y } As = 2.01 \text{ cm}^2 \leq As_{min} = (0.8\text{‰}bh) = 1.28 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures transversales :

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

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{bd} < \bar{\tau} = 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{13.335 \times 5.03 \times 5.51}{2 \times 5.03 + 5.51} = 23.74 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 22.36 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x, T_y) = 23.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23.74 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

d) Vérification à l'ELS :

1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.91 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 17.48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 15.11 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 14.86 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 12.84 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 5.244 \text{ KN.m}$$

2. Verification des constraints:

D'après le BAEL 91 modifié 99 on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_e; \text{max}(0.5 f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}}) \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

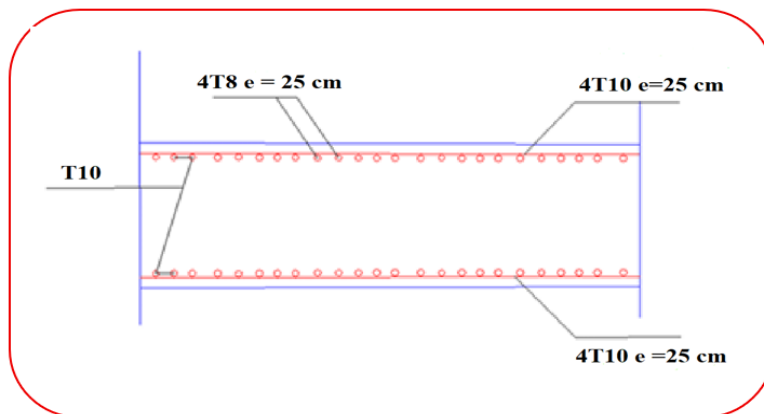
	Sens	M _{ser}	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Vérification
Travée	x-x	12.82	3.14	3.24	-4719.85	8.80	15	OK
	y-y	10.30	3.14	3.24	-4719.85	7.07	15	OK
Appui de rive	x-x	4.524	2.01	2.66	- 3214.45	4.56	15	OK
	y-y							

Tableau III.11 : vérification de la contrainte de la dalle rectangulaire

3. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{Mt}{20Mx} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{fe} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.0318 < 0.043 \quad \dots\dots\dots \text{non vérifié} \\ 0.0318 \geq 0.037 \text{ à } 0.029 \quad \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ 2.18 \cdot 10^{-3} \leq 5 \cdot 10^{-3} \quad \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

**Figure III.13** : Ferrailage de la dalle du sous-sol

III.5 Balcons :

Les balcons sont des éléments architecturaux en saillie, généralement rattachés à la façade d'un bâtiment. Ils jouent à la fois un rôle fonctionnel, esthétique et structurel.

La conception d'un balcon nécessite une approche rigoureuse, intégrant à la fois les aspects techniques, esthétiques et réglementaires, afin de garantir la sécurité des usagers et la durabilité

de l'ouvrage.

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcule comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- ✓ Un poids propre.
- ✓ La surcharge d'exploitation.
- ✓ Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- ✓ Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.

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

III.6.1 Evaluation des charges et sollicitations :

❖ Epaisseur de la dalle pleine :

L_x : la longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 0,85$ m

L_y : la longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 2,30$ m

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{3.44} = 0.43 \leq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (suivant } L_x)$$

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 1.5$$

- Isolation acoustique : $e \geq 12$ cm ;
- Sécurité en matière d'incendie : $e > 11$ cm pour 2 heures de coup feu.

On adopte : $e = 15$ cm.

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.015	17	0.255
4	Dalle pleine en BA	0.16	25	4
5	Enduit en plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente				5.245
Charge d'exploitation				3.50

Tableau III.12 : Les charges permanentes et d'exploitation de balcon

Charge concentrée "F" :

- Enduit au ciment :0,36kN/m².
- Maçonnerie (ép=10cm) :0,90 kN/m².
- Enduit au ciment :0,36kN/m².

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

Pour une bande de 1m, $F = 1,62 \text{ kN/m}^2$

- Moment due à la main courante :

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

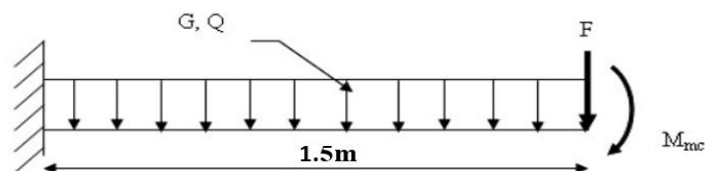


Figure III.14 : Schéma statique du balcon

❖ **Combinaisons des charges :**

	ELU	ELS
q (kN/m²)	12.33	8.745
F(kN)	2.19	1.65
M_{mc}(kN.m)	1.5	1

Tableau III.13 : Les combinaisons des charges.❖ **Calcul des efforts internes :**

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

$$Mu = \left[Fl + \frac{ql^2}{2} + Mmc \right] \dots\dots\dots (1)$$

$$T_u^{max} = [F + ql] \dots\dots\dots (2)$$

	ELU	ELS
M (kN)	18.66	13.31
T(kN)	20.69	14.77

Tableau III.14 : Résultat des efforts internes.**III.6.2 Calcul du ferrailage :**a) **Armatures principales :**

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

h = 15 cm ; b = 100cm ; f_{c28} = 25 MPa ; f_{bc} = 14.2 MPa ; f_e = 500MPa ; d = 0.9h = 13.5 cm ; f_{t28} = 2,4MPa.

Mu (kN.m)	μ	μ < μ_r	A's(cm²)	α	Z (mm)	As (cm²)	Choix	As (cm²)	ESP (cm)
18.66	0.072	Oui	0	0.093	129.98	4.13	4T12	4.52	20

❖ **Espacement :**

$$St < \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée.} \end{cases}$$

$$St < \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow St = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{espacement vérifié.}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1.13 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2.26 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$.

III.6.3 Vérification :

a) **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1.86 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b) **Vérification à l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec : ;

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{20.69 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0.15 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

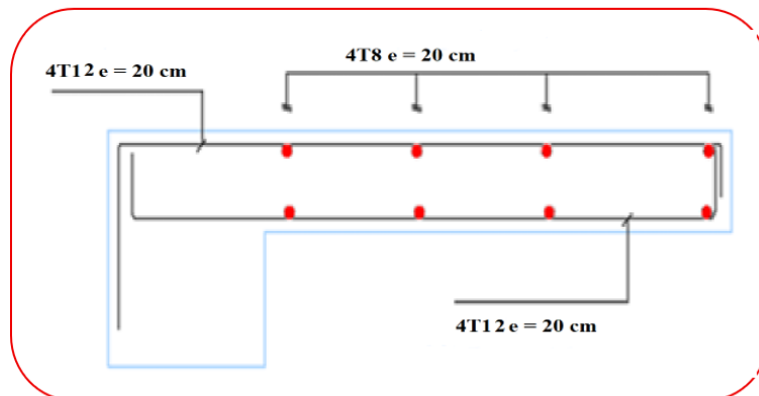


Figure III.15 : schéma du ferrailage du balcon.

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1 Introduction:

La conception et l'analyse des bâtiments doivent intégrer les effets dynamiques engendrés par les sollicitations externes, notamment les actions sismiques. Les tremblements de terre représentent un risque majeur pour les structures, et l'étude de la réponse dynamique d'un bâtiment permet de garantir sa sécurité et sa stabilité. L'**étude dynamique** vise à comprendre le comportement vibratoire de la structure sous des excitations mécaniques, en identifiant les fréquences propres, les modes de vibration et les amplifications possibles.

L'analyse sismique, quant à elle, prend en compte les effets induits par un séisme, en modélisant les accélérations du sol et en évaluant la réponse de la structure. Cette étude permet de vérifier la conformité du bâtiment aux normes parasismiques en vigueur, telles que l'Eurocode 8 ou les codes sismiques locaux. Elle contribue également à identifier les points faibles de la structure et à proposer des solutions pour améliorer sa résistance aux séismes.

Ce travail s'inscrit donc dans une approche globale d'**ingénierie parasismique**, qui combine modélisation en tridimensionnel 3D avec le logiciel ETABS 22, calculs analytiques et simulations pour évaluer les performances dynamiques et sismiques du bâtiment étudié.

IV.2 Etude dynamique:

IV.2.1 Objectif de l'étude:

L'objectif principal de l'étude dynamique se résume en la détermination et l'analyse de la réponse d'une structure à une agression sismique, c'est-à-dire déterminer les réactions et les efforts internes causés par cette action afin assurer une protection acceptable des constructions pour sauvegarder le plus grand nombre de vie humaine. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

IV.2.2 Choix de la méthode de calcul :

Selon le règlement parasismique Algérien RPA 2024 (art 4.1.1) [1], Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes : qui sont :

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

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon l'article 4.1.2 du RPA (Zone II et groupe d'usage 2, et sa hauteur ne dépasse les 65 m)[1]. Cette méthode nous servira de vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique. Pour notre projet, on utilisera donc la 2ème méthode (modale spectrale).

IV.2.3 Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L. fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.4 Analyse dynamique :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permettant la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

➤ Caractéristiques dynamiques propres :

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

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

Avec :

$[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\{x(t)\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, ce sont les fréquences propres et modes propres. Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

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

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

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

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

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

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[K] - \omega^2 [M] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots\dots\dots (6).$$

L'expression ci-dessus est appelée "Equation caractéristique". En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental

$$< \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

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

IV.3 Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vu la complexité et le volume de calcul des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul le plus approprié pour les bâtiments de grande hauteur : il s'agit du ETABS 22.

a Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Eurocode, UBC, ACI...etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (Autocad, SAP2000).

b Modélisation des éléments structuraux (la rigidité) :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.
- ✓ Etabs prend par défaut la portée mesurée entre nus des appuis ce qui 'est convenable avec les recommandations du BAEL « l'article B.6.1.1 » qui recommande calcul de la portée des poutres à nus des appuis.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds maillés.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.
- ✓ Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

c Modélisation de masse :

- ✓ La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir 25 KN /m³.
- ✓ La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des nœuds correspondants à leur emplacement.
- ✓ Les planchers ne sont pas modélisés, leurs charges sont réparties suivant les poutres porteuses.
- ✓ Les balcons sont modélisés comme des dalles pleines, avec une extension de cette dernière dans la moitié du plancher (dalle en corps creux), cette modélisation est justifiée pour ne pas avoir la torsion de poutre porteuse du balcon et éviter le contre poids.

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations avec une minoration : $W = G + \beta \times Q$ Avec : $\beta=0.2$ (cas des bâtiments d'habitation) RPA Tableau 4.5

IV.4 Etude sismique :

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

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

➤ **Méthode statique équivalente :**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

➤ **Méthode dynamique modale spectrale :**

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

➤ **Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

Pour notre structure étudiée présente une configuration irrégulière et la hauteur dépassant les 17 m, donc selon le RPA 2024, | [4.1.2.b], la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, en utilise le logiciel d'analyse 'SAP2000V.14.1.1'

IV.4.1 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.1.1 Principe :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.4.1.2 Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} A \cdot I \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T \leq 4_s \end{cases}$$

Avec :

- $\frac{S_{ae}}{g}(T)$: spectre de réponse normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g ;
- T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;
- A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S1 pour la période de retour de non effondrement $T_r = 475 \text{ ans}$;
- I : coefficient d'importance ;

- S : coefficient du site ;
- T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;
- T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;

R : coefficient de comportement de la structure, Il est fonction du système de contreventement.

$R=4.5(b)$ (Système de contreventement mixte équivalent à des voiles (4)).

- Q_F : facteur de qualité ;

Pour notre cas :

- ✓ L'ouvrage est du « groupe 2 » (bâtiment à usage habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- ✓ Le bâtiment sera implanté LAGHOUAT (zone II). Donc : $A=0,10$.
- η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,882$$

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique (RPA tableau 3.6) $\Rightarrow \xi = 7\%$.

❖ **Le facteur de qualité :**

- Un bâtiment est classe régulière en plan si tous les critères de régularité en plan a1 à a4 sont respectés. Par contre il est classe irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.
- Un bâtiment est classe régulière en plan si tous les critères de régularité en plan a1 à a4 sont respectés. Par contre il est classe irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

Q : Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$;

Tableau IV.1 : Détermination du facteur de qualité.

Critère	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.20	Non	0.20
Conditions minimales sur le nombre d'étage	Oui	0	Oui	0
Conditions minimales sur les travées	Oui	0	Oui	0

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq = 1.25$$

➤ Représentation graphique du spectre de réponse :

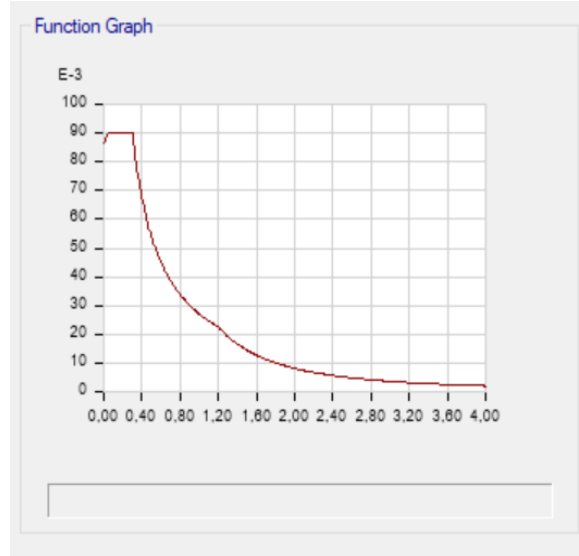


Figure IV.1 : Spectre de réponse

IV.4.2 Les vérifications à faire :

Le RPA 2024 exige les vérifications suivantes :

- ✓ Le comportement pour les trois premiers modes
- ✓ La participation massique.
- ✓ La Force sismique à la base.
- ✓ Les déplacements inter étage.
- ✓ L'effort normal réduit à la base.
- ✓ Le coefficient de comportement R
- ✓ Le cisaillement des éléments.
- ✓ L'interaction (voiles / portique)
- ✓ L'effet P-Δ.

❖ La période fondamentale de la structure :

La valeur fondamentale T_0 de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique (T empirique) ou calculée par la méthode analytiques ou numériques (T calcul).

La formule empirique à utiliser selon le cas est la suivant :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur du bâtiment mesurée depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

$$\Rightarrow h_N = 41,48 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage ;

Dans notre cas :

$C_T = 0,050$ (Ossature en portique en béton armée ou en acier avec remplissage en maçonnerie) ; (tableau 4.3 du RPA 2024) ;

$$T_{\text{empirique}} = 0.050 \cdot (41.48)^{3/4} = 0.82 \text{ s}$$

❖ Résultante des forces sismiques de calcul :

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

Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, Moments ...) dont le rapport est de : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

IV.5 Résultats de la modalisation et vérification de la structure selon le RPA 2024 :

IV.5.1 Modèle initiale :

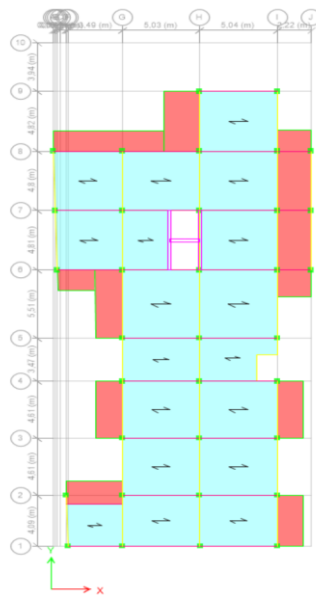


Figure IV.2 : Vue en plan du modèle initiale.

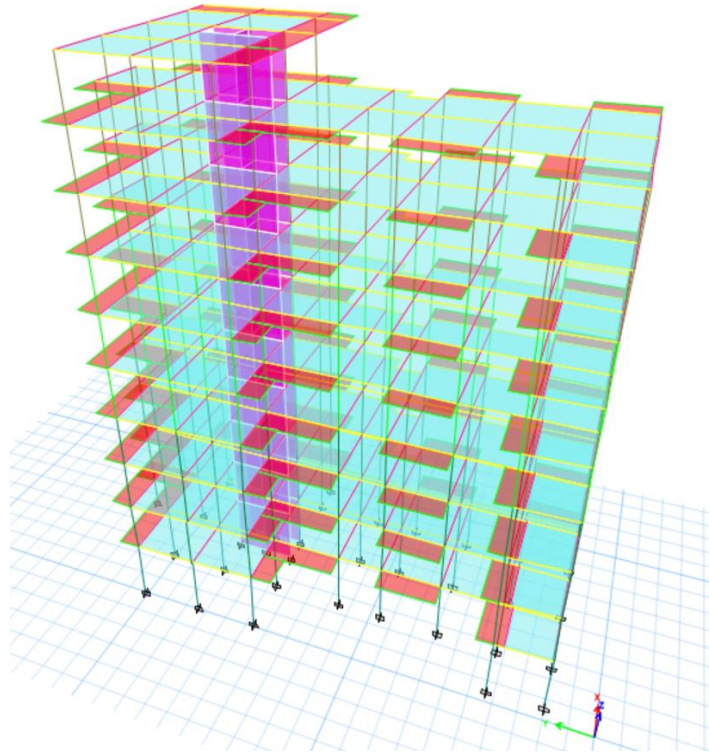


Figure IV.3 : Vue en élévation du modèle initiale.

❖ Caractéristiques dynamiques propres :

L'analyse dynamique de la structure a conduit aux résultats suivants :

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initiale.

Mode	Période sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	2,1	0,2763	0,0003	0	0,2763	0,0003	0
2	1,775	0,4451	0,0001	0	0,7214	0,0003	0
3	1,406	0,0003	0,6769	0	0,7217	0,6772	0
4	0,749	0,0264	1,073E-05	0	0,7481	0,6773	0
5	0,514	0,1343	1,339E-06	0	0,8824	0,6773	0
6	0,445	0,0029	0	0	0,8853	0,6773	0
7	0,363	2,685E-05	0,1786	0	0,8853	0,8559	0
8	0,314	0,0128	2,746E-05	0	0,8981	0,8559	0
9	0,261	0,001	1,523E-05	0	0,8991	0,8559	0
10	0,239	0,0475	9,819E-06	0	0,9466	0,8559	0

11	0,207	0,0001	2,545E-05	0	0,9468	0,8559	0
12	0,176	0,0031	3,759E-05	0	0,9499	0,856	0

Remarque :

- La période fondamentale : $T_{ETABS} = 2.1 \text{ s} > 1.3T_{\text{empirique}} = 1.066 \text{ s}$
- La participation massique ne dépasse pas le seuil des 90% après le 12ème mode.

1 ^{er} mode	2 ^e mode	3 ^e mode
Rotation	Rotation	Translation parallèlement à Y-Y

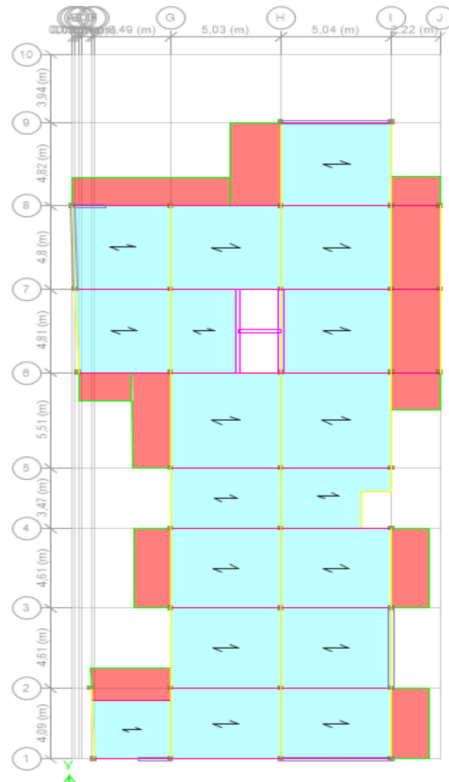
Pour éviter la rotation dans le 1^{er} et le 2ème mode, nous augmentons la rigidité du bâtiment en augmentant les sections des poutres et en rajoutant des voiles à la structure.

IV.5.2 Modèle 1 :

Pour le modèle 1 on rajouter des voiles.

Tableau IV.3 : les nouvelles sections des poutres.

	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
Section	35 × 45	30 × 40

Figure IV.5 : Vue en plan du 1^{er} modèle.

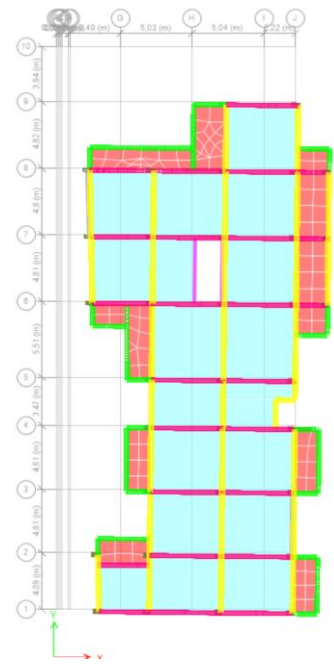
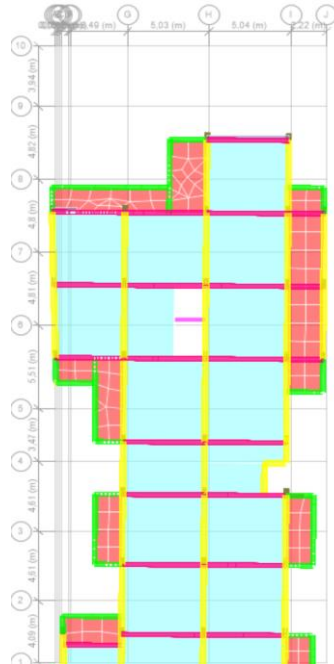
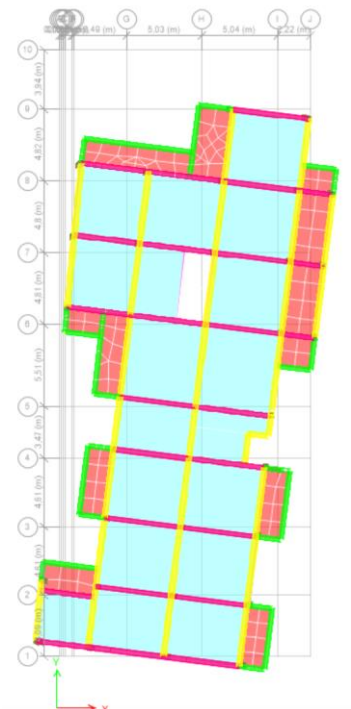
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Tableau IV.5 : Participation massique du 1^{er} modèle.

Mode	Période sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,17	0,6534	0,008	0	0,6534	0,008	0
2	1,002	0,0088	0,6582	0	0,6622	0,6662	0
3	0,825	0,0061	0,001	0	0,6683	0,6672	0
4	0,276	0,1833	0,0034	0	0,8516	0,6706	0
5	0,243	0,0041	0,1819	0	0,8557	0,8525	0
6	0,183	0,0034	0,0043	0	0,8592	0,8568	0
7	0,123	0,0595	0,0004	0	0,9187	0,8572	0
8	0,107	0,0007	0,0652	0	0,9194	0,9224	0
9	0,086	0,0233	0,0013	0	0,9427	0,9237	0
10	0,077	0,0052	0,0083	0	0,9479	0,932	0
11	0,067	0,0033	0,0157	0	0,9512	0,9477	0

12	0,059	0,0218	0,0023	0	0,973	0,95	0
----	-------	--------	--------	---	-------	------	---

- La période fondamentale : $T_{ETABS} = 1.17 \text{ s} > 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.066 \text{ s}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir de la 8ème mode.

1 ^{er} mode	2 ^e mode	3 ^e mode
Translation parallèlement à X-X	Translation parallèlement à Y-Y	Rotation
		

❖ Forces sismiques à la base :

D'après le fichier des résultats de ETABS 22 on a :

$$W = 48422.93 \text{ KN}$$

$$V_t^X = 1102.59 \text{ KN}$$

$$V_t^Y = 1181.15 \text{ KN}$$

W : Poids sismique total du bâtiment

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ n étant le nombre de niveaux}$$

Calcul de la force sismique total :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration de bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;

λ : coefficient de correction ;

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{si autrement} \end{cases}$$

$$T_0 = \min (T_{\text{Empirique}} ; T_{\text{ETABS}})$$

$$T_0 = \min (0.82 ; 1.17) = 0.82 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T_0 = 0.82 \leq 2T_2 = 0.60 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \lambda = 0.85$$

$$- \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = ?$$

$$\begin{cases} 1.3T_{\text{empirique}} = 1.066\text{s} \\ T_{\text{ETABS}} = 1.17\text{s} \end{cases} \Rightarrow T_0 = 1.066\text{s}$$

$$\Rightarrow \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.025$$

$$V = 0.85 \times 0.025 \times 48422.93 \Rightarrow V = 1028.99 \text{ KN}$$

$$V_t^X = 1102.59 \text{ KN} > 0.8V = 823.19 \text{ KN}$$

$$V_t^Y = 1181.15 \text{ KN} > 0.8V = 823.19 \text{ KN}$$

❖ Le déplacement inter étage :

Selon le RPA 2024 :

Le déplacement horizontal est donné par :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$$

Le déplacement relatif est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement limite est égal à :

$$\overline{\Delta}_k = 0.0150h_k \text{ (Bâtiment en béton armé)}$$

Tableau IV.6 : Vérification des Déplacements Inter Etages du modèle 2.

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\overline{\Delta}(mm)$	Observation
9^{ème}	12,89	10,76	46.40	38.74	7.17	4.80	61.2	Vérifié
8^{ème}	10,897	9,438	39.23	33.94	5.63	4.76	61.2	Vérifié
7^{ème}	9,333	8,106	33.60	29.18	5.53	4.79	61.2	Vérifié
6^{ème}	7,798	6,776	28.07	24.39	5.36	4.66	61.2	Vérifié
5^{ème}	6,307	5,48	22.71	19.73	5.19	4.52	61.2	Vérifié
4^{ème}	4,867	4,225	17.52	15.21	4.89	4.27	61.2	Vérifié
3^{ème}	3,509	3,038	12.63	10.94	4.45	3.88	61.2	Vérifié
2^{ème}	2,272	1,961	8.18	7.06	3.82	3.31	61.2	Vérifié
1^{er}	1,212	1,041	4.36	3.75	2.85	2.45	61.2	Vérifié
RDC	0,42	0,36	1.512	1.30	1.512	1.30	71.4	Vérifié

❖ Vérification spécifique aux sollicitations normales

Otre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul poteaux est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

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

Tableau IV.7 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux.

Niveaux	Section	N _d (KN)	B _c (cm ²)	ν	Obs
9 ^{ème}	30*30	266,14	900	0.12	<0,35
8 ^{ème}	30*30	370,31	900	0.16	<0,35
7 ^{ème}	30*30	504,12	900	0.22	<0,35
6 ^{ème}	40*40	693,10	1600	0.17	<0,35
5 ^{ème}	40*40	945,13	1600	0.24	<0,35
4 ^{ème}	40*40	1200,71	1600	0.30	<0,35
3 ^{ème}	45*45	1466,94	2025	0.29	<0,35
2 ^{ème}	45*45	1736,05	2025	0.34	<0,35
1 ^{er}	45*45	2009,94	2025	0.396	>0,35
RDC	50*50	2306,34	2500	0.37	>0,35

❖ Vérification du coefficient de comportement R :

Dans le système de contreventement mixte, équivalent a des voiles (catégorie 4.b) ainsi définie par le RPA 2024, les voiles de contreventement doivent reprendre entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Sens X-X :

L'effort sismique total à la base de la structure $V_{Total} = 1102.37$ kN.

L'effort sismique à la base repris par les Voiles $V_{Voile} = 1021.308$ KN

$$\frac{V_{Voile}}{V_{Total}} \times 100 = 92.65\% > 65\%$$

Sens Y-Y :

L'effort sismique total à la base de la structure $V_{Total} = 1179.98$ kN.

L'effort sismique à la base repris par les voiles $V_{Voile} = 1094.22$ kN

$$\frac{V_{Voile}}{V_{Total}} \times 100 = 92.74\% > 65\%$$

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 65% des sollicitations dues aux charges verticales alors le choix du coefficient de comportement R n'est pas justifié. Donc on opte pour un système à ossature (1) avec $R = 5.5a$

IV.5.3 Modèle finale :

$R = 4.5b$ (système de contreventement constitué par des voiles (5))

Tableau IV.8 : les sections des poteaux du modèle finale.

Niveau	Section
9 ^e , 8 ^e et 7 ^e	40 × 40
6 ^e , 5 ^e et 4 ^e	50 × 50
3 ^e , 2 ^e et 1 ^{er}	55 × 55
RDC	60 × 60

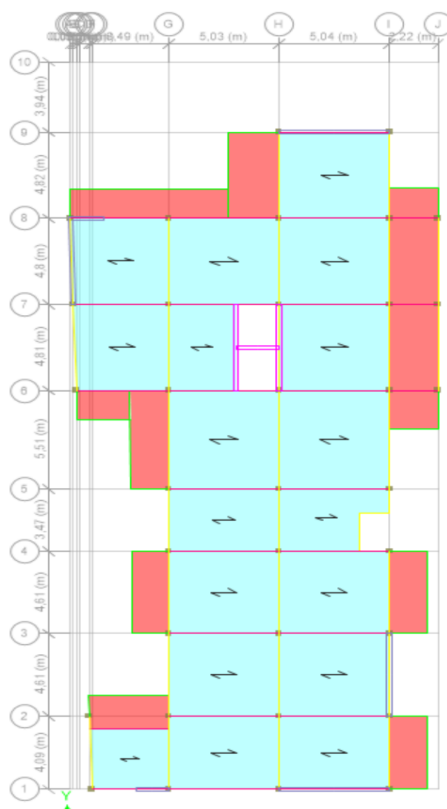


Figure IV.6 : Vue en plan du modèle finale.

❖ **Caractéristiques dynamique propre du modèle final :**

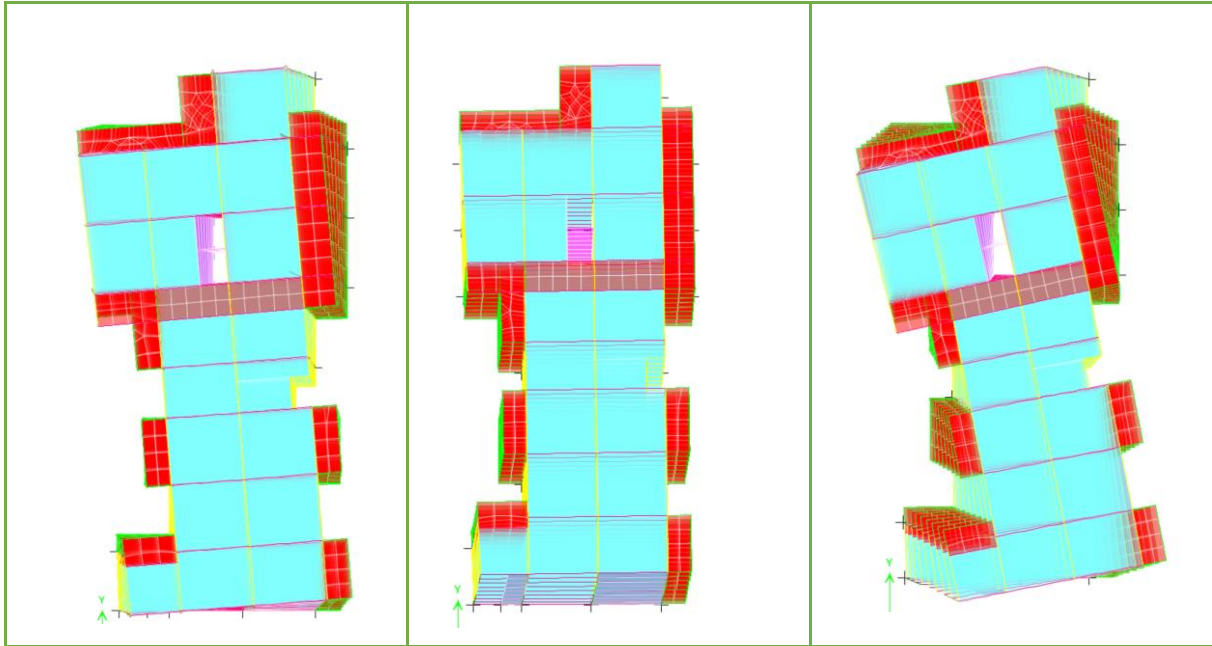
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Tableau IV.9 : Participation massique du modèle final.

Mode	Période sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,129	0,6598	0,0059	0	0,6598	0,0059	0
2	0,966	0,0071	0,6637	0	0,6669	0,6696	0
3	0,799	0,0063	0,0039	0	0,6732	0,6735	0
4	0,268	0,1824	0,0023	0	0,8556	0,6758	0
5	0,237	0,0029	0,1806	0	0,8585	0,8564	0
6	0,179	0,0039	0,004	0	0,8624	0,8604	0
7	0,123	0,0567	0,0001	0	0,9191	0,8605	0
8	0,106	0,0002	0,064	0	0,9193	0,9245	0
9	0,087	0,0279	0,0003	0	0,9471	0,9248	0
10	0,078	0,0018	0,0109	0	0,9489	0,9357	0
11	0,068	0,0028	0,0129	0	0,9518	0,9486	0
12	0,06	0,0226	0,0019	0	0,9744	0,9505	0

- La période fondamentale : $T_{ETABS} = 1.129 \text{ s} > 1.3T_{\text{empirique}} = 1.066 \text{ s}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir de la 8ème mode.

1 ^{er} mode	2 ^e mode	3 ^e mode
Translation parallèlement à X-X	Translation parallèlement à Y-Y	Torsion autour de l'axe Z



❖ **La résultante des forces sismique à la base :**

D'après le fichier des résultats de ETABS 22 on a :

$$W = 55026,49 \text{ KN}$$

$$V_t^X = 1273,27 \text{ KN}$$

$$V_t^Y = 1366,24 \text{ KN}$$

Calcul de la force sismique total :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W$$

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{si autrement} \end{cases}$$

$$T_0 = \min(T_{\text{Empirique}} ; T_{\text{ETABS}})$$

$$T_0 = \min(0,82 ; 1,074) = 0,82 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T_0 = 0,82 \leq 2T_2 = 0,60 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \lambda 0,85$$

$$- \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = ?$$

$$\begin{cases} 1,3T_{\text{empirique}} = 1,066\text{s} \\ T_{\text{ETABS}} = 1,074\text{s} \end{cases} \Rightarrow T_0 = 1,066\text{s}$$

$$\Rightarrow \frac{s_{ad}}{g}(T_o) = 0.025$$

$$V = 0.85 \times 0.025 \times 55026,49 \Rightarrow V = 1169,31 \text{ KN}$$

$$V_t^X = 1273,27 \text{ KN} > 0.8V = 935,45 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_t^Y = 1366,24 \text{ KN} > 0.8V = 935,45 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Le déplacement inter étage :**

Selon le RPA 2024 :

Le déplacement horizontal est donné par :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$$

Le déplacement relatif est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement limite est égal à :

$$\bar{\Delta}_k = 0.0150h_k \text{ (Bâtiment en béton armé)}$$

Tableau IV.10 : Vérification des Déplacements Inter Etages du modèle final.

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
9 ^{ème}	12,368	10,192	44,52	36,69	6,61	4,27	61.2	Vérifier
8 ^{ème}	10,532	9,005	37,91	32,42	5,39	4,39	61.2	Vérifier
7 ^{ème}	9,032	7,786	32,52	28,03	5,25	4,48	61.2	Vérifier
6 ^{ème}	7,575	6,543	27,27	23,55	5,14	4,4	61.2	Vérifier
5 ^{ème}	6,148	5,319	22,13	19,15	5	4,32	61.2	Vérifier
4 ^{ème}	4,759	4,12	17,13	14,83	4,74	4,11	61.2	Vérifier
3 ^{ème}	3,441	2,977	12,39	10,72	4,34	3,76	61.2	Vérifier
2 ^{ème}	2,236	1,932	8,05	6,96	3,73	3,24	61.2	Vérifier
1 ^{er}	1,2	1,034	4,32	3,72	2,8	2,41	61.2	Vérifier
RDC	0,421	0,363	1,52	1,31	1,52	1,31	71.4	Vérifier

❖ **Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ :**

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$(\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}) \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Sens x-x :

Tableau IV.11 : Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ dans le Sens x

Etage	P _k (kN)	Δ _k (m)	V _k (kN)	h _k (m)	θ	Vérification
9 ^{ème}	2350,717	0,00661	233,26	4.08	0,016	<0,1 ok
8 ^{ème}	7232,40	0,00539	462,62	4.08	0,02	<0,1 ok
7 ^{ème}	12799,55	0,00525	605,38	4.08	0,027	<0,1 ok
6 ^{ème}	18662,34	0,00514	650,68	4.08	0,036	<0,1 ok
5 ^{ème}	24522,65	0,005	681,36	4.08	0,044	<0,1 ok
4 ^{ème}	30382,96	0,00474	753,35	4.08	0,047	<0,1 ok
3 ^{ème}	36415,85	0,00434	890,95	4.08	0,04	<0,1 ok
2 ^{ème}	42445,55	0,00373	1052,36	4.08	0,037	<0,1 ok
1 ^{er}	48472,12	0,0028	1191,51	4.08	0,028	<0,1 ok
RDC	55026,49	0,00152	1273,27	4.76	0,016	<0,1 ok

Sens y -y :

Tableau IV.12 : Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ dans le Sens y

Etage	Pk(kN)	$\Delta K(m)$	Vk(kN)	hk(m)	θ	Vérification
9 ^{eme}	2350,717	0,00427	222,14	4.08	0,01	<0,1 ok
8 ^{eme}	7232,40	0,00439	483,49	4.08	0,016	<0,1 ok
7 ^{eme}	12799,55	0,00448	643,65	4.08	0,02	<0,1 ok
6 ^{eme}	18662,34	0,0044	718,04	4.08	0,028	<0,1 ok
5 ^{eme}	24522,65	0,00432	780,22	4.08	0,033	<0,1 ok
4 ^{eme}	30382,96	0,00411	872,25	4.08	0,035	<0,1 ok
3 ^{eme}	36415,85	0,00376	1003,74	4.08	0,033	<0,1 ok
2 ^{eme}	42445,55	0,00324	1158,86	4.08	0,029	<0,1 ok
1 ^{er}	48472,12	0,00241	1293,94	4.08	0,022	<0,1 ok
RDC	55026,49	0,00131	1366,24	4.76	0,01	<0,1 ok

❖ Vérification spécifique aux sollicitations normales des poteaux :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul poteaux est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

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

Tableau IV.13 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux.

Niveaux	Section	N _d (KN)	B _c (cm ²)	ν	Obs
9 ^{ème}	40*40	-412,36	1600	0.10	<0,35
8 ^{ème}	40*40	-566,79	1600	0.14	<0,35
7 ^{ème}	40*40	-728,95	1600	0.18	<0,35
6 ^{ème}	50*50	-916,65	2500	0.15	<0,35
5 ^{ème}	50*50	-1184,41	2500	0.19	<0,35
4 ^{ème}	50*50	-1467,83	2500	0.23	<0,35
3 ^{ème}	55*55	-1768,02	3025	0.23	<0,35
2 ^{ème}	55*55	-2075,01	3025	0.27	<0,35
1 ^{er}	55*55	-2391,2769	3025	0.32	<0,35
RDC	60*60	-2741,388	3600	0.30	<0,35

❖ Vérification du coefficient de comportement R :

Dans le système de contreventement constitué par les voiles (catégorie 5.b) ainsi définie par le RPA 2024, les voiles de contreventement doivent reprendre à la base plus de 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Sens X-X :

L'effort sismique total à la base de la structure $V_{Total} = 1273,45$ kN.

L'effort sismique à la base repris par les Voiles $V_{Voile} = 1137,91$ KN

$$\frac{V_{Voile}}{V_{Total}} \times 100 = 89,36\% > 65\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

L'effort sismique total à la base de la structure $V_{Total} = 1364,68$ kN.

L'effort sismique à la base repris par les voiles $V_{Voile} = 1228,68$ kN

$$\frac{V_{Voile}}{V_{Total}} \times 100 = 90,03\% > 65\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.6 Conclusion :

Les vérifications ci-dessous préconisées dans ce chapitre, notamment celles liées au coefficient de comportement R du modèle adopté ont toutes été validées :

- **Vérification de l'effort tranchant à la base** : l'effort tranchant obtenu à partir de l'analyse statique équivalente ne doit pas excéder la résultante des forces sismiques à la base, déterminée par la combinaison modale. Ce seuil ($0,8 \times V_s$) représente l'effort tranchant minimal requis.
- **Vérification des déplacements inter-étages** : ces déplacements constituent un indicateur important de l'endommagement potentiel de chaque niveau et permettent de juger de la performance sismique globale de la structure.
- **Vérification de l'effet P- Δ** : cette vérification est cruciale pour s'assurer de la stabilité de la structure face aux effets du second ordre, notamment les moments induits par les déplacements horizontaux.
- **Vérification de l'effort normal** : cette étape vise à prendre en compte la diminution de la capacité du béton due à la composante verticale de l'action sismique.
- **Justification du facteur de comportement (R)** : ce facteur traduit la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique par ductilité. Il dépend principalement du système de contreventement mis en œuvre. Dans notre cas, un facteur de comportement $R = 4,5b$ a été retenu, en cohérence avec le type de structure étudié.

CHAPITRE V :
ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1 Introduction :

Dans toute structure en béton armé, les éléments résistants tels que les poutres, poteaux et voiles jouent un rôle fondamental dans la transmission des charges et la stabilité de l'édifice. Ils assurent la reprise des efforts verticaux et horizontaux générés par les charges d'exploitation, les charges permanentes, les actions climatiques ou sismiques. Le ferrailage de ces éléments, c'est-à-dire la mise en place judicieuse d'armatures en acier est indispensable pour garantir la résistance, la ductilité, la durabilité et la sécurité globale du bâtiment.

V.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont en flexion simple à l'état limite ultime de résistance sous l'effet des moments les plus défavorables. On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Selon CBA 93 :

Situation durable :

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

Selon RPA 2024 :

Situation accidentelle :

- $\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases}$
- $\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \\ E_2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y \end{cases}$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.2.1 Les recommandations du règlement :**Selon le règlement RPA 2024 :****❖ Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

$A_{smin} = 0,5\%bh$ en toute section ;

$A_{smax} = 4\%bh$ en zone courante ;

$A_{smax} = 6\%bh$ en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement des barres longitudinales est de 50Φ (zone II).

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

Situation durable :

Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

Acier : $\gamma_s = 1.15$; $F_{eE} = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Situation accidentelle :

Béton : $\gamma_b = 1.2$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

Acier : $\gamma_s = 1$; $F_{eE} = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Selon le règlement "C.B. A 93" art 7.1.2 :

$$A_{\min} = \frac{B}{1000}$$

❖ Armatures transversales :[2]

- La quantité d'armatures transversales " A_t ", est donnée par :

$$A_t = 0.003 \text{ St.b}$$

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné :

- En zone critique comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 612\phi_t \right)$$

- En dehors de la zone critique comme suit :

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

Avec :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

V.2.2 Calcul des armatures :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les poutres suivants les deux sens :

- Sens principal,
- Sens secondaire.

Les efforts sont déduits du modèle final de la modélisation sur ETABS.

Pour le calcul des armatures longitudinales on utilise le logiciel SOCOTEC.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'acier adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

1- Poutre principale sans voile (35*45) cm² :

Tableau V.1 : Le ferrailage des poutres principale en travée et aux appuis

Niveau		M _u (KN.m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} CBA (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	A _{choisie} (cm ²)	
Plancher terrasse	Travée	75,83	1.35G+1.5Q	5,45	1.58	7.88	63	3T14+3T12	8,01
	Appui	-181,11	G+0,3Q+0,3E _{x+Ey}	11,9			94,5	6T16	12,06
Plancher courant	Travée	79,68	1.35G+1.5Q	5,74			63	3T14+3T12	8,01
	Appui	-169,86	G+0,3Q+0,3E _{x+Ey}	11,8			94,5	6T16	12,06

2- Poutre principale avec voile (35*45) cm² :

Tableau V.2 : Le ferrailage des poutres principale en travée et aux appuis

Niveau		M _u (KN.m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} C BA(m ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	A _{choisie} (cm ²)	
Plancher terrasse	Travée	27,33	1.35G+1.5Q	1,9	1.58	7.88	63	3T14+3T1 2	8,01
	Appui	-42.75	1.35G + 1.5Q	3			94,5	3T14+3T1 2	8,01
Plancher courant	Travée	27,23	1.35G+1.5Q	1,9			63	3T14+3T1 2	8,01
	Appui	-42,40	1.35G+1.5Q	2,98			94,5	3T14+3T1 2	8,01

3- Poutre secondaire sans voile (30*40) cm² :

Tableau V.3 : Le ferrailage des poutres non porteuses en travée et aux appuis

Niveau		M _u (KN.m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} CBA (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	A _{choisie} (cm ²)	
Plancher terrasse	Trav	73,05	G + 0,3Q - E _x +0.3E _y	5,22	1.58	7.88	63	3T14+3T1 2	8,01
	Appui	- 118,38	G + 0,3Q + E _x +0.3E _y	8,81			94,5	3T14+3T1 6	10,65
Plancher courant	Trav	83,45	G + 0,3Q - E _x +0.3E _y	6,02			63	3T14+3T1 2	8,01
	Appui	- 118,70	G + 0,3Q + E _x +0.3E _y	8,84			94,5	3T14+3T1 6	10,65

4- Poutre secondaire avec voile (30*40) cm² :

Tableau V.4 : Le ferrailage des poutres secondaires en travée et aux appuis

Niveau		M _u (KN.m)	Combinaison	A _{cal} (cm ²)	A _{min} CBA (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	A _{choisie} (cm ²)	
Plancher terrasse	Trav	33,87	G + 0,3Q - E _x +0.3E _y	2,35	1.58	7.88	63	4T16	8.04
	Appui	- 60,47	G + 0,3Q + E _x +0.3E _y	4,28			94,5	4T16	8.04
Plancher courant	Trav	80,46	G + 0,3Q - E _x +0.3E _y	5,79			63	4T16	8.04
	Appui	- 121,3 7	G + 0,3Q + E _x +0.3E _y	9,06			94,5	5T16	10,05

V.2.3 Vérifications :

❖ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$

1- Poutre principale sans voile (35*45) cm^2 :

Section	$A_s^{choisi}(\text{cm}^2)$	$A_s^{min}(\text{cm}^2)$	Observation
Plancher	8,01	1.90	Vérifié
terrasse	14,07		Vérifié
Plancher	8,01	1,45	Vérifié
courant	14,07		Vérifié

2- Poutre principale avec voile (35*45) cm^2 :

Section	$A_s^{choisi}(\text{cm}^2)$	$A_s^{min}(\text{cm}^2)$	Observation
Plancher	8,01	1.90	Vérifié
terrasse	8,01		Vérifié
Plancher	8,01	1,45	Vérifié
courant	8,01		Vérifié

3- Poutre secondaire avec voile (35*45) cm^2 :

Section	$A_s^{choisi}(\text{cm}^2)$	$A_s^{min}(\text{cm}^2)$	Observation
Plancher	8,01	1.90	Vérifié
terrasse	10,65		Vérifié
Plancher	8,01	1,45	Vérifié
courant	10,65		Vérifié

4- Poutre secondaire sans voile (35*45) cm^2 :

Section	$A_s^{choisi}(\text{cm}^2)$	$A_s^{min}(\text{cm}^2)$	Observation
Plancher	8.04	1.90	Vérifié
terrasse	8.04		Vérifié
Plancher	8.04	1,45	Vérifié
courant	10,05		Vérifié

❖ Vérification vis-à-vis de l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à l'ELS est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous M_{ser} :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier :

La fissuration est préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 201,6 \text{ MPa}$$

1- Poutre principale sans voile (35*45) cm² :

Tableau V.5: Les valeurs des contraintes à l'état limite de service des poutres principales sans voile.

		M_{ser} (kN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	σ_b ≤ σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s ≤ σ_s (MPa)
Plancher terrasse	Travée	55,41	Préjudiciable	4	CV	104	CV
	Appui	-123,78	Préjudiciable	14	CV	155,7	CV
Plancher courant	Travée	57,87	Préjudiciable	4,22	CV	109,8	CV
	Appui	-120,16	Préjudiciable	9	CV	98	CV

2- Poutre principale avec voile (35*45) cm² :

Tableau V.6 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service des poutres principales avec voile.

		M_{ser} (kN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	σ_b ≤ σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s ≤ σ_s (MPa)
Plancher terrasse	Travée	20,02	Préjudiciable	1,73	CV	64,5	CV
	Appui	-31,30	Préjudiciable	2,71	CV	100,9	CV
Plancher courant	Travée	19,81	Préjudiciable	1,72	CV	64	CV
	Appui	-30,85	Préjudiciable	2,66	CV	30	CV

3- Poutre secondaire sans voile (30*40) cm² :

Tableau V.7 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service des poutres secondaires sans voile.

		M_{ser} (kN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	σ_b ≤ σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s ≤ σ_s (MPa)
Plancher terrasse	Travée	47,30	Préjudiciable	5,35	CV	174,7	CV
	Appui	-67,30	Préjudiciable	7,61	CV	84,7	CV
Plancher courant	Travée	48,74	Préjudiciable	5,51	CV	180,1	CV
	Appui	-64,10	Préjudiciable	7,24	CV	80,7	CV

4- Poutre secondaire avec voile (30*40) cm² :

Tableau V.8 : Les valeurs des contraintes à l'état limite de service des poutres secondaires avec voile.

		M_{ser} (kN.m)	Fissuration	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Plancher terrasse	Travée	21,88	Préjudiciable	2,47	CV	80,8	CV
	Appui	-34,43	Préjudiciable	3,89	CV	43,3	CV
Plancher courant	Travée	41,83	Préjudiciable	4,73	CV	154,5	CV
	Appui	-69,05	Préjudiciable	7,8	CV	86,9	CV

❖ Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\overline{\tau_u} = \min(0.10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Section	T_u^{max} (KN)	Fissuration	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
35*45	-170,97	Préjudiciable	1,09	2.5	C.V
30*40	95,99	Préjudiciable	0,80	2.5	C.V

V.2.4 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ($f_e=400 \text{ MPa}$).

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\begin{cases} S_t = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.8f_e} ; K=1 \text{ (pas de reprise de bétonnage)} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) \end{cases}$$

Selon le RPA 2024 :

$$\begin{cases} A_t = (0.003) \cdot s \cdot b \\ S = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5; 6\phi_l\right) \text{ en zone critique} \\ S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone critique} \end{cases}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10: les armatures transversales ainsi que leur espacement

Section	T_u (KN)	τ_u (Mpa)	BAEL	RPA		A_t^{Adop} (cm)		A_t	Choix	$A_t \text{ choisie}$ (cm ²)
			S_t (cm)	S(ZC) (cm)	S(DZC) (cm)	S(ZC) (cm)	S(DZC) (cm)			
35*45	- 170,97	1,09	40	11,25	22,5	10	20	2,5	4T10	3,14
30*40	95,99	0,80	36	10	20	10	20	1,8	4T10	3,14

❖ Recouvrement de armatures longitudinale :

$L_r = 50\phi$ (zone II).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi = 12 \text{ mm}$ $L_r = 60 \text{ cm}$
- $\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r = 70 \text{ cm}$
- $\phi = 16 \text{ mm}$ $L_r = 80 \text{ cm}$
- $\phi = 20 \text{ mm}$ $L_r = 100 \text{ cm}$

❖ Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$ Appuis en travée de rive.

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} \\ \frac{L^{max}}{5} \end{cases}$ Appuis en travée de rive.
Appuis en travée intermédiaire.

Avec :

$L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

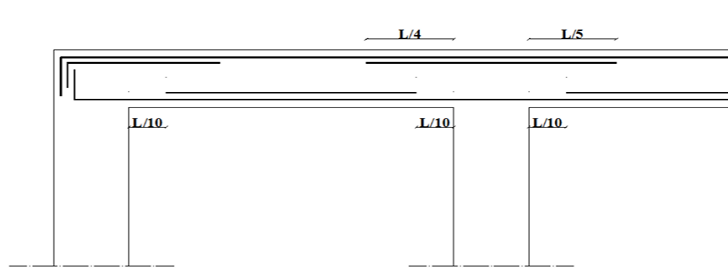


Figure V.1 : Arrêt des barres.

❖ Vérification de la flèche :

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

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si} \quad L \leq 5.00\text{m}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si} \quad L \geq 5.00\text{m}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées : $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10.E_v I_{f_v}}$
- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées : $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10.E_i I_{f_i}}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

La flèche est calcul par un programme Excel.

Poutre principale : $\Delta f_T = 13,9344 \leq \bar{f} = 11,02$

Poutre secondaire : $\Delta f_T = 10,58 \leq \bar{f} = 10,08$

Conclusion :

La condition de la flèche n'est vérifiée pour les poutres 35X45 et 30X40.

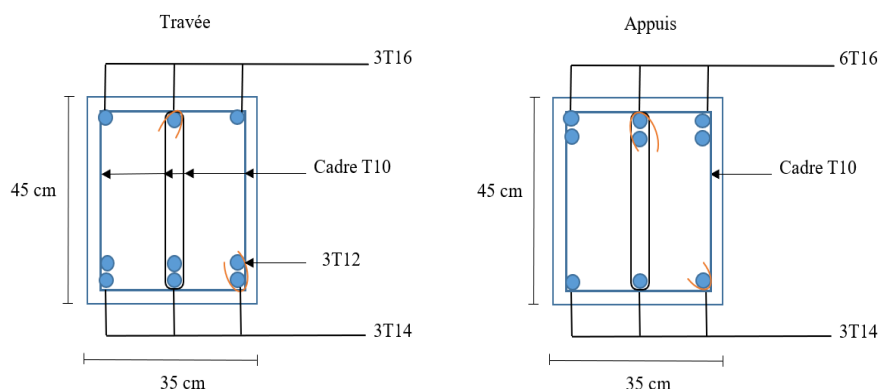
V.2.5 Schémas de ferrailage des poutres :

Figure V.2 : Ferrailage des PP sans voile.

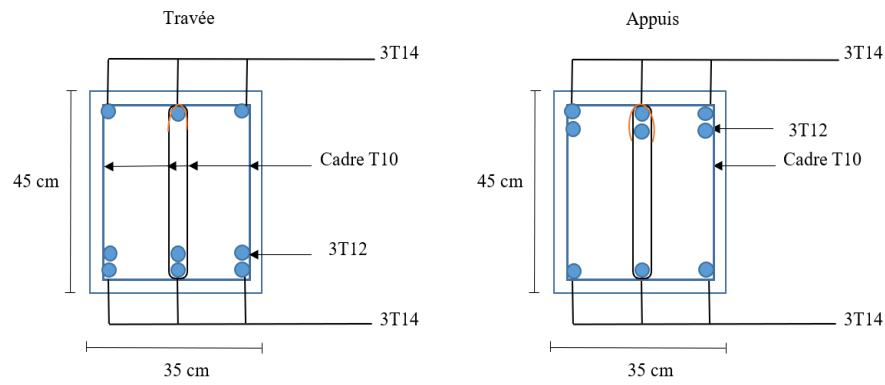


Figure V.3 : Ferrailage des PP avec voile.

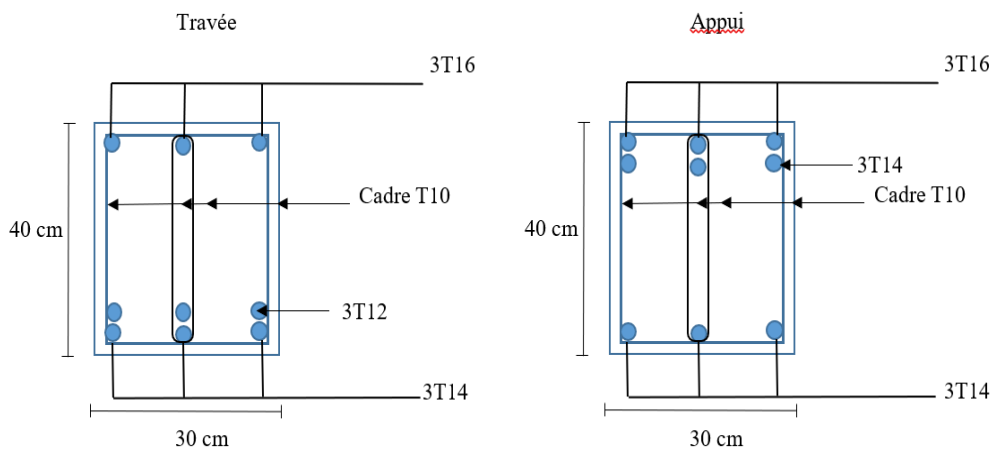


Figure V.4 : Ferrailage des PS sans voile.

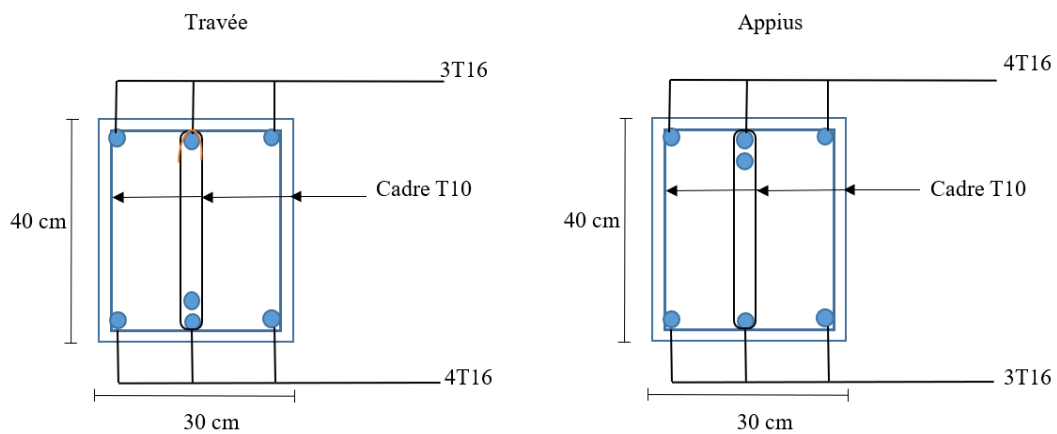


Figure V.5 : Ferrailage de la poutre secondaire du plancher terrasse avec voile.

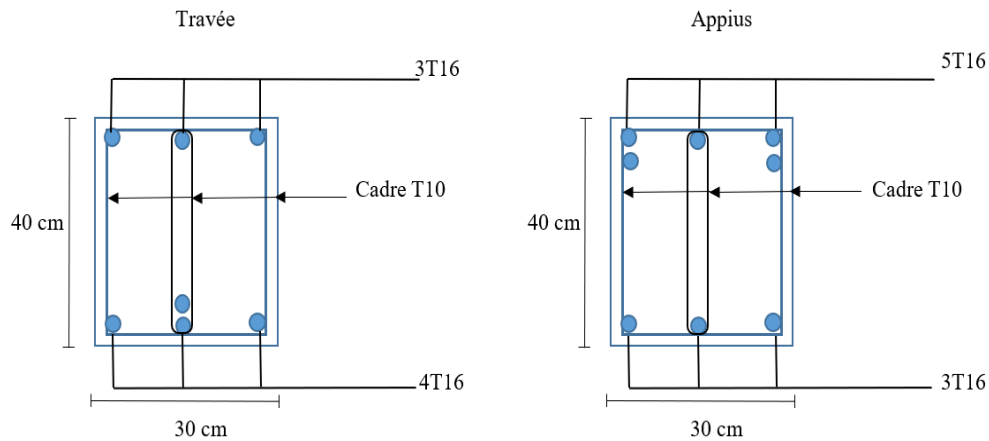


Figure V.6 : Ferrailage du plancher courant de la poutre secondaire avec voile.

V.3 Ferrailage des poteaux :

V.3.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux essentiels dans les structures en béton armé. Ils jouent un rôle fondamental dans la transmission des charges : ils reçoivent les charges des planchers, des poutres et des murs, puis les transmettent vers les fondations. De par leur fonction, ils sont généralement sollicités en compression, bien qu'ils puissent aussi subir des efforts de flexion ou de traction selon les cas (séisme, vent, excentricité des charges...).

Le ferrailage des poteaux, c'est-à-dire la disposition des armatures longitudinales et transversales (étriers), vise à :

- ✓ Résister aux efforts axiaux et fléchissant,
- ✓ Assurer la ductilité de l'élément,
- ✓ Prévenir le flambement local des armatures,
- ✓ Améliorer la résistance au cisaillement et à la torsion si nécessaire.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M". Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section entièrement tendue SET.
- ✓ Section entièrement comprimée SEC.
- ✓ Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation durable :

Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

Acier : $\gamma_s = 1.15$; $F_{eE} = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Situation accidentelle :

Béton : $\gamma_b = 1.2$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

Acier : $\gamma_s = 1$; $f_{eE} = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

V.3.2 Combinaison d'action :

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

a. Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

b. Selon le RPA 2024 :

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : surcharges d'exploitations, non pondéré.
- E : actions sismiques.

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

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max}$, M_{corr})
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max}$, N_{corr})
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{\min}$, M_{corr})

V.3.3 Recommandation des règlements :

❖ Recommandation selon le CBA :

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{B}{1000}$$

❖ Recommandations du « BAEL91 modifié 99 » :

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

$$A_s = \max \begin{cases} A_s = 4 \times U \text{ (U: périmètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2\text{)} \\ 0.2 \% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5 \% \end{cases}$$

B : section brute du béton.

❖ Recommandation selon le RPA 2024 :

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

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

$A_s \min \geq 0.8\%$ (en zone II)

$A_s \max \leq 4\%$ Zone courante (Z.C).

$A_s \max \leq 8\%$ Zone de recouvrement (Z.R).

Avec :

A_s : la section d'acier.

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur de recouvrement minimale de $60\phi_l$.
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 3.75 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.3.4 Méthode de calcul :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_2 + e_a)$$

- Excentricité du 1^{er} ordre e_1 : provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- Excentricités du 2^{ème} ordre e_2 , due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 L^2 f (2 + \alpha \cdot \phi)}{10000 \cdot h}$$

Avec :

$$\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$$

$$\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$$

L_f : longueur de flambement.

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

✎ Excentricité additionnelle e_a , due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max} \left[\frac{l_0(\text{cm})}{250}, 2 \text{ cm} \right]$$

NB : Le logiciel de SOCOTEC est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée. Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Ferrailage des poteaux

Niv	N°	Section (cm ²)	Cas	Combinaison	N (kN)	M _x (kN.m)	As (cm ²)
9 ^e , 8 ^e et 7 ^e	879	40X40	Nmax, Mcorr	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-727,06	-10,89	0
	935		Nmin, Mcorr	G+0,3Q-Ex+0,3Ey	28,48	0,996	0,43
	945		M2max, Ncorr	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-61,96	-187,24	2,01
	903		M3max, Ncorr	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-79,60	-352,28	1,44
6 ^e , 5 ^e et 4 ^e	758	50X50	Nmax, Mcorr	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-1476,34	21,29	0
	862		Nmin, Mcorr	G+0,3Q-0,3Ex-Ey	-70,73	17,69	0,2
	844		M2max, Ncorr	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-724,72	-75,26	0
	837		M3max, Ncorr	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-819,03	-99,33	15,88
3 ^e , 2 ^e et 1 ^{er}	679	55X55	Nmax, Mcorr	1.35G+1.5Q	-2417,80	27,29	0
	686		Nmin, Mcorr	G+0,3Q-0,3Ex-Ey	-173,10	2,98	0
	727		M2max, Ncorr	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-1525,99	-71,66	0
	730		M3max, Ncorr	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-1595,12	-80,39	0
RDC	637	60X60	Nmax, Mcorr	1.35G+1.5Q	-2771,67	10,17	0
	645		Nmin, Mcorr	G+0,3Q-Ex+0,3Ey	-134,66	4,13	0
	629		M2max, Ncorr	G+0,3Q+0,3Ex+Ey	-2366,25	-36,2	0
	636		M3max, Ncorr	G+0,3Q+Ex+0,3Ey	-2487,42	-35,73	0

❖ **Choix des armatures :**

Niveau	Section	A_s cm^2	$A_s^{min}(\text{RPA})$ cm^2	$A_s^{max}(\text{ZC})$ cm^2	$A_s^{max}(\text{ZR})$ cm^2	Armatures choisi	A_s choisi cm^2
9 ^e , 8 ^e et 7 ^e	40X40	2,01	12,8	64	128	8T16	16,08
6 ^e , 5 ^e et 4 ^e	50X50	15,88	20	100	200	4T20+8T14	24,88
3 ^e , 2 ^e et 1 ^{er}	55X55	0	24,2	121	242	6T20+2T14	21,93
RDC	60X60	0	28,8	144	288	8T20+4T16	33,17

V.3.5 Vérification :

❖ Vérification à l'état limite de service ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton :

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

Acier :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8 \times \xi$

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveau	Section	Cas	N _{ser}	M _{ser}	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
9 ^e , 8 ^e et 7 ^e	40X40	N _{ser} ^{max} , M _{ser} ^{corr}	-497,85	9,054	0	201.63	171,4	15	
		M _{ser} ^{max} , N _{ser} ^{corr}	4,506	0,51	0.05	201.63	0,07	15	
6 ^e , 5 ^e et 4 ^e	50X50	N _{ser} ^{max} , M _{ser} ^{corr}	-1074,97	15,35	3,82	201.63	44,6	15	
		M _{ser} ^{max} , N _{ser} ^{corr}	-158,25	17,831	1,02	201.63	14,3	15	
3 ^e , 2 ^e et 1 ^{er}	55X55	N _{ser} ^{max} , M _{ser} ^{corr}	-1760,42	19,69	5,1	201.63	63,9	15	
		M _{ser} ^{max} , N _{ser} ^{corr}	-369,68	14,04	1,3	201.63	10,4	15	
RDC	60X60	N _{ser} ^{max} , M _{ser} ^{corr}	-2018,20	7,33	4,57	201.63	65	15	
		M _{ser} ^{max} , N _{ser} ^{corr}	-587,95	9,85	1,46	201.63	17,2	15	

❖ Vérification des contraintes de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$ Poteaux rectangulaires

Où :

τ_u : contrainte de cisaillement T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

Selon le « BAEL91 modifié 99 » :

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

$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

Selon le RPA 2024 :

$\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$

Où :

- $\rho_d = 0.075$ si l'élancement géométrique, dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 ;
- $\rho_d = 0.04$ dans le cas contraire ;

$$\lambda_g = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a}$$

- λ_g : L'élancement du poteau ;

- l_f : longueur de flambement ;
- a : coté du poteau dans le sens de calcul ;

Tableau V.13. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Combinaison	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{max}$ (MPa)	Vérification
40x40	G+Q	-34,20	0,238	24.73	0.075	1.875	2,5	c.v
50x50	G+Q	-36,13	0,16	19.78	0.075	1.875	2,5	c.v
55x55	G+Q	-26,13	0,096	17.99	0.075	1.875	2,5	c.v
60x60	G+Q	-7,067	0,022	16.48	0.075	1.875	2,5	c.v

V.3.6 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- ✓ Equilibrer l'effort tranchant.
- ✓ Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- ✓ Empêcher le gonflement du béton.
- ✓ Empêcher le flambement des armatures.

❖ Selon le CBA93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

❖ Selon le RPA 2024 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.

- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- St : Espacement des armatures transversales.
- ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
- ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$
- λ_g : L'élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $St \leq \min(10\phi_l, 12,5\text{cm})$ Zone nodale (zone II).
- $St \leq 15\phi_l$ Zone courante (zone II).

Avec :

- b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)
- ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

Le pourcentage d'armatures transversales minimal ($A_t St \cdot b_1$) est donné par :

- 0.3% si l'élancement $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si l'élancement $\lambda_g \leq 3$
- Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : $3 < \lambda_g < 5$

Où :

λ_g est l'élancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h_c} \text{ ou } \frac{l_f}{b_c} \right)$

Avec :

h_c et b_c : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée ;

l_f : longueur de flambement du poteau.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	$\varnothing_l$ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
9 ^e , 8 ^e et 7 ^e	40x40	8T16	16	10	20
6 ^e , 5 ^e et 4 ^e	50 x50	4T20+8T14	16	10	20
3 ^e , 2 ^e et 1 ^{er}	55 x55	6T20+2T14	20	10	20
RDC	60x60	8T20+4T16	20	10	20

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T _u ^{max} (KN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix
9 ^e , 8 ^e et 7 ^e	40x40	2,86	7,15	2,5	-34,20	N	10	0,05	4T8
						C	20	0,10	4T8
6 ^e , 5 ^e et 4 ^e	50 x50	2,86	5,72	2,5	-36,13	N	10	0,06	4T8
						C	20	0,11	4T8
3 ^e , 2 ^e et 1 ^{er}	55 x55	2,86	5,2	2,5	-26,13	N	10	0,04	4T8
						C	20	0,08	4T8
RDC	60x60	3,33	5,55	2,5	-7,067	N	10	0,009	4T8
						C	20	0,02	4T8

V.3.7 Schéma de ferrailage :

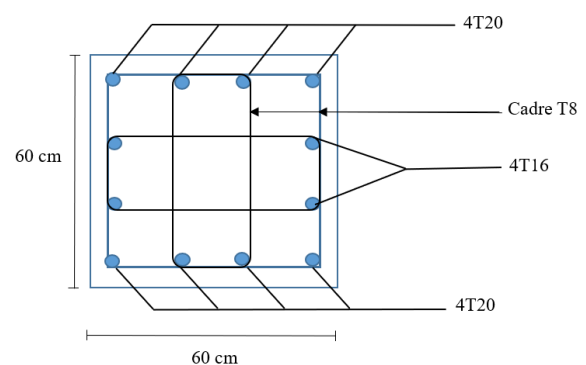
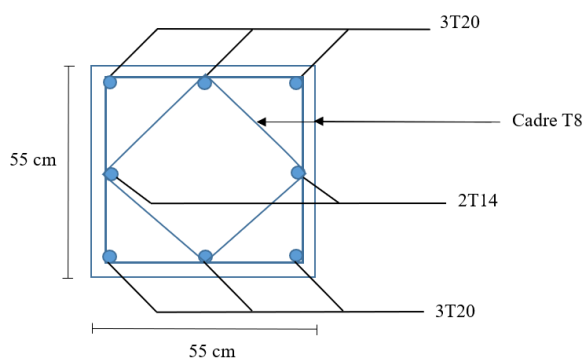
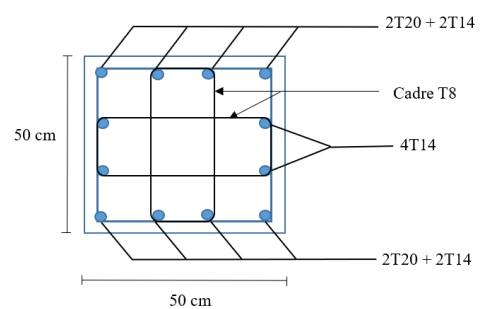
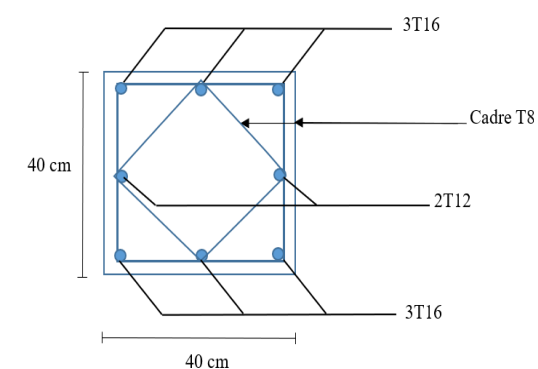


Figure V.7 : Ferrailage des poteaux.**V.4 Ferrailage de voiles :****V.4.1 Introduction :**

Dans le domaine du génie civil, la stabilité et la sécurité des ouvrages face aux diverses sollicitations - notamment gravitaires et horizontales - constituent une exigence fondamentale. Parmi les éléments porteurs utilisés pour assurer cette stabilité, les voiles occupent une place prépondérante. Un voile est un élément de structure vertical, généralement en béton armé, mince par rapport à sa hauteur, conçu pour reprendre des charges verticales (comme les planchers) et surtout des actions horizontales, telles que les effets du vent ou des séismes.

Contrairement aux poteaux, qui reprennent principalement des charges axiales, les voiles ont une fonction structurelle double : ils servent à la fois d'éléments porteurs et de contreventement, contribuant ainsi à la rigidité latérale du bâtiment. De ce fait, ils sont souvent utilisés dans les bâtiments de grande hauteur, les infrastructures soumises à des sollicitations dynamiques, ainsi que dans les zones à fort risque sismique.

Grâce à leur capacité à limiter les déplacements horizontaux et à dissiper l'énergie sismique, les voiles jouent un rôle essentiel dans la conception parasismique. Leur dimensionnement, leur position dans le plan du bâtiment, ainsi que leur interaction avec les autres éléments structuraux sont des paramètres clés à prendre en compte pour garantir la performance globale de l'ouvrage.

V.4.2 Méthode de calcul selon RPA2024 :**1- Ferrailages des voiles et des trumeaux :**

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Pour les voiles élancés (h_w/l_w est supérieur à 2.0), le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppe linéaire du diagramme de moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement d'une distance égale à la hauteur h_{cr} de la zone critique du mur.

Pour les voiles courts (h_w/l_w est inférieur à 2.0), il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant résultants du calcul de structure.

La hauteur h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du mur est estimée comme suit (voir)

$$: h_{cr} = \max (l_w, h_w/ 6)$$

Avec :

h_e : hauteur libre de chaque niveau, et où la base est définie comme étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de murs périphériques adéquats.

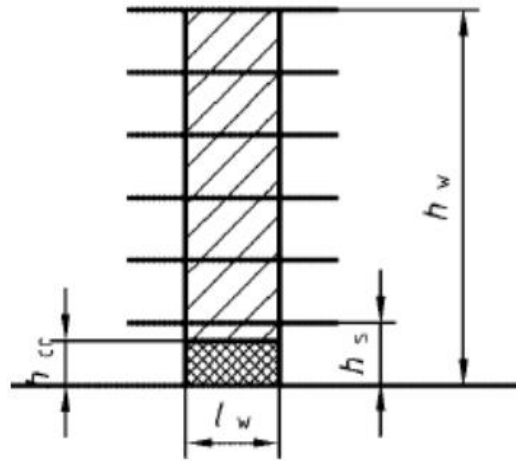


Figure V.7: Zone critique à la base du voile

2- Exigences de ductilité pour la zone critique

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur l_c mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à 0,2% (voir Figure 2.17). Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au mur. La longueur de l'élément de rive doit respecter : $l_c \geq \max (0.15l_w, 1.5b_w)$. Avec :

l_w longueur de la zone comprimée,

b_w largeur de l'âme du voile.

L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

$$b_c \geq \max (20\text{cm} ; h_e / 15)$$

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égale à 0,5% de la surface de la zone confinée.

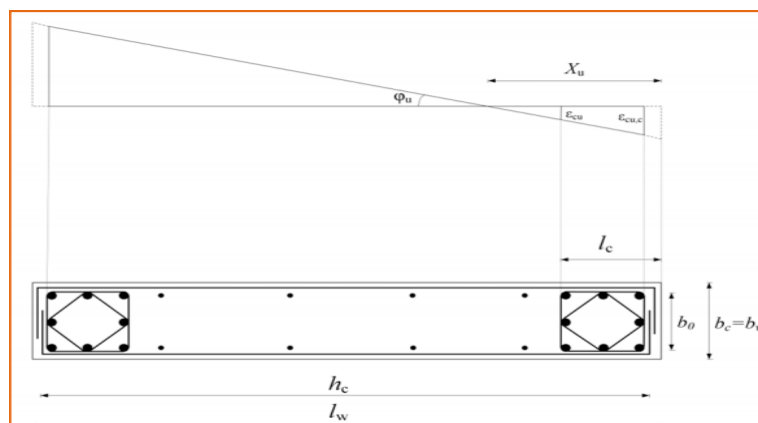


Figure V.9 : Eléments de rive pour les voiles

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingle horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$S_t > \min (b_0 / 2, 12.5\text{cm}, 6\phi_l)$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les éléments de rive.

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} doivent satisfaire :

$$A_t \geq 0,09 S_t \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,3 \cdot S_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

(A_g/A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

Au-dessus de la zone critique, et en respectant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. DTRB.C.-2.41 "CBA 93").

3- Aciers verticaux :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

4- Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des

talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule : $\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z.f_e}$

Avec :

$\bar{V}$: Effort tranchant de calcul.

$Z=0,9d$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%. De plus, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S > \min (1,5b_w, 25\text{cm})$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10$.

V.4.3 Exemple de calcul :

➤ Voile V2, V3 :

1- Dimensionnement du voile:

On a: $h = 4,76 \text{ m}$; $h_p = 0,40 \text{ m} \Rightarrow h_e = 4,36 \text{ m}$

$l_w = 5,04 \text{ m}$,

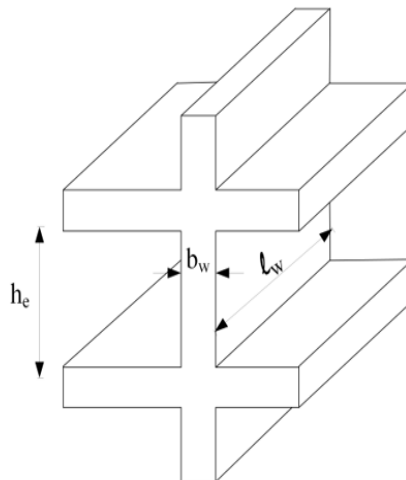
$b_w = 0,22 \text{ m}$,

$h_w = 37,4 \text{ m}$, Avec :

l_w : la longueur des voiles,

b_w : l'épaisseur des voiles,

h_e : la hauteur libre,



Exigence de ductilité pour la zone critique :

✓ La hauteur h_{cr} de la zone critique :

$$h_{cr} = \max\left(l_w, \frac{h_w}{6}\right) = 6,23 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ 2 \times h_e \end{cases} = \begin{cases} 10,08 \text{ m} \\ 8,72 \text{ m} \end{cases}$$

On prend $h_{cr} = 6,23 \text{ m}$

✓ La longueur de l'élément de rive : (l_c)

$$l_c \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$$

$$l_c = \max(0,76 ; 0,33)$$

On prend : $l_c = 0,76 \text{ m}$

✓ L'épaisseur de l'élément de rive (bc) :

$$bc \geq \max(20 \text{ cm}, h_e/20)$$

$$bc > \max(20 \text{ cm}; 21,8 \text{ cm})$$

On prend: $bc = 0,22 \text{ m}$

2- Calcul du ferrailage:

Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée :

On calcule la section d'armatures nécessaire pour une section rectangulaire

$$(l_w, b_w) \Rightarrow (5,04 \text{ m} ; 0,22 \text{ m})$$

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant :

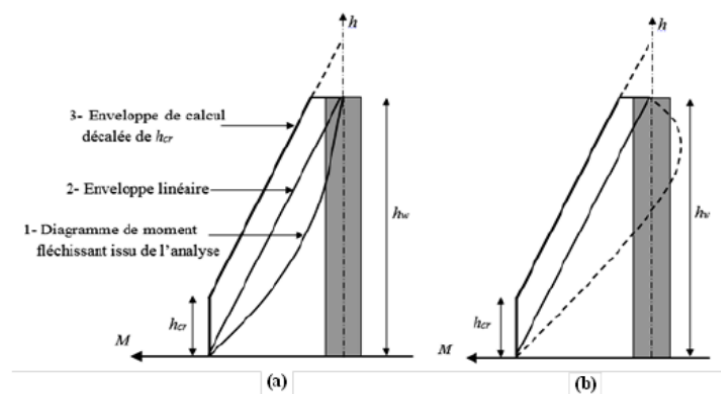


Figure V.10 : L'enveloppe de calcul des voiles.

Le ferrailage des voiles et les vérifications se feront grâce aux programmes Excel respectant les recommandations du RPA 2024 mis en établi pour le ferrailage des voiles.

Tableau V.15 : Ferrailage des voiles.

Niv	Section(cm)	N (KN)	M(KN.m)	Lc	bc	As(cm ²)
8 ^e	(22×504)	442,61	145,71	0,76	0,22	2,61
7 ^e	(22×504)	923,58	419,25	0,76	0,22	2,26
6 ^e	(22×504)	1274,99	499,47	0,76	0,22	4,87
5 ^e	(22×504)	1727,68	615,08	0,76	0,22	8,45
4 ^e	(22×504)	2173,75	721,96	0,76	0,22	12,56
3 ^e	(22×504)	2471,65	800,35	0,76	0,22	15,26
2 ^e	(22×504)	2893,73	1049,65	0,76	0,22	13,52
1 ^{er}	(22×504)	3306,92	1421,54	0,76	0,22	9,63
RDC	(22×504)	3533,28	1755,72	0,76	0,22	6,23

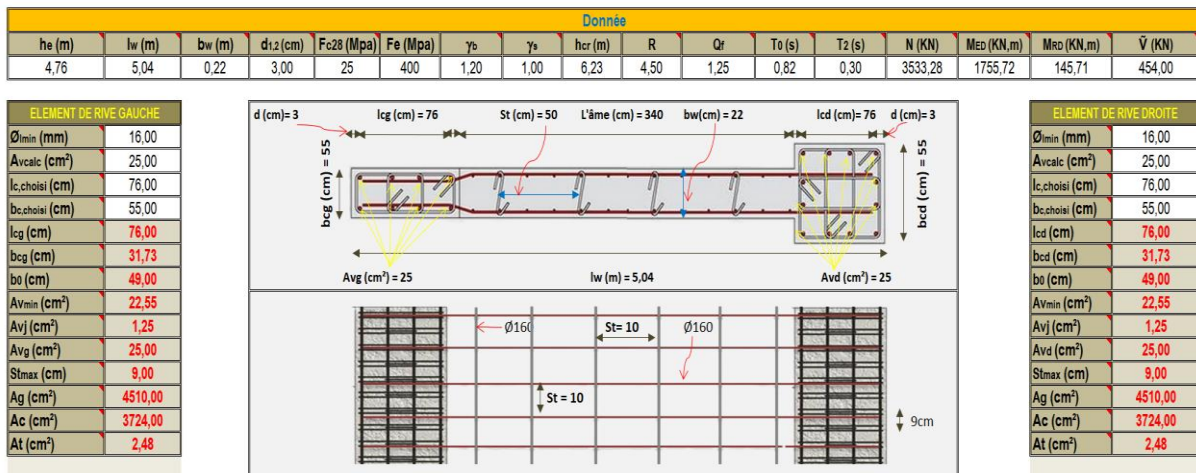
❖ Les vérifications :

- Ferrailage du voile :

FERRAILLAGE DES VOILLES DE LA ZONE EN DESSUS DE LA ZONE CRITIQUE

R.P.A 2024

Vers 1.0



- Les espacements :

L'AME			
L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)	
$\varnothing_i$ (mm)	16,00	$\varnothing_i$ (mm)	16,00
Stchoisi (cm)	10,00	Stchoisi (cm)	10,00
Stmax (cm)	25,00	Stmax (cm)	25,00
$\varnothing_{lmin}$ (cm)	0,80	z (cm)	428,00
$\varnothing_{lmax}$ (cm)	2,75	A _h (cm ²)	0,27
A _{sv} (cm ²)	144,76	A _{sh} (cm ²)	253,34

- La condition de ductilité locale :

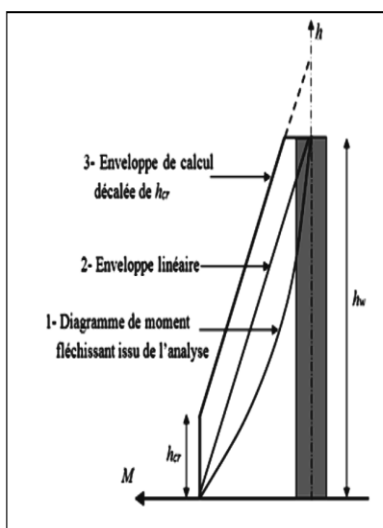
Conditions de ductilité locale			
ELEMENT DE RIVE GAUCHE		ELEMENT DROITE	
v _d (KN)	F _{yd} /F _{cd}	v _d (KN)	F _{yd} /F _{cd}
0,13	19,20	0,13	19,20
ω _v	χ _u	ω _v	χ _u
0,36	275,15	0,36	275,15
V _{nc} (cm ²)	V _{st} (cm ²)	V _{nc} (cm ²)	V _{st} (cm ²)
2320052,00	319488,00	2320052,00	319488,00
E _{cu}	ω _{vd}	E _{cu}	ω _{vd}
0,0035	0,14	0,0035	0,14
α _n	α _s	α _n	α _s
0,73	0,85	0,73	0,85
α	E _{cu,c}	α	E _{cu,c}
0,62	0,01	0,62	0,01
E _{sy}	μ _{se}	E _{sy}	μ _{se}
0,0020	85,76	0,0020	85,76
l _{c,calcul} (cm)	ω _{vd}	l _{c,calcul} (cm)	ω _{vd}
195,43	4,4524	195,43	4,4524
Condition vérifiée		Condition vérifiée	

- Les moments fléchissant :

ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT

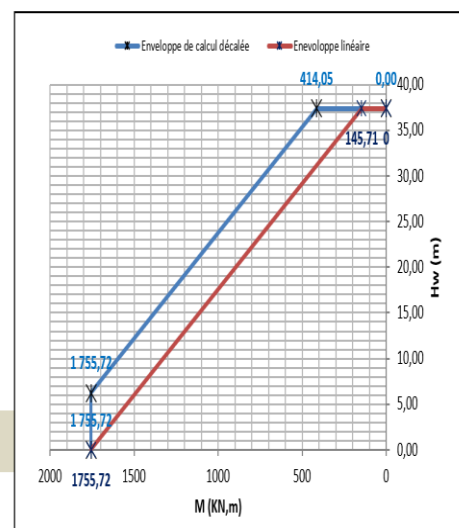
R.P.A 2024

Vers 1.0



Nombre d'étages	9
h _e (m)	4,36
h _w (m)	5,04
h _w (m)	37,4
M InferMax	1755,72
M SuperMax	145,71
h _{cr} 1 [7,22]	6,233333
h _{cr} [7,23]	6,233333

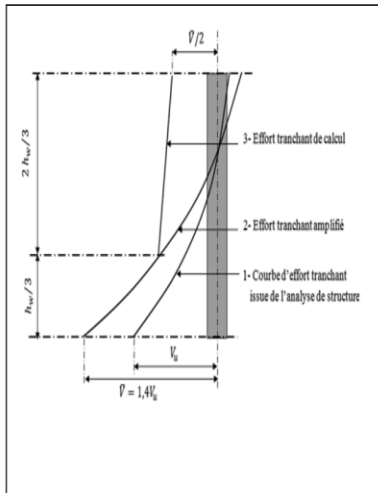
H _i [m]	4,76
M _i [KN.m]	1755,72



ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES EFFORTS TRANCHANTS

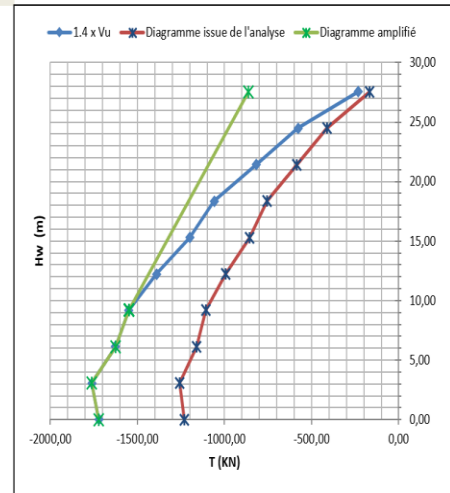
R.P.A 2024

Vers 1.1



Nombre d'étages	9
H _i [m]	6,12
T _i [kN]	-1626,80

Niveau	H _i Cumulées [m]	T _i [kN]
0	0,00	1230
1	3,06	1258
2	6,12	1162
3	9,18	1106
4	12,24	993
5	15,30	857
6	18,36	757
7	21,42	584
8	24,48	412
9	27,54	166
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		

**Conclusion :**

On précise que le dimensionnement du voile est fait uniquement à la base, et les armatures de confinement calculées sont obligatoires sur la hauteur de la zone critique ($h_{cr} = 6,23$ m) et non pas sur la hauteur totale du voile.

CHAPITRE VI :

ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ❖ Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- ❖ Transmettre les charges et les surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

A. Importance de l'étude des Fondations :

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de première importance.

La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle que soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation.

B. Reconnaissance du lieu et du sol.

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

A une profondeur de 3 m par rapport au terrain naturel le sol est une marne grisâtre, le rapport du sol donne les informations suivantes :

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à $\sigma_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bars}$ avec un ancrage de **3,57 m** sous le niveau du sous-sol -2,72.

C. Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol.
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.

- ❖ La distance entre axes des poteaux

Les semelles seront de trois natures :

- ❖ Semelles isolées ;
- ❖ Semelles filantes ;
- ❖ Radiers généraux.

VI.2. Calcul des fondations

VI.2.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B},$$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B$

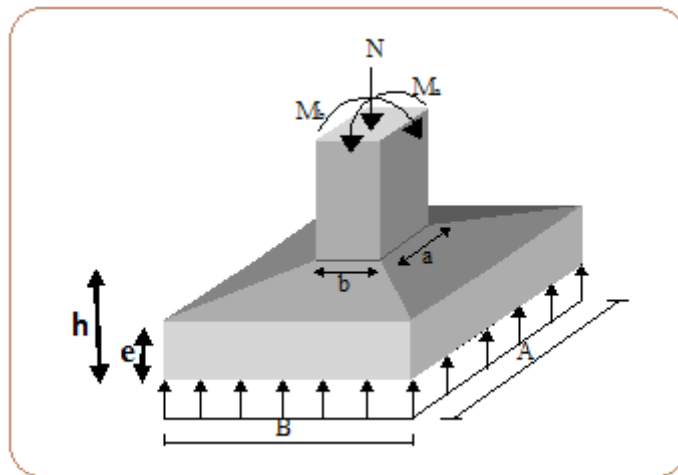


Figure VI.1: Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

$$S = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \times B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}; B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

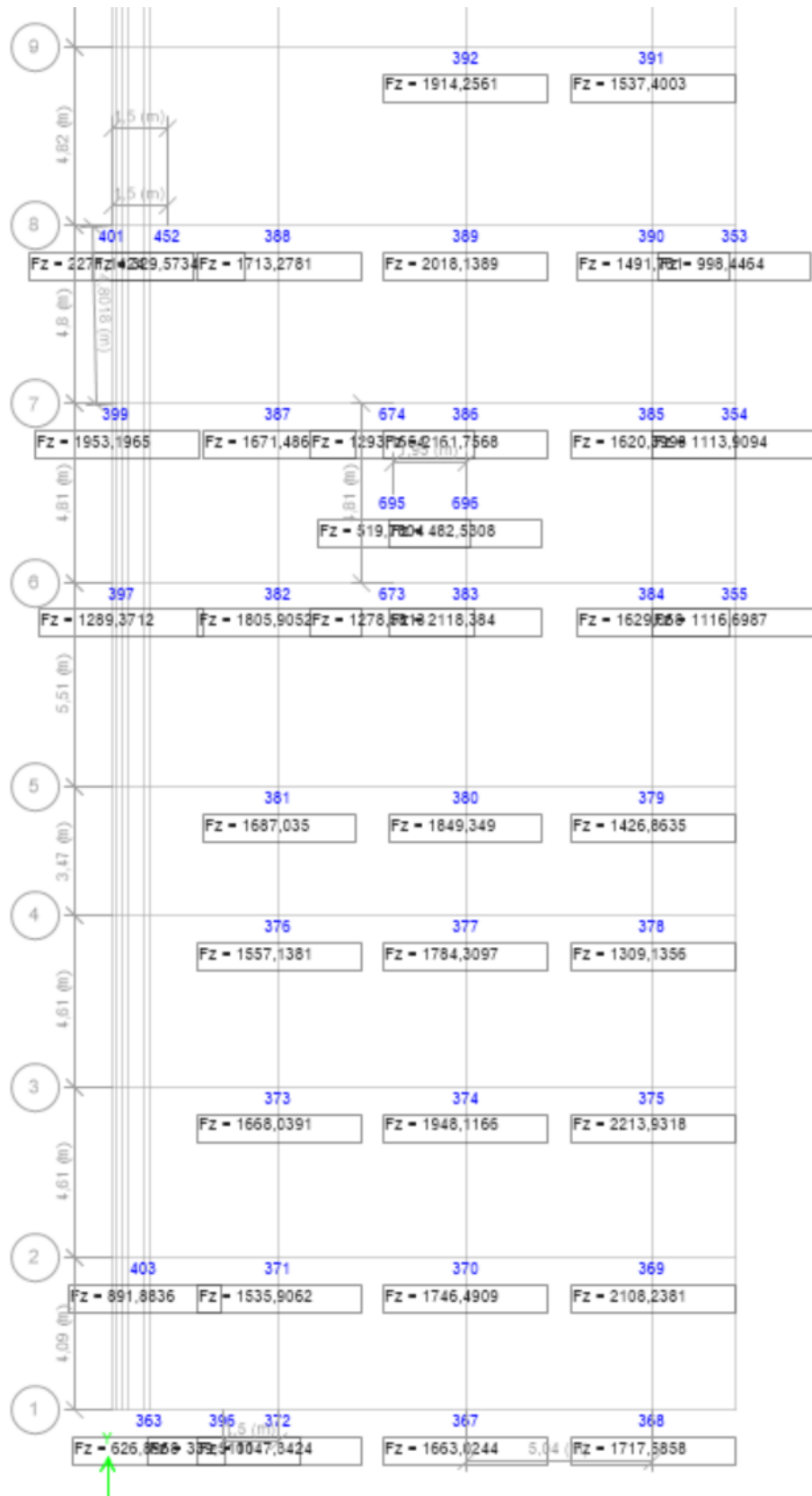


Figure V.2 : Réaction verticale la base des voiles et poteaux (ELS)

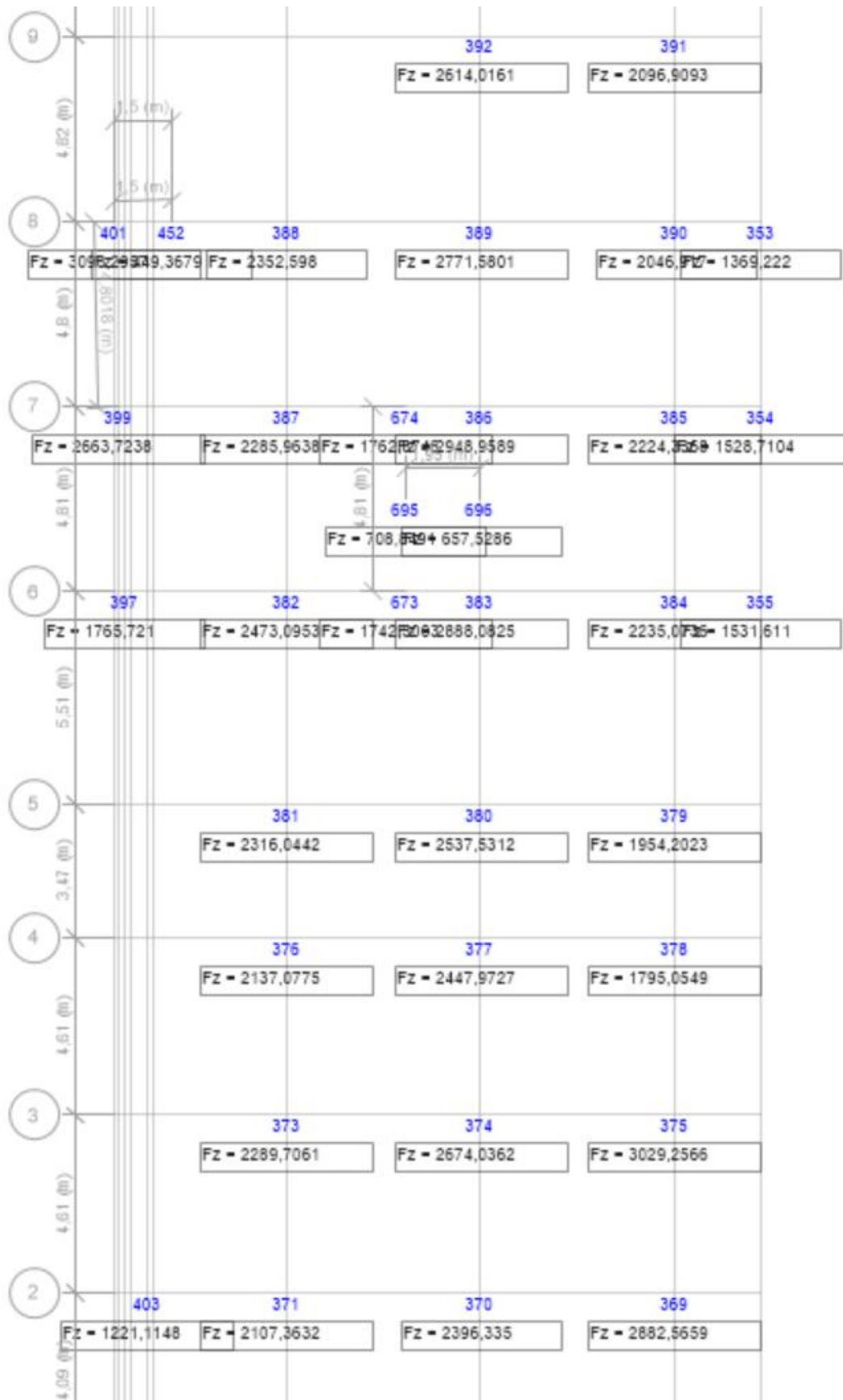


Figure VI.3 : Réaction verticale à la base des voiles et poteaux (ELU)

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

On ajoute à la réaction obtenue par ETABS le poids du RDC et du Sous-sol revenant au poteau le plus sollicité

$$N_{\text{RDC}} = N_G + N_Q = 7,10 \times 25 + 2,5 \times 25 = 240 \text{ KN plancher RDC}$$

$$N_{\text{sous-sol}} = (25 \times 0,16) \times 25 + 2,5 \times 25 = 162,5 \text{ KN plancher sous-sol}$$

$$N_{\text{ETABS}} = 2018,14 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{\text{total}} = 2018,14 + 240 + 162,5 = 2420,64 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{2420,64}{180}} = 3,67 \text{ m}$$

On prend $A=B=3,75 \text{ m}$

Vérification du chevauchement entre deux semelles :

$$L_{\text{min}} = 3,09 \text{ m} \geq 1,5B = 5,63$$

Donc il y a un chevauchement entre les semelles, on passe donc à l'étude des semelles filantes.

VI.2.2. Calcul des semelles filantes :

➤ Semelles filantes sous poteaux :

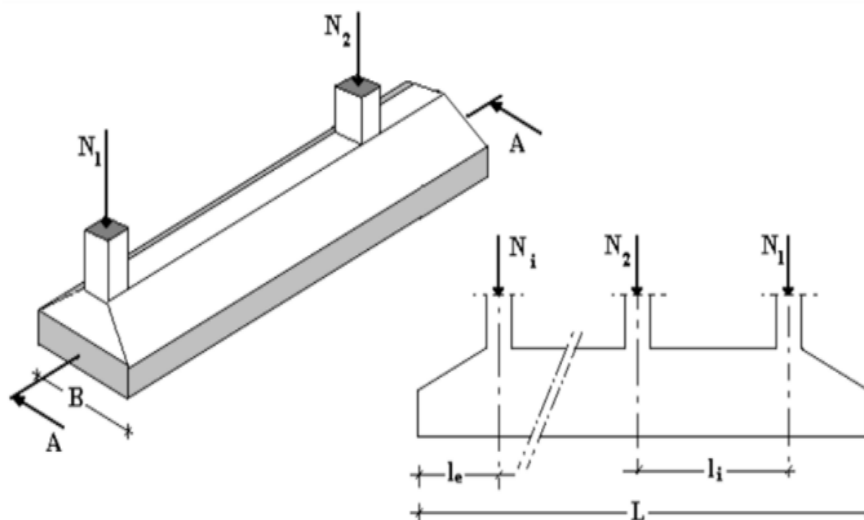


Figure VI.4 : Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.2.2.1 : Dimensionnement :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau. VI.1: dimensionnement des semelles filantes sous voiles.

Files	N(KN)	S(m2)	L(m)	B(m)	B choisie (m)
SF1	6594,36	36,64	14,55	2,52	2,55
SF2	7242,52	40,24	14,70	2,74	2,80
SF3	6550,09	36,39	12	3,03	3,10
SF4	5370,58	29,84	12	2,49	2,60
SF5	5683,25	31,57	15,12	2,09	2,10
SF6	10678,01	59,32	15,30	3,88	4,10
SF7	11253,91	62,51	15,45	4,05	4,10
SF8	10262,34	57,01	15,60	3,65	3,70
SF9	3931,66	21,84	6	3,64	3,70

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{384,41}{469,25} = 81,92\%$$

Conclusion :

On constate que la section totale des semelles filante est supérieure à 50% de la section de l'ouvrage. Il y a aussi un chevauchement des semelles.

Donc il est recommandé d'opter pour un radier général.

VI.2.3. Radier général :**VI.2.3.1. Introduction :**

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.2.3.2. Surface nécessaire du radier :

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = G + Q = 59449,03 kN \\ \sigma_{sol} = 1,8 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve : $S \geq 330,27 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 469,25 \text{ m}^2$

Donc la surface totale du radier est $469,25 \text{ m}^2$

VI.2.3.3. Pré dimensionnement de radier :**1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :**

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- Condition forfaitaire :**

$$h_{r1} \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec : } L_{\max} : \text{La longueur maximale entre les axes des poteaux.}$$

$L_{\max} = 5.51 \text{ m}$

Donc : $h_{r1} \geq 27,55 \text{ cm}$.

- Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1m}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (effort normal agissant sur le radier)

$$N_u = 81361.82 \text{ kN}$$

$$L = 5.51; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0.9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_{r2} \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} b (0.9\bar{\tau})} = 21.23\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_{r2} = 21.23\text{cm}$$

$$\text{Donc : } h_r \geq \max(h_{r1}; h_{r2}) = 27.55\text{cm}$$

On prend : **$h_r = 40 \text{ cm}$**

Le radier étant nervuré on se propose de déterminer la hauteur de la nervure par la condition de sa raideur

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k \cdot b}}$$

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier} \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E : Module d'élasticité du béton (on prend $E = 32164.20\text{MPa}$).

b : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b = 1\text{m}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0.5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0.5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K = 4[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

La hauteur de la nervure h_N du radier doit être supérieure à la valeur de la formule suivante :

$$\sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\text{max}}}{\pi} \right)^4}{E}}$$

On aura : $h_N > 82 \text{ cm}$

On prend : $h_N = 85 \text{ cm}$

B=	1,20	m
h₂ =	0,40	m
h₁ =	0,85	m
b₁ =	0,40	m

2. Dimensionnement des nervures :

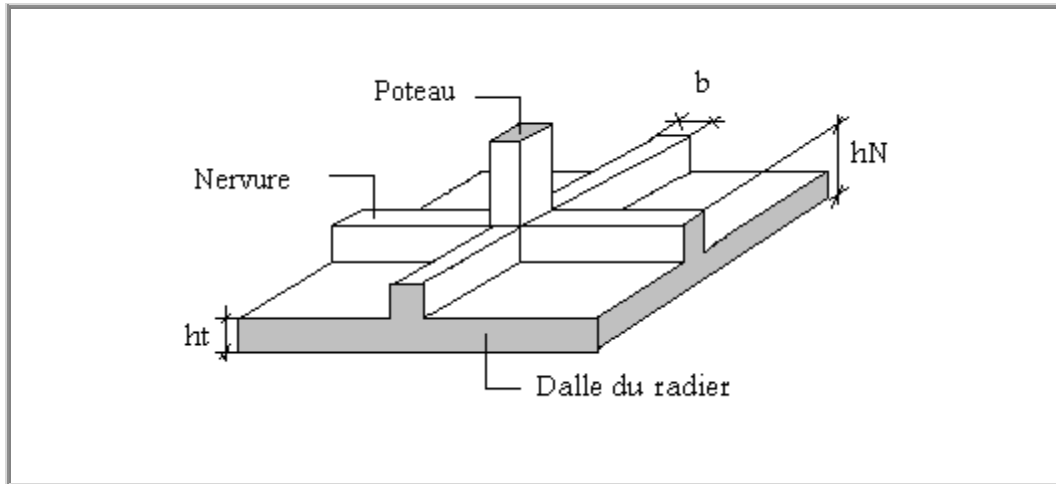


Figure. VI.5: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

a. largeur des nervures

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{551}{10} = 55,1 \text{ cm} \Rightarrow b = 55 \text{ cm}$$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier **hr = 40 cm**

- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 85 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm} \end{cases}$

VI.2.3.4. Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 7.41 \text{ m} \\ Y_G = 18.80 \text{ m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 51681.50 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 7393.97 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.2.3.5. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 : $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

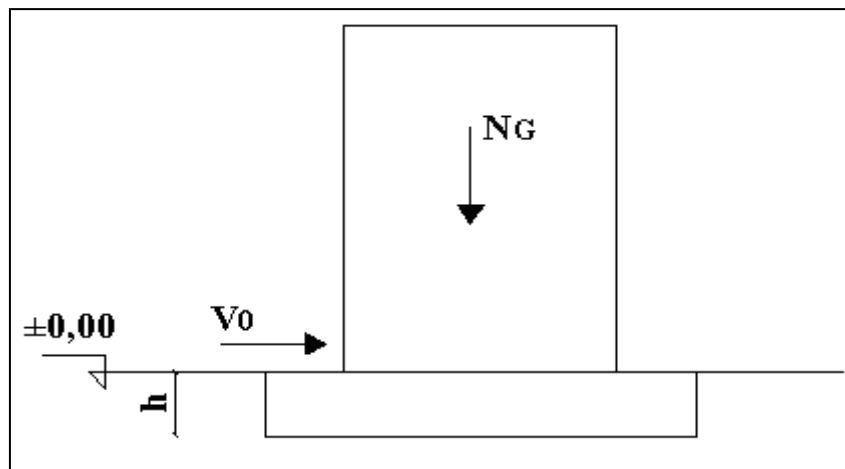
Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

M_0, V_0 : sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.



FigureVI.6 : Schéma statique du bâtiment

Sens x-x :

$\sum M_0 = 25160,08 \text{ kN.m}$; $V_0 = 1273,27 \text{ kN}$; $h = 4,08 + 0,85 = 4.93 \text{ m}$

$M_R = 31437,30 \text{ kN.m}$

$N_G = N_{G1} + N_{G2}$

Avec :

N_{G1} : Poids propre de la superstructure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

On a : $N_{G1} = 59449,03 \text{ kN}$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S_r \cdot h = 25 \times 469,25 \times 0,40 = 4692,5 \text{ kN}$$

Donc : $N_G = 64141,53 \text{ kN}$

$$M_s = N_G \cdot X_G = 64141,53 \times 7,41 = 475288,74 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 475288,74 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 15,12 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y :

$$\sum M_0 = 59033,38 \text{ kN.m} ; V_0 = 1366,24 \text{ KN} ; h = 4,08 + 0,85 = 4,93 \text{ m}$$

$$M_R = 35876,46 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N_G \cdot Y_G = 64141,53 \times 18,80 = 1205860,76 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 33,61 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.2.3.6 Vérification des contraintes dans le sol :

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{65393,93}{469,25 \times 10^2} = 1,39 \text{ bar} < 1,8 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{\max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

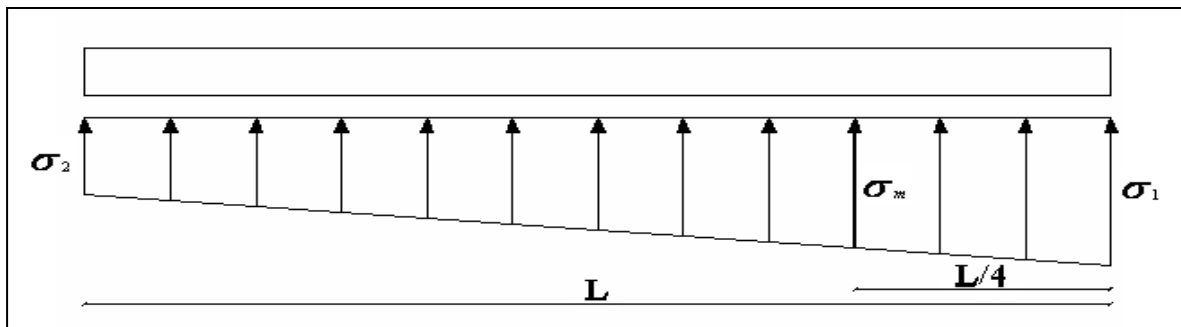


Figure VI.7 : Contraintes sous le radier

ELU : On a : $N_u = 89498,002 \text{ kN}$

$$S = 469,25 \text{ m}^2$$

Sens x-x :

Sens y-y

$$X_G = 7,41 \text{ m}$$

$$I_{YY} = 7393,97 \text{ m}^4$$

$$M_{rev} = 25160,08 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{YY}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 215,94 \\ \sigma_2 = 165,51 \end{cases}$$

$$Y_G = 18,80 \text{ m}$$

$$I_{xx} = 51681,50 \text{ m}^4$$

$$M_{rev} = 29140,90 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 201,33 \\ \sigma_2 = 180,13 \end{cases}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VI.2: Vérification des contraintes à l'ELU

	$\sigma_1(kPa)$	$\sigma_2(kPa)$	$\sigma_m(kPa)$
Sens x-x	215,94	165,51	203,33
Sens y-y	201,33	180,13	196,03
Vérification	$<1.5. \sigma_{sol} = 270kPa$	>0	$<1.33. \sigma_{sol} = 239,4kPa$

ELS :On a: $N_{ser} = 65393,93kN$; $S = 469,25m^2$ **Sens x-x :****Sens y-y :**

$$X_G = 7,41 \text{ m}$$

$$I_{YY} = 7393,97 \text{ m}^4$$

$$M_{rev} = 25160,08 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{YY}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 164,57 \\ \sigma_2 = 114,14 \end{cases}$$

$$Y_G = 18,80 \text{ m}$$

$$I_{xx} = 51681,50 \text{ m}^4$$

$$M_{rev} = 29140,90 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{YY}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 149,96 \\ \sigma_2 = 128,76 \end{cases}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS

	$\sigma_1(kPa)$	$\sigma_2(kPa)$	$\sigma_m(kPa)$
Sens x-x	164,57	114,14	151,96
Sens y-y	149,96	128,76	144,66
Vérification	$<1.5. \sigma_{sol} = 270kPa$	>0	$<1.33. \sigma_{sol} = 239,4kPa$

VI.2.3.7 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

1- Ferrailage de la dalle du radier :**a. Détermination des efforts :**

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,035}{5,16} = 0,98 < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,85M_x$
 $M_{ty} = 0,85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$ (autre appui)

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,75M_x$
 $M_{ty} = 0,75M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

b. Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 203,33\text{kN/m}$$

$$\text{ELS: } q_{\text{ser}} = \sigma_m^{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 151,96\text{kN/m}$$

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Calcul des moments à l'ELU

Lx (m)	Ly (m)	Ly/ Lx	Mx	μ_y	Qu(kN/ m)	Mx (KN.m)	Mtx (KN.m)	My (KN.m)	Mty (KN. m)	Max (KN.m)	May (KN.m)
5,035	5,16	0,96	0,040 1	0,909 2	203,33	207,08	176,02	188,28	160,0 3	103,54	94,14

d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($\nu=0,2$) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELS

Lx (m)	Ly (m)	Lx/ Ly	Mx	μ_y	Qs (kNm)	Mx (kNm)	Mtx (kNm)	My (kNm)	Mty (kNm)	Max (kNm)	May (kNm)
5,03 5	5,14	0,96	0,0474	0,9385	151,96	182,60	155,21	171,37	145,66	54,78	51,38

e. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=40\text{cm} ; d=0,9h=36\text{cm}$$

Tableau VI.6 : Calcul des armatures à E LU

	Sens	Mu (KN.m)	μ	α	Z (cm)	As' (cm ² /ml)	Ascal (cm/ml ²)	As min (cm ² /ml)	Choix	Asadp (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	176,02	0,0907	0,12	35,24	0	14,36	324	8T20	25,13	14
	y-y	145,66	0,0825	0,11	35,4	0	13	3.20	8T20	25,13	14
Appui	x-x	103,54	0,0534	0,069	35,98	0	8,27	3.24	6T16	16,08	16
	y-y										

- **Espacement :**

$$\text{Esp} \leq \text{Min.} (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min.} (120.\text{cm}; 33.\text{cm}) = 33\text{cm}$$

En travée :**Sens x-x**

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t = 14 \text{ cm}$.

Sens y-y

$$\text{Esp} \leq \text{Min} (4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (160.\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < 40\text{cm}$$

On prend $S_t = 14 \text{ cm}$

Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

f- vérifications nécessaires

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.7 : Vérifications CNF

	Sens	$A_s^{adp}(cm^2)$	$A_s^{min}(cm^2)$	Vérifications
Travée	x-x	25,13	4.34	Oui
	y-y	25,13	4.34	Oui
Appui	x-x	16,08	4.34	Oui
	y-y			

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.8 : Vérifications des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	155,56	0	7,17	15	191,12	201.60	Non
	y-y	145,99	0	6,73	15	179,36	201.60	Non
Appui	x-x	91,51	0	5,18	15	195,19	201.60	Non
	y-y							

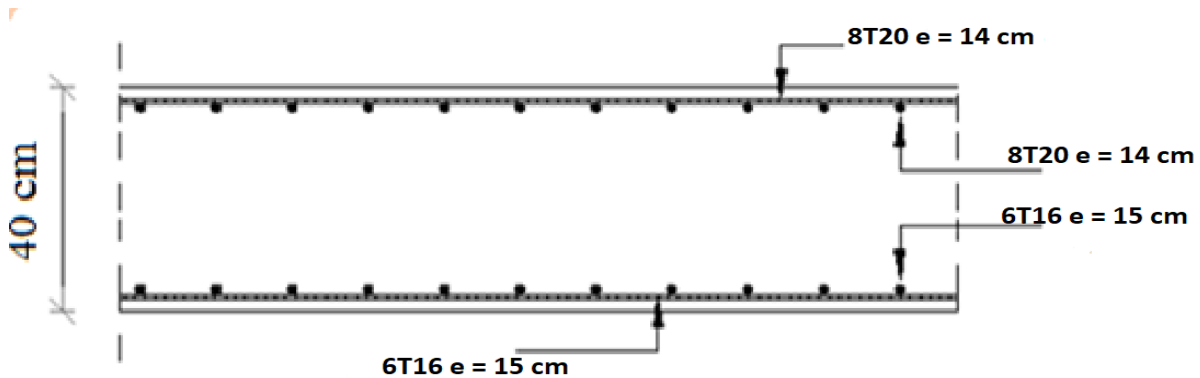


Figure VI.8 : Ferrailage de la dalle du radier

2- Ferrailage des nervures :

a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b. Calcul des armatures :

$b = 55\text{cm}$; $h = 85\text{cm}$; $d = 76,5\text{cm}$

- Sens non porteur (x-x) :

$$L = 5,04\text{ m} ; q_u = 203,33\text{KN/ml} \dots\dots\dots M_0 = \frac{qL^2}{8} = 645,61\text{KN.m}$$

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

	M_u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	548,77	0,105	0,139	77,5	20,37	8T20	25,13
Appuis	322,81	0,062	0,080	79,4	11,69	6T16	12,06

- Sens porteur (y-y) :

$$L = 5,51\text{m} ; q_u = 203,33\text{KN/ml} \dots\dots\dots M_0 = \frac{qL^2}{8} = 771,64\text{KN.m}$$

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	655,89	0,125	0,167	76,50	24,65	8T20	25,13
Appuis	385,82	0,074	0,09	78,86	14,065	8T16	16,08

c. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,31.\text{cm}^2$$

Tableau VI.11 : Vérification CNF

		$A_s^{adp}(cm^2)$	A_s^{min}	Vérification
Sens x	Travée	25,13	5,45	Oui
	Appuis	12,06	5,45	Oui
Sens Y	Travée	25,13	5,45	Oui
	Appuis	16,08	5,45	Oui

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_s = 151,96 \text{ KN/ml}$$

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens		M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
x-x	T	410,13	25,13	5,54	15	91,78	201,6	Oui
	A	241,25	12,06	3,076	15	44,10	201,6	Oui
y-y	T	490,69	25,13	6,63	15	109,82	201,6	Oui
	A	288,35	16,08	3,68	15	52,73	201,6	Oui

- ✓ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{203,33 \times 5,51}{2} = 560,17 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{560,17 \times 10^3}{550 \times 800} = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- ✓ Armatures transversales :

BAEL 91 modifier 99 :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} ; \quad K = 1 \text{ (pas de reprise de bétonnage)}$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = 1,05 \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} = 0,64 ; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

RPA 2024 :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 . s . b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 19.20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 42,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 1.6 \text{ cm}$$

$f_c = 400 \text{ Mpa}$; $\tau_u = 1,27 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$; $b = 55 \text{ cm}$; $d = 80 \text{ cm}$

On trouve :

$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

d. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses. Pour les bâtiments courants on a $3 \text{ cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau

$h = 85 \text{ cm}$ $A_p = 3 \times 0.85 = 2.55 \text{ cm}^2$

On adopte **3T12=3,39 cm²**

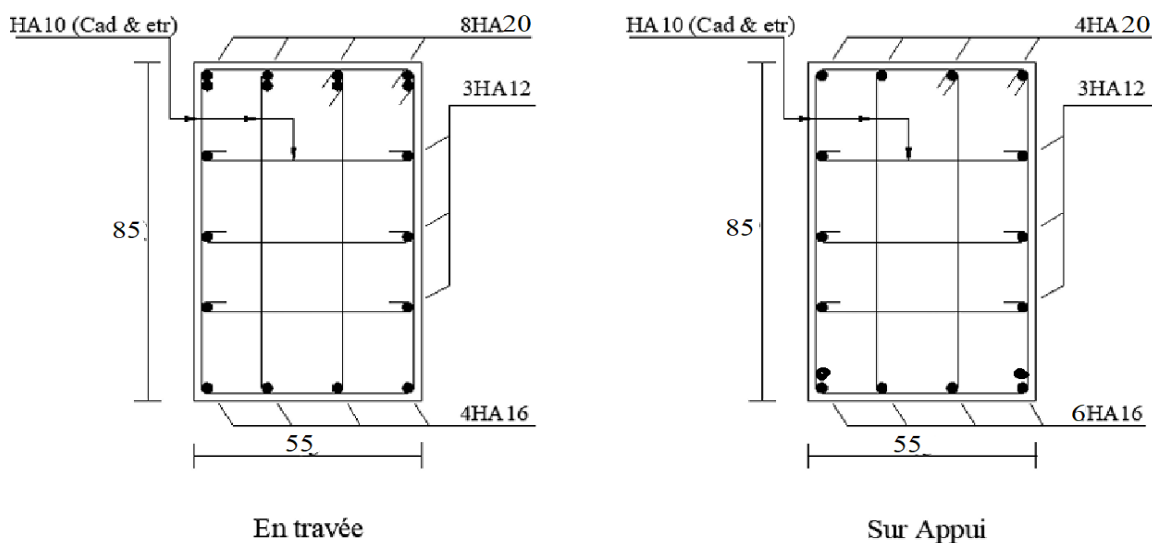


Figure IV.9 : Ferrailage de la nervure dans le sens porteur

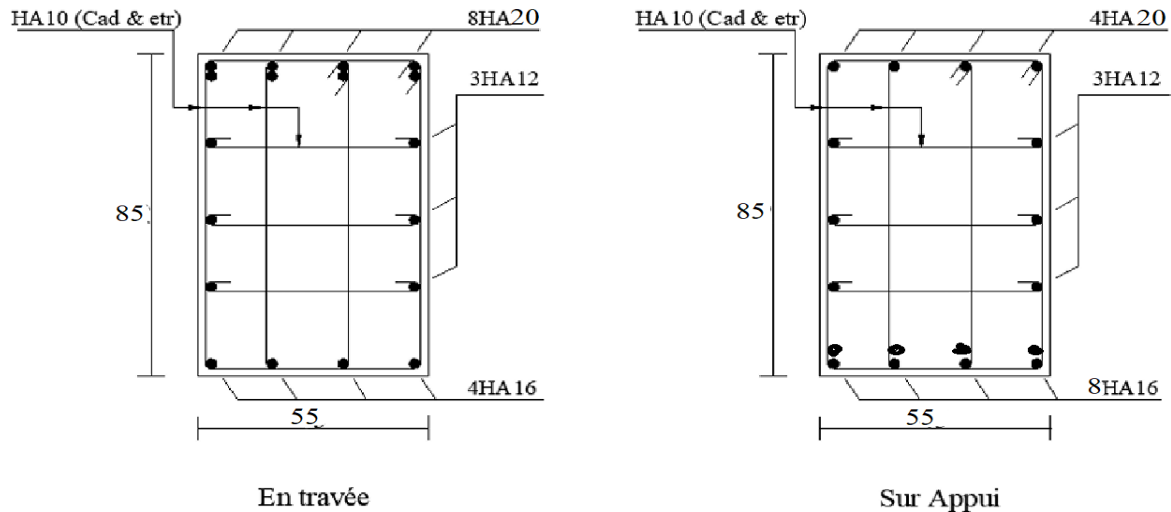


Figure IV.10 : Ferrailage de la nervure dans le sens non porteur

3- Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

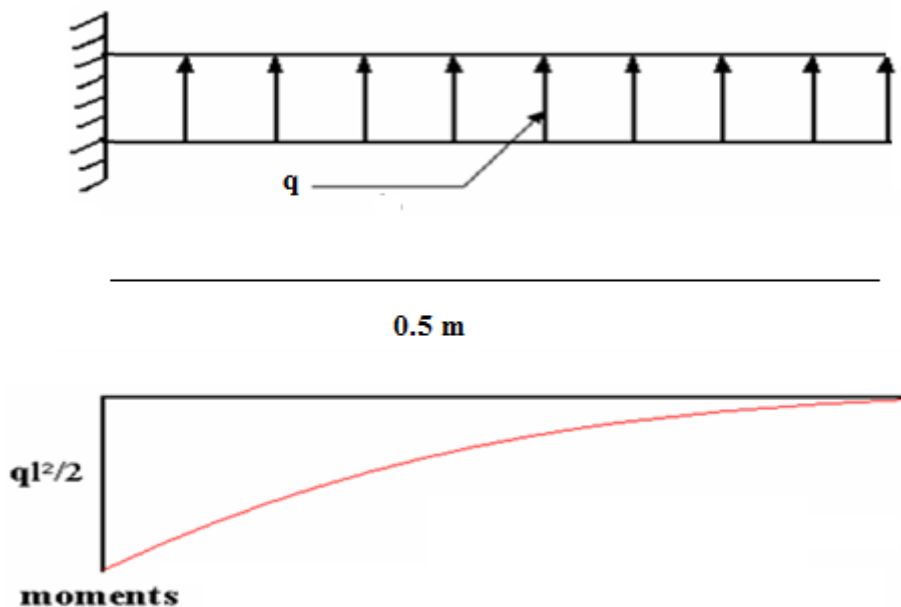


Figure VI.11. Schéma statique de débord

a. Calcul de ferrailage :

$q_u=203,33\text{kN/ml}$, $b=55\text{cm}$, $h=40\text{ cm}$, $f_{c28}=25\text{ MPa}$, $\sigma_{bc}=14,2\text{ MPa}$, $\sigma_s=348\text{ MPa}$

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 25,42\text{ kN.m}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : Ferrailage des débords

$M_u(\text{KNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
25,42	2,06	5T12	5.65	20

- **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41\text{cm}^2 \leq A_r \leq 2.82\text{cm}^2$$

On va adopter 5T10=3.93cm², S_t=10cm

b. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (cv)$$

- **Vérification de l'espacement :**

Armatures longitudinales :

$$S_t = 20\text{cm} < \text{Min}[3h = 120\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \dots\dots (c.v).$$

Armatures de répartitions :

$$S_t = 10\text{cm} < \text{Min}[4h = 160\text{cm}; 45\text{cm}] = 45\text{cm} \dots\dots (c.v).$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$q_{\text{ser}} = 151,96 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = 29.78 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14: Vérifications des contraintes du béton et d'acier

$M_{\text{ser}}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérification
19	5,65	3,55	15	143,9	201.6	OK

- **Vérification du contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{203,33 \times 0,5}{2} = 50,83 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{50,83 \times 10^3}{550 \times 350} = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation (BAEL91 mod 99) :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{55} = 0,73 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0026 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,8 > 0,085 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

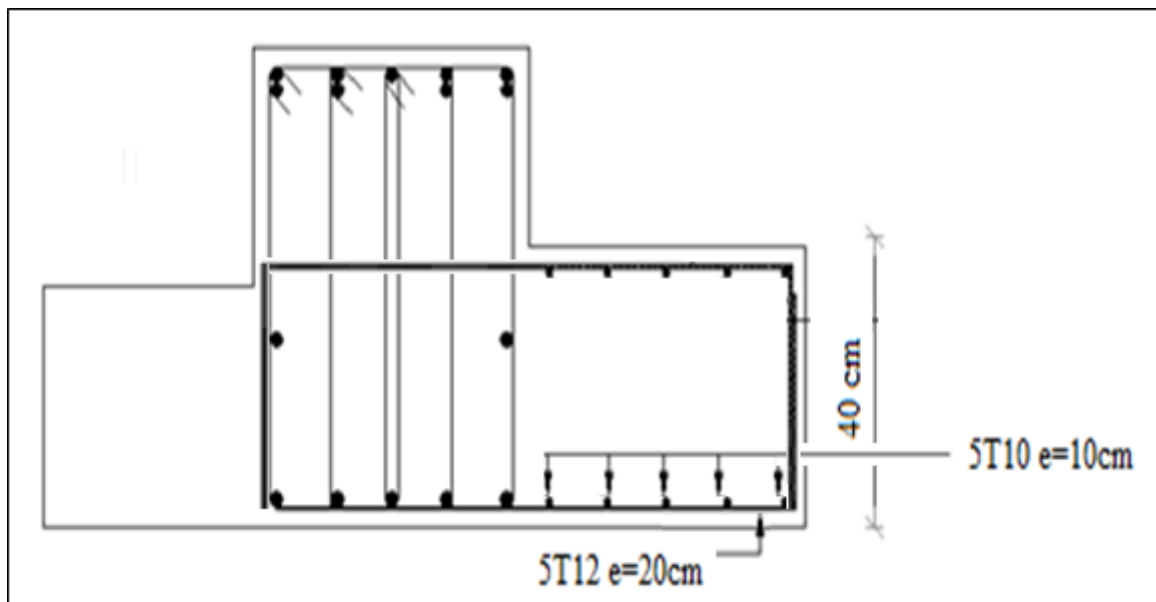


Figure IV.12 : Ferrailage du debut.

VI.3. Etude du voile périphérique

VI.3.1. Introduction :

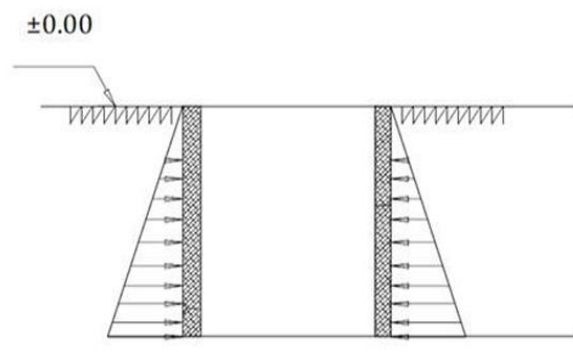
Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.3.2. Pré dimensionnement :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 5.04 \text{ m} ; L_y = 5.51 \text{ m} ; e = 18 \text{ cm.}$$



Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99**, la charge des poussées des terres est donnée par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q : contrainte à la base sur une bande de 1m,

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne,

γ : poids spécifique des terres ($\gamma_h = 18.60 \text{ kN/m}^3$),

H : hauteur du voile ($H = 4.08 \text{ m}$).

$$\phi = 23.83^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.42$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 31.87 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1.35Q = 43.03 \text{ kN/ml}$$

VI.3.4. Effort dans la dalle :

$$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0447 ; \mu_y = 0.8036$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 48,86 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 39,10 \text{ kN}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 41,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 33,24 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 24,43 \text{ kNm}$$

VI.3.5. Calcul du ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 18 \text{ cm} ; d = 16,2 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	41,53	0,173	0,239	11,7	10,16	7T14	10,78	14
	y-y	33,24	0,139	0,188	12,02	7,95	7T12	7,92	14
Appuis	x-x	24,43	0,10	0,13	12,3	5,71	7T12	7,92	14
	y-y								

VI.3.6. Vérification nécessaire :

- **Condition de non fragilité :**

Les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; & A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; & A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{min} = 0,0008 \left(3 - \frac{4,9}{5,25} \right) \frac{100 \times 18}{2} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2$$

En travée

$$\begin{cases} A_x = 7.91 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,61 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5.50 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis

$$\begin{cases} A_x = 5.50 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,61 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5.50 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 65.45 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 54.56 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 65.45 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{146,43 \cdot 10^3}{1000 \times 162} = 0,404 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- **Vérification a L'ELS :**

- a. **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 31,87 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0518$$

$$\mu_y = 0,8646$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 41,93 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 36,26 \text{ kNm}$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 35,64 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 30,82 \text{ kNm}$$

Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 20,97 \text{ kNm}$$

- b. **Vérification des contraintes :**

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.16 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	35,64	10,78	8,25	15	OK
	y-y	30,82	7,92	6,14	15	OK
Appuis	x-x	20,97	7,92	5,15	15	OK
	y-y					

c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément [6].

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,035 \geq 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,045 > 0,037 \text{ à } 0,028 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 4,8.10^{-3} < 5.10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

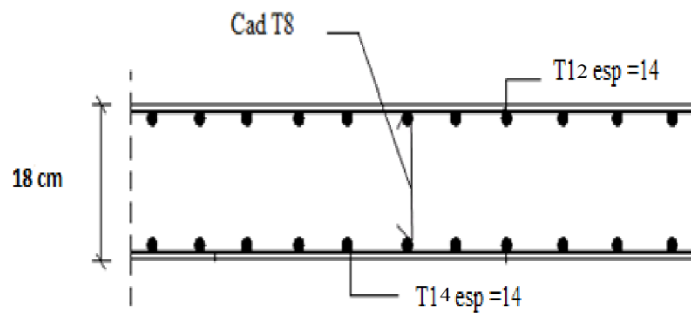


Figure VI.13: Ferrailage du voile périphérique sens x-x.

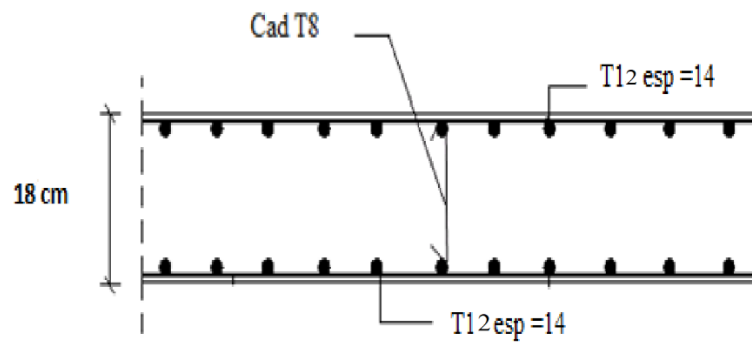


Figure VI.14: Ferrailage du voile périphérique dans le sens y-y.

VII. CONCLUSION GENERALE

La réalisation de ce Projet de Fin d'Études, intitulé « Etude d'un hôtel en béton armé (R+9+Entresol) », a constitué pour moi une étape marquante de mon parcours académique en Algérie au sein de l'Université Saad Dahlab – Blida 1. Elle a représenté une expérience à la fois exigeante, formatrice et enrichissante, me permettant de mettre en œuvre les savoirs théoriques acquis tout au long de ma formation et de les confronter à la réalité d'un projet d'ingénierie structurelle complexe.

Ce travail m'a offert l'opportunité d'explorer en profondeur les différentes phases d'une étude de structure en béton armé dans un contexte parasismique, en m'appuyant sur les normes et les textes réglementaires en vigueur, notamment le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). J'ai également mobilisé des outils numériques professionnels, tels que ETABS V22 pour l'analyse dynamique tridimensionnelle de la structure, et SOCOTEC pour le dimensionnement des armatures, ce qui nous a permis d'atteindre un niveau élevé de précision et de rigueur.

L'étude a débuté par une présentation détaillée du projet et des matériaux mis en œuvre, avant de passer au prédimensionnement des éléments porteurs : poteaux, poutres, voiles et planchers. Cette étape, loin d'être anodine, s'est révélée essentielle pour la fiabilité des vérifications ultérieures, notamment celles liées à l'analyse dynamique.

La structure étudiée présente une irrégularité en plan et en élévation, m'obligeant à adopter des stratégies spécifiques, comme le renforcement des sections de poteaux et l'ajout de voiles porteurs, pour améliorer le comportement global de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques. J'ai aussi constaté que la disposition des voiles, bien plus que leur simple quantité, conditionne l'efficacité du contreventement. Leur implantation stratégique dans le bâtiment a permis d'en optimiser la performance.

Le troisième chapitre de l'étude a été consacré au ferrailage des éléments secondaires, le ferrailage des éléments résistants ; à savoir les poteaux et les poutres a été fait respectivement en flexion composée et en flexion simple en utilisant le logiciel SOCOTEC, ceci m'a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps. Pour le ferrailage des voiles, j'ai appliqué la nouvelle méthode introduite dans le RPA2024.

Concernant les fondations, les charges importantes transmises à la base de l'ouvrage ont rendu inapplicables les solutions classiques en semelles isolées ou filantes. J'ai donc opté pour un radier nervuré, plus adapté aux caractéristiques mécaniques du sol et aux efforts à reprendre.

Au final, ce projet m'a permis de mieux appréhender la complexité de l'ingénierie sismique, en intégrant à la fois les contraintes normatives, les exigences de modélisation numérique, et les choix de conception structurelle. Il constitue une synthèse concrète de mes apprentissages et une première immersion dans la réalité professionnelle. J'espère que ce modeste travail pourra être utile aux futurs étudiants et contribuer, à sa manière, à la dynamique de formation dans le domaine du Génie Civil.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 2024 (DTR – B.C 2.48).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93 (DTR – B.C. 2-41).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C. 2.2).

Cours et documents

- Cours du béton armé (3^e ; 4^e et 5^e année) ;
- Cours de la dynamique des structures (4^e année) ;
- Cours de résistance des matériaux (2^e ; 3^e ; 4^e année) ;
- Cours de génie parasismique (5^e année) ;
- Cours de fondation (4^e année) ;
- Travaux pratique de modélisation (4^e et 5^e année) ;
- Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;
- Mémoire fin d'étude des anciens étudiants.

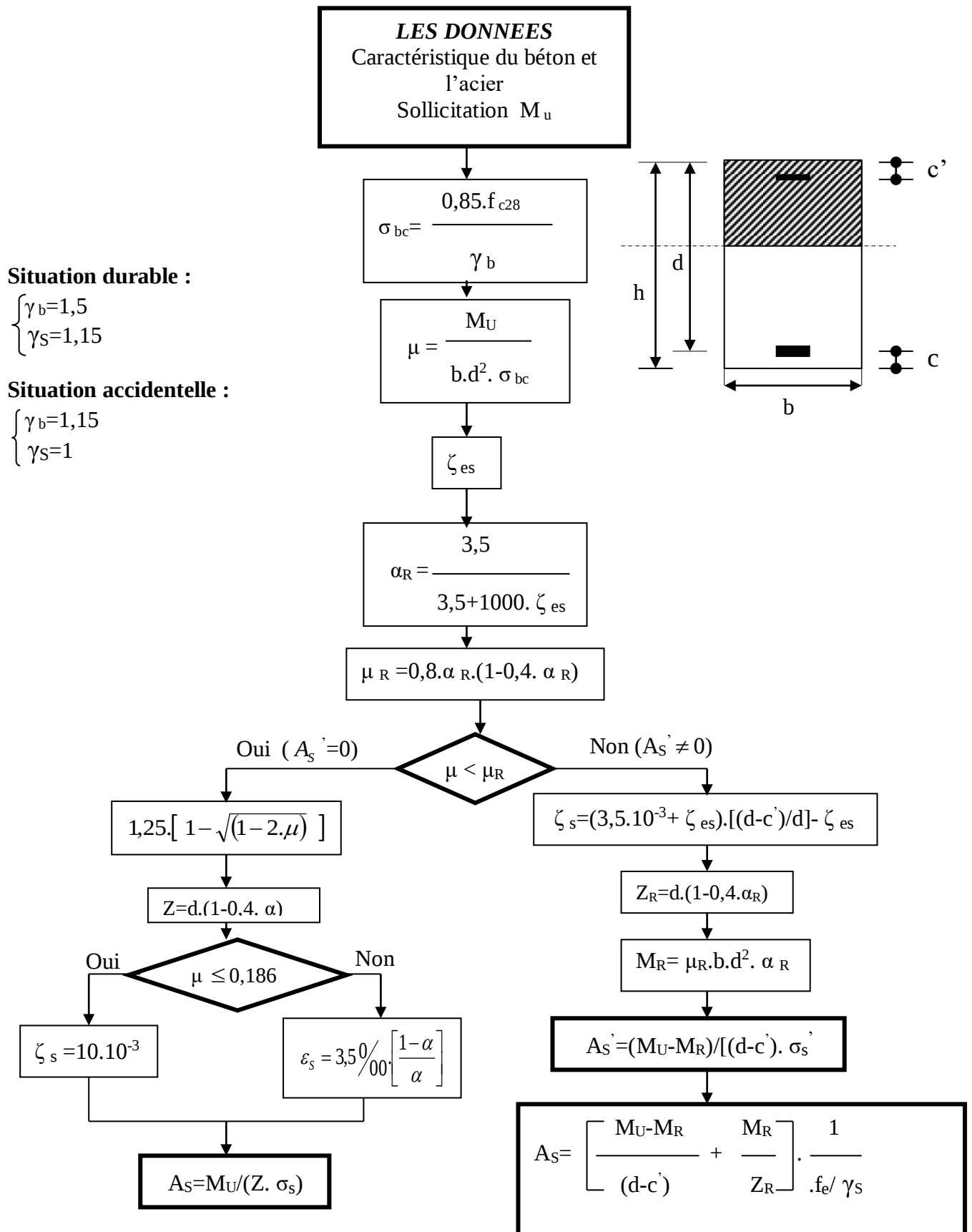
Logiciels

- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel ETABS
- Logiciel SOCOTEC
- Logiciel de calcul Excel développé.

ANNEXE (F) : ORGANIGRAMME DE CALCUL

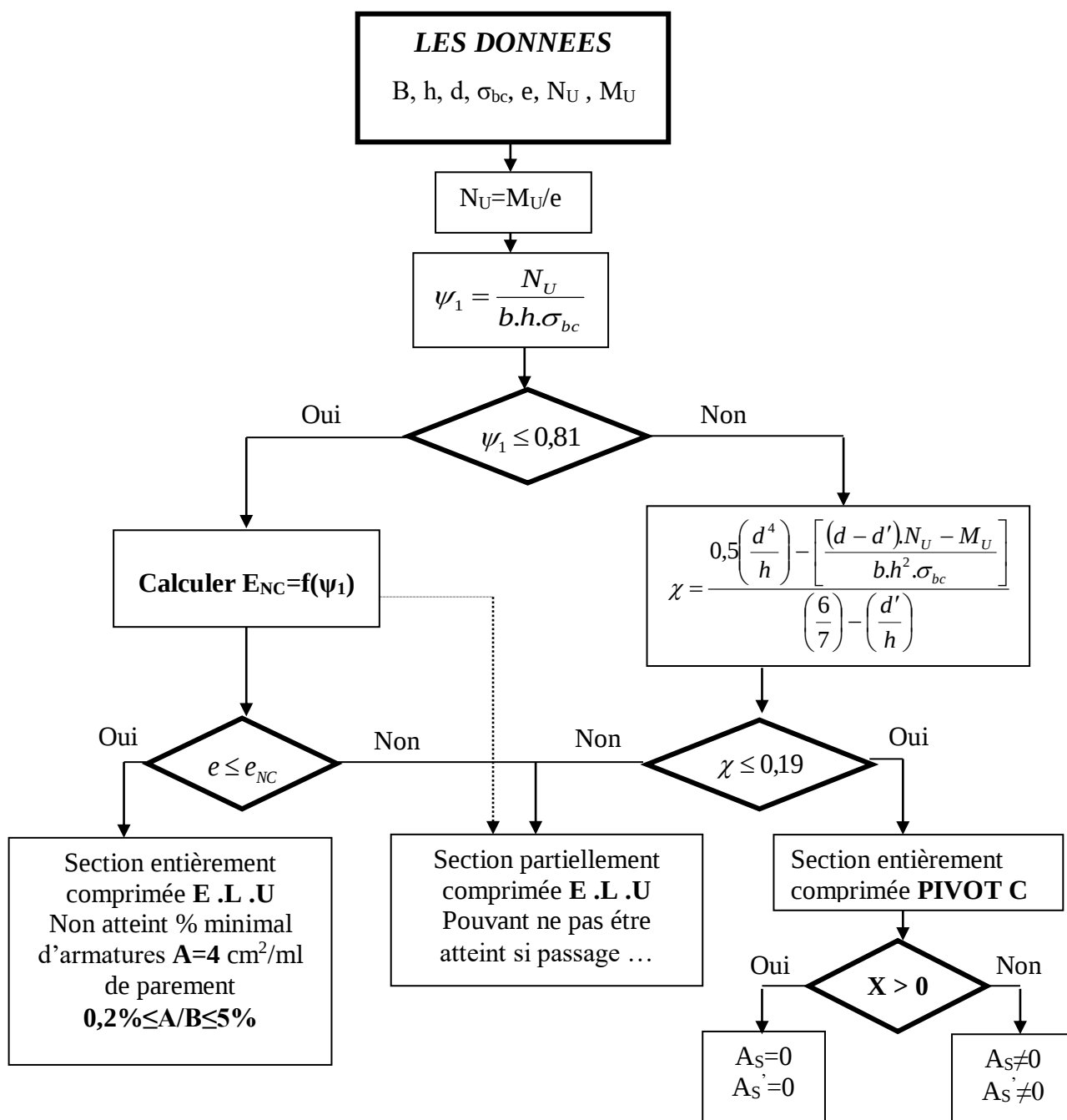
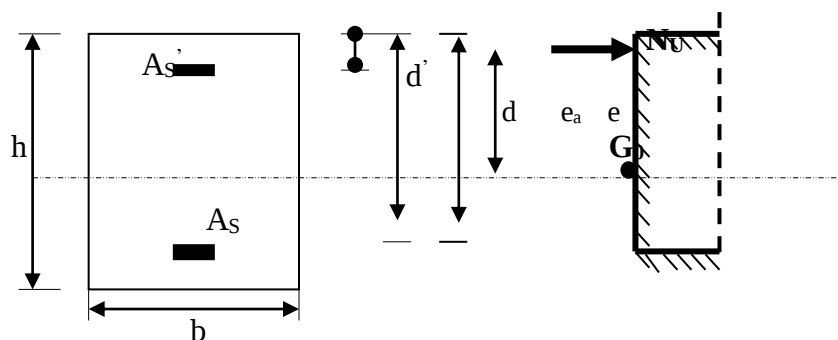
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



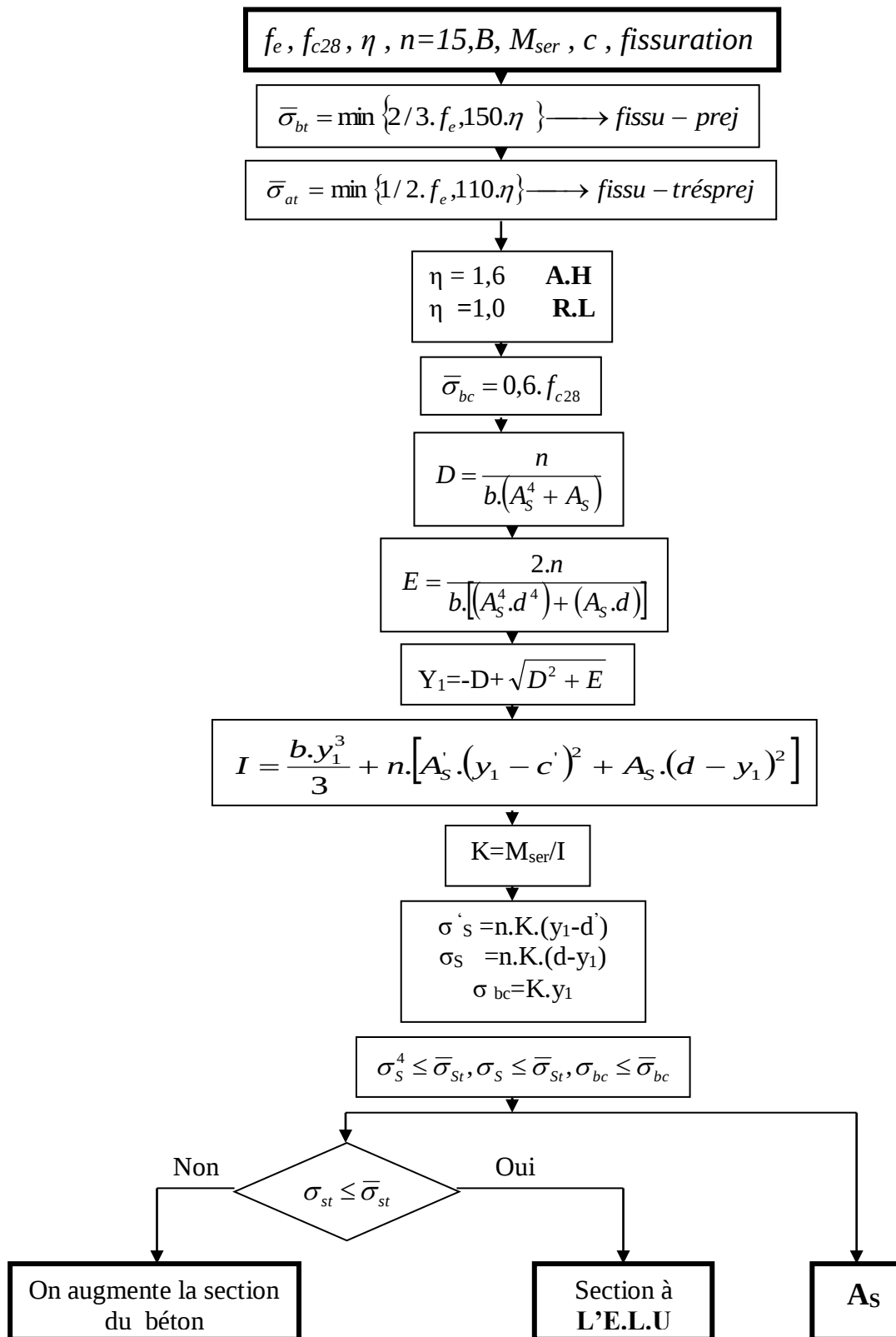
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

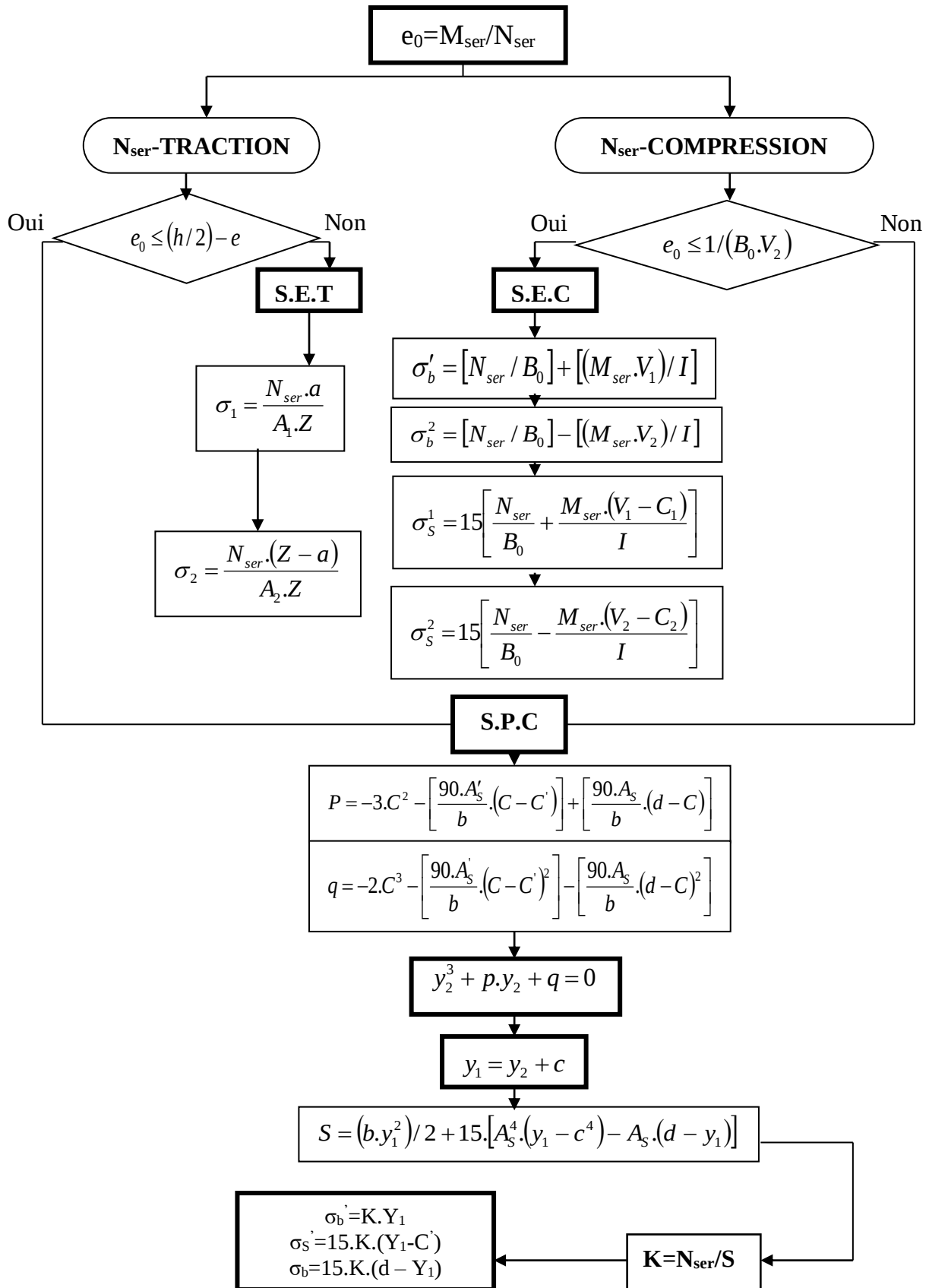


ORGANIGRAMME -III-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

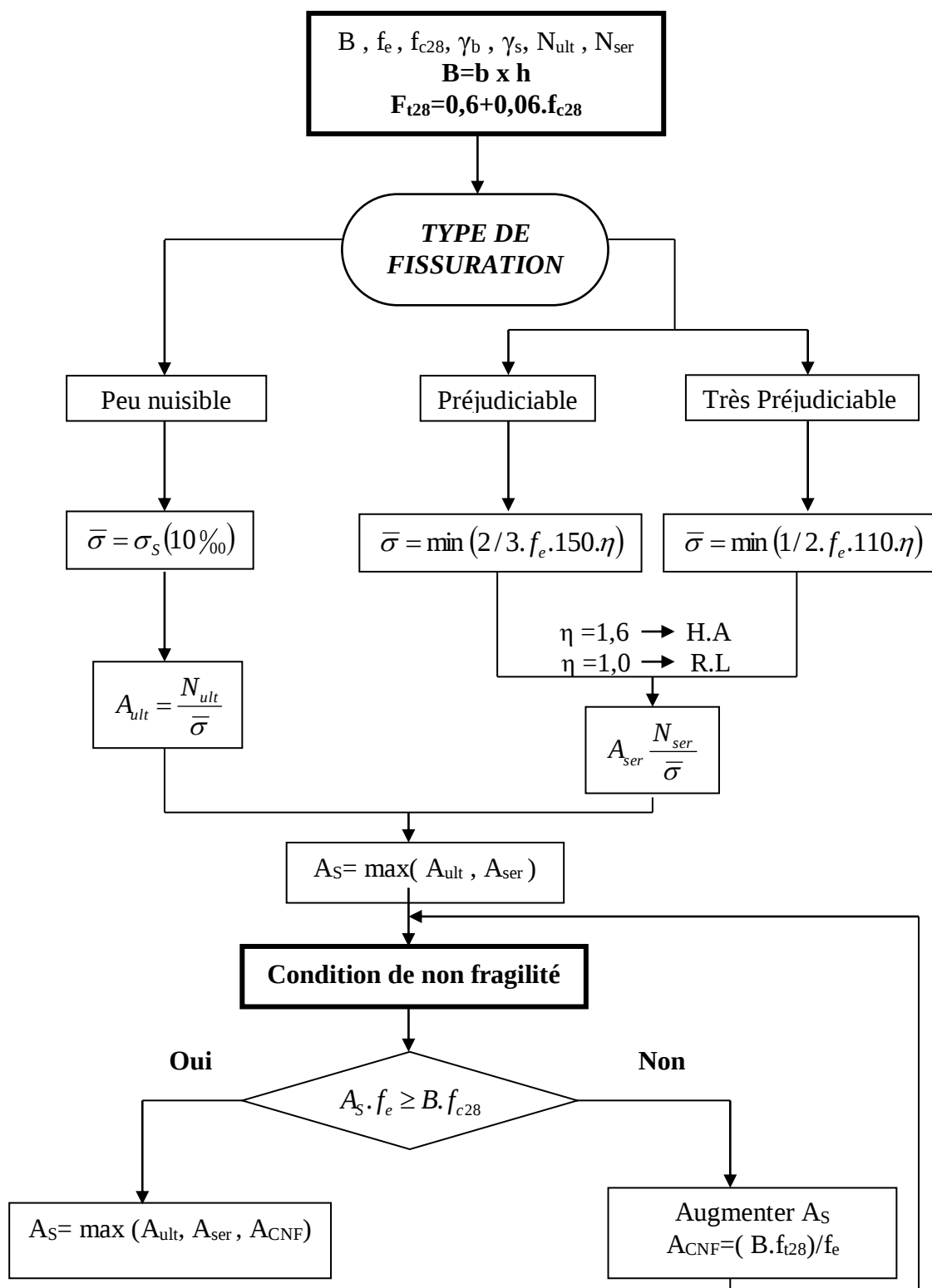


ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

