

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURES

Par :

AOUAD Meriem

BENLEBBAD Zineb

Sujet

« ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT DE 2 SOUS-SOLS+R+8 DE FORME IRREGULIERE A USAGE MULTIPLE »

Soutenu publiquement en septembre 2022, devant le jury composé de :

Mr BEZZAR ABDELILLAH
Mme MEDJAHED AMINA
Mr GHENNANI BOUBEKEUR

Université de Tlemcen
Université de Tlemcen
Université de Tlemcen

Président
Examinatrice
Encadreur

Année universitaire : 2021 / 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions ALLAH de nous avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail.

Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements à notre encadreur Mr GHENNANI BOUBEKEUR, pour toute sa gentillesse, ses précieux conseils et sa grande patience avec nous.

On saisit également cette opportunité pour remercier les membres de bureau de CTC ouest qui nous ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail.

On remercie également les membres de jurys Mr BEZZAR ABDELILLAH et Mm MEDJAHED AMINA pour l'effort qu'ils font dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université de TLEMCEM, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Avec un cœur ouvert et une immense joie, je dédie ce modeste travail :

A ma famille qui m'a doté d'une éducation digne, son amour a fait de moi ce que
je suis aujourd'hui.

Particulièrement à mon père, pour son soutien et la confiance qu'il m'a
accordée.

A ma mère qui m'a soutenu et encouragé durant toutes ces années.

A mon frère et sa femme, mes sœurs et leurs maris, mes proches et à ceux qui
me donnent de l'amour et de la vivacité.

A ma chère binôme ZINEB et sa famille, merci pour tous les efforts que tu as fait
pour moi, merci pour les bons moments qu'on a partagés ensemble.

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de
succès.

A tous ceux que j'aime.

A. Meriem

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher papa.

A la femme qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable maman

Sans oublier mes deux frères qu'ALLAH me les gardes et les protège sont mes compagnons de vie.

A ma chère binôme MERIEM, pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

A tous mes amies : << Wissem , Rania, Soumia , Rihab , Nadia et Yasmine >>

B. Zineb

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage d'habitation et commercial, composé de deux sous-sols, un rez-de-chaussée et de 8 étages, implanté dans la wilaya de Tlemcen (Algérie), classé en Zone I selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La résistance de la structure est assurée par un système des portiques contreventés par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul par élément finis SAP2000v14 pour étudier et analyser le comportement dynamique de la structure étudiée.

Mots clés : bâtiment, ferrailage, béton armé, voile, SAP2000, RPA 99/2003, BAEL91, CBA93.

Abstract

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building for residential and commercial use, consisting of two basements, a ground floor and 8 floors, located in the wilaya of Tlemcen (Algeria), classified in Zone I according to the Algerian Seismic Regulations (RPA 99 version 2003).

The resistance of the structure is ensured by a system of gantries braced by sails. The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements have been established in accordance with the Algerian regulations in force: the Algerian seismic rules (RPA99) version 2003 and the rules for the design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93)

The seismic analysis of the structure was carried out by the calculation software SAP2000v14 to study and analyze the dynamic behavior of the studied structure.

Keywords: building, reinforcement, reinforced concrete, sail, SAP2000, RPA 99/2003, BAEL91, CBA93.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى غير منتظم الشكل للاستخدام السكني والتجاري، المتكون من طابقين سفليين وطابق أرضي و8 طوابق، والذي يقع في ولاية تلمسان (الجزائر)، المصنفة في المنطقة الأولى وفقاً لقواعد الزلازل الجزائرية RPA 99 إصدار 2003.

يتم ضمان مقاومة الهيكل من خلال نظام من الجسور المدعمة بالجدران. تم تحديد أبعاد وحساب التعزيزات لجميع العناصر المقاومة وفقاً للقواعد الجزائرية المعمول بها: قواعد الزلازل الجزائرية (RPA99) إصدار 2003 وقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93).

تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل بواسطة برنامج الحساب SAP2000v14 لدراسة وتحليل السلوك الديناميكي للبناء المدروس.

الكلمات المفتاحية: بناء، تسليح، خرسانة مسلحة، حجاب، SAP2000، RPA 99/2003، BAEL91، CBA93

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet.

I.1. Implantation de l'ouvrage	2
I.2. Description architecturale	2
I.3. Caractéristiques géométriques	2
I.3.1. Dimensions en plan	2
I.3.2. Dimensions en élévation	2
I.4. Conception structurale	3
I.4.1. Ossature de la structure	3
I.4.2. Planchers	3
I.4.3. Maçonnerie	3
I.4.4. Acrotère	3
I.4.5. Escaliers	3
I.4.6. Ascenseur	3
I.4.7. Fondations	4
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.5.1. Le béton	4
I.5.2. L'acier	7
I.6. Hypothèses du calcul	8

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments.

II.1. Prédimensionnement des éléments :	9
II.1.1. Introduction :	9
II.1.2. Prédimensionnement des éléments non structuraux :	9
II.1.3. Prédimensionnement des éléments structuraux :	13
II.2. Evaluation des charges et surcharges :	17
II.2.1. Planchers :	17
II.2.2. Murs :	19
II.2.3. Les escaliers :	20

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

III.1. Etude du plancher :	23
III.1.1. Type des poutrelles :	23

III.1.2.	Évaluation des charges et surcharges :.....	24
III.1.3.	Détermination des effort internes :.....	24
III.1.4.	Calcul de ferrailage :.....	26
III.2.	<i>Etude de l'acrotère</i> :.....	33
III.2.1.	Evaluation des charges et surcharges :.....	33
III.2.2.	Détermination des efforts internes :	34
III.2.3.	Calcul du ferrailage :	34
III.3.	<i>Etude des escaliers</i> :.....	38
III.3.1.	Types des escaliers :	38
III.3.2.	Evaluations des charges et surcharges :.....	38
III.3.3.	Détermination des efforts internes :	38
III.3.4.	Calcul de ferrailage :.....	40
III.3.5.	Poutre palière (type2) :.....	43
III.4.	<i>Etude de l'ascenseur</i> :.....	48
III.4.1.	Caractéristique de l'ascenseur :.....	48
III.4.2.	Dimensionnement de la dalle :.....	48
III.4.3.	Evaluation des charges et surcharges :.....	49
III.4.4.	Vérification du poinçonnement :.....	49
III.4.5.	Détermination des efforts internes :	51
III.4.6.	Calcul du ferrailage :	54

Chapitre IV : Etude dynamique.

IV.1.	<i>Introduction</i> :	56
IV.2.	<i>Etude dynamique</i> :.....	56
IV.3.	<i>Méthode de Calcul</i> :	56
IV.4.	<i>Combinaisons d'action</i> :	57
IV.5.	<i>Modélisation de la structure</i> :.....	57
IV.6.	<i>Modélisation de rigidité</i> :.....	57
IV.7.	<i>Modélisation de masse</i> :.....	58
IV.8.	<i>Analyse modale de la structure</i> :.....	59
IV.9.	<i>Distribution des voiles</i> :	59
IV.10.	<i>Méthode statique équivalente</i> :	60
IV.10.1.	L'effort tranchant (V):.....	60
IV.10.2.	Coefficient d'accélération de zone (A) :	60
IV.10.3.	Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :.....	61
IV.11.	<i>Méthode d'analyse modale spectrale</i> :.....	66
IV.11.1.	Vérifications du calcul dynamique :	67

IV.11.2.	Vérification de facteur de comportement R :.....	68
IV.11.3.	Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement:.....	69
IV.11.4.	Vérification de l'effort normal réduit:.....	70
IV.11.5.	Vérification des déplacements :.....	71
IV.12.	Conclusion:.....	75

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

V.1.	Introduction :.....	76
V.2.	Les poteaux :.....	76
V.2.1.	Combinaisons spécifiques de calcul :.....	76
V.2.2.	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :.....	76
V.2.3.	Sollicitations des poteaux :.....	77
V.2.4.	Calcul de ferrailage :.....	79
V.3.	Les poutres :.....	84
V.3.1.	Combinaisons spécifiques de calcul :.....	84
V.3.2.	Calcul de ferrailage :.....	84
V.4.	Les voiles :.....	99
V.4.1.	Introduction :.....	99
V.4.2.	Combinaison de charges :.....	99
V.4.3.	Disposition des voiles :.....	99
V.4.4.	Vérification sous sollicitations tangentes :.....	100
V.4.5.	Sollicitation des voiles :.....	100
V.4.6.	Calcul de ferrailage :.....	105

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.1.	Introduction :.....	112
VI.2.	Type des fondations :.....	112
VI.3.	Choix de type de fondation:.....	112
VI.4.	Hypothèse de calcul :.....	112
VI.5.	Etude d'un radier :.....	112
VI.5.1.	Définition d'un radier :.....	112
VI.5.2.	Modélisation du radier :.....	112
VI.5.3.	Pré dimensionnement du radier dalle :.....	113
VI.5.4.	La modélisation :.....	114
VI.5.5.	Les vérifications nécessaires du radier :.....	115
VI.5.6.	Calcul le Ferrailage :.....	116
VI.6.	Voile périphérique (sous-sol) ::.....	125

VI.6.1.	Les caractéristiques du sol :	126
VI.6.2.	Dimensions du voile :	126
VI.6.3.	Evaluation des charges et surcharges :.....	126
VI.6.4.	Calcul de ferrailage :.....	126
VI.6.5.	Valeur minimale à respecter	128
VI.6.6.	Armatures longitudinales :.....	128
VI.6.7.	Effort tranchant :.....	130
VI.6.8.	Vérification de l'effort tranchant :.....	130
VI.6.9.	Vérification a l'ELS :	130

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet.

Figure I-1 : Dimensions en plan.....	2
Figure I-2 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton...	5
Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	6
Figure I-4 : diagramme contrainte-déformation d'acier.....	7

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments.

Figure II-1 : Plancher à corps creux.....	10
Figure II-2 : Schéma d'une poutrelle.....	11
Figure II-3 : Schéma d'un escalier.....	11
Figure II-4 : Escalier sous-sol.....	12
Figure II-5 : Escalier étage.....	12
Figure II-6 : Coupe transversale de poutre principale.....	13
Figure II-7 : Coupe transversale de poutre secondaire.....	14
Figure II-8 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.....	14
Figure II-9 : Coupe de voile en élévation.....	18
Figure II-10 : Plancher terrasse inaccessible.....	18
Figure II-11 : Plancher étage courant.....	19
Figure II-12 : Plancher RDC.....	19
Figure II-13 : Plancher sous-sol.....	20
Figure II-14 : Coupe transversale du mur extérieur.....	20

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Figure III-1 : Type de poutrelles du sous-sol + RDC.....	23
Figure III-2 : Type de poutrelles de l'étage courant + terrasse.....	24
Figure III-3 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 3.....	25
Figure III-4 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 3.....	25
Figure III-5 : Coupe transversale de poutrelle.....	26
Figure III-6 : ferrailage des poutrelles.....	33
Figure III-7 : Schéma de l'acrotère.....	33
Figure III-8 : Schéma statique de l'acrotère.....	34
Figure III-9 : Section considérée pour le calcul.....	35
Figure III-10 : Ferrailage de l'acrotère.....	37
Figure III-11 : Escalier type 1.....	38
Figure III-12 : Escalier type 2.....	38
Figure III-13 : Section d'une poutre console.....	40

Figure III-14 : Schéma du ferrailage d'escalier type 1.	42
Figure III-15 : Schéma du ferrailage d'escalier type 2.	42
Figure III-16 : Coupe transversale de la poutre palière.....	43
Figure III-17 : ferrailage de la poutre palière.....	48
Figure III-18 : Caractéristiques de l'ascenseur.	48
Figure III-19 : Les dimensions de la dalle.....	48
Figure III-20 : Chargement appliqué.	50
Figure III-21 : Schéma statique de la dalle d'ascenseur.....	51
Figure III-22 : Calcul des moments par la méthode de Pigeaud.....	51
Figure III-23 : Dimensions de panneau de dalle d'ascenseur.....	52
Figure III-24 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.	55
Chapitre IV : Etude dynamique.	
Figure IV-1 : Modèle 3D de la structure.	58
Figure IV-2 : Disposition des voiles.....	59
Figure IV-3 : Spectre de réponse	67
Figure IV-4 : Distribution des forces sismiques.	70
Chapitre V : Etude des éléments résistants.	
Figure V-1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)..	80
Figure V-2 : Ferrailage des poteaux sous-sol 2.....	83
Figure V-3 : ferrailage de la poutre principale du sous-sol	91
Figure V-4 : ferrailage de la poutre secondaire du sous-sol.....	98
Figure V-5 : Disposition des voiles.....	99
Figure V-6 : Voile soumis à la flexion composée	105
Figure V-7 : ferrailage de voile 9	111
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.	
Figure VI-1 : Dimensions du radier.....	114
Figure VI-2 : Modélisation et déformations de radier.....	114
Figure VI-3 : Déplacement maximale Zmax et Zmin de la structure à l'ELS	116
Figure VI-4 : Moments max à l'ELU.....	117
Figure VI-5 : Ferrailage de la dalle du radier.....	121
Figure VI-6 : Schéma de ferrailage des nervures.....	124
Figure VI-7 : Présentation du voile périphérique.	125
Figure VI-8 : Répartition des contraintes sur le voile.....	126
Figure VI-9 : Ferrailage de voile périphérique.....	130

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet.

Tableau I-1 : caractéristique des aciers.....	7
---	---

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments.

Tableau II-1 : Dimensions et vérification des poteaux.	17
Tableau II-2 : Charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible.	19
Tableau II-3 : Charges et surcharges du plancher étage courant.	19
Tableau II-4 : Charges et surcharges du plancher RDC.	20
Tableau II-5 : Charges et surcharges du plancher sous-sol.	20
Tableau II-6 : Charges dues au mur extérieur (double parois)..	21
Tableau II-7 : Charges et surcharge de la volée 1.	21
Tableau II-8 : Charges et surcharge de la volée 2.	22
Tableau II-9 : Charges et surcharge du palier.	22

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Tableau III-1 : Les charges supportées par les poutrelles.	24
Tableau III-2 : Moments fléchissant et efforts tranchants.	26
Tableau III-3 : Ferrailage calculé pour chaque poutrelle.	20
Tableau III-4 : Ferrailage adopté pour les poutrelles.....	33
Tableau III-5 : Combinaison d'action.	38
Tableau III-6 : Les efforts internes de palier et paillasse de l'escalier type 1.....	39
Tableau III-7 : Les efforts internes de l'escalier type 2.....	40
Tableau III-8 : Ferrailage adopté dans les différents types d'escaliers.....	42
Tableau III-9 : Ferrailage de la poutre palière.	47
Tableau III-10 : Les différentes surfaces et leurs charges.	51
Tableau III-11 : Les différentes valeurs de moment à ELU et ELS.....	52
Tableau III-12 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	53

Chapitre IV : Etude dynamique.

Tableau IV-1 : Périodes et participation massique modale du modèle finale.....	60
Tableau IV-2 : Critères de qualité (q).....	63
Tableau IV-3 : Poids des différents niveaux.....	64
Tableau IV-4 : Forces sismiques des différents niveaux pour R=3.5.....	66
Tableau IV-5 : Effort tranchant à la base par la méthode modale spectrale.....	67
Tableau IV-6 : Effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente.....	67
Tableau IV-7 : Vérification des efforts tranchants sens (x-x).....	68
Tableau IV-8 : Vérification des efforts tranchants sens (y-y).....	68

Tableau IV-9 : Vérification des efforts normaux sens (x-x)	69
Tableau IV-10 : Vérification des efforts normaux sens (y-y).....	69
Tableau IV-11 : Vérification de l'effort normal réduit.....	71
Tableau IV-12 : Vérifications des déplacements inter -étages dans le sens X-X.....	72
Tableau IV-13 : Vérifications des déplacements inter- étages dans le sens Y-Y.....	73
Tableau IV-14 : Vérification de l'effet P-Delta (Sens x-x).....	74
Tableau IV-15 : Vérification de l'effet P-Delta (Sens y-y).....	74

Chapitre V : Etude des éléments résistants.

Tableau V-1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	77
Tableau V-2 : Sollicitations maximales à ELU.....	78
Tableau V-3 : Sollicitations maximales à l'accidentel (G+Q±E)	78
Tableau V-4 : Sollicitations maximales à l'accidentel (0,8G±E).....	79
Tableau V-5 : La longueur de la zone nodale.....	80
Tableau V-6 : Ferrailage des poteaux	81
Tableau V-7 : Armatures transversales calculés	83
Tableau V-8 : Section adoptée pour les armatures transversales des poteaux.....	83
Tableau V-9 : Sollicitations maximales dans les poutres principales	85
Tableau V-10 : Sollicitation de la poutre principale.....	85
Tableau V-11 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	89
Tableau V-12 : Section adoptée pour les armatures transversales des poutres principales...	90
Tableau V-13 : Ferrailage longitudinal des poutres principales	91
Tableau V-14 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaires	92
Tableau V-15 : Sollicitation de la poutre secondaire	92
Tableau V-16 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	96
Tableau V-17 : Section adoptée pour les armatures transversales des poutres secondaires.	97
Tableau V-18 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.....	98
Tableau V-19 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	100
Tableau V-20 : Les sollicitations des voiles.....	101
Tableau V-21 : Ferrailage de voiles.....	108

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau VI-1 : Tableau récapitulatif des moments exercés sur le radier.	117
Tableau VI-2 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.....	121
Tableau VI-3 : Récapitulatif des moments pour les nervures..	122
Tableau VI-4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures	122

Notations

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte ultime de cisaillement.

A_r : Armature de répartition.

A_{st} : Section d'armature.

B_r : Section réduite.

C_T : Coefficient de période.

C_p : Facteur de force horizontal.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

W_i : Poids sismique au niveau « i ».

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28 jours.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

i_x, i_y : Rayon de giration.

γ_b : Coefficient de sécurité béton.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

μ_u : Moment ultime réduit.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique.

E : Action accidentelle.

G : Action permanente.

M : Moment fléchissant.

N : Effort normal.

Q : Action d'exploitation.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

T : Effort tranchant.

V : Force sismique total.

W : Poids total de la structure.

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

z : Bras de levier.

α : Position relative de la fibre neutre.

β : Coefficient de pondération.

η : Facteur de correction d'amortissement.

θ : Coefficient d'application.

« INTRODUCTION GENERALE »

L'Algérie fait partie des pays qui se situent dans l'une des zones de convergence des plaques tectoniques, ce qui fait d'elle une région à forte activité sismique.

La conception d'une structure parasismique nécessite le respect des exigences de sécurité imposés par les règlements, ainsi que le coté économique en visant le meilleur rapport sécurité/prix, sans oublier l'aspect esthétique.

Pour cela les différentes études et règlement préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règlements parasismiques Algériens RPA99/2003.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. C'est pourquoi on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Pour cela, on va essayer de mettre en évidence toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, en procédant au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (habitation + locaux commerciaux), implanté dans une zone de faible sismicité, comportant deux sous-sols, un rez-de-chaussée et 8 étages.

Dans notre étude on va aborder six chapitres. Les trois premiers chapitres sont dédiés à la présentation du projet ainsi que le prédimensionnement et le calcul statique des éléments. Nous allons nous intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement en utilisant le logiciel SAP2000. Le cinquième et le sixième chapitre sont consacrés respectivement au calcul des éléments structuraux et à l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

« PRESENTATION DU

PROJET »

I.1. Implantation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait objet de notre étude consiste à la réalisation de 40 logements promotionnels avec des locaux commerciaux à SIDI LAHCEN dans la wilaya de TLEMCEM.

La conception architecturale est prévue pour la projection de deux blocs de R+8.

I.2. Description architecturale :

Dans ce projet on va étudier un bloc de R+8 en béton armé composé de :

- Deux sous-sols dédiés au stockage.
- Un rez-de-chaussée commercial.
- Huit étages à usage d'habitation avec 3 logements par niveau : un studio, F2 et F4.
- Une terrasse inaccessible.

La construction est implantée sur la zone I (zone de faible sismicité)

Le bâtiment appartient au groupe d'usage 2 comme étant un ouvrage courant ou d'importance moyenne.

Le site est considéré comme site meuble (S3).

I.3. Caractéristiques géométriques :

I.3.1. Dimensions en plan :

- Sens transversal.....15.65m
- Sens longitudinal.....20.50m

I.3.2. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....27.54m
- Hauteur du sous-sol.....2.65m
- Hauteur du RDC.....3.06m
- Hauteur d'étage courant.....3.06m

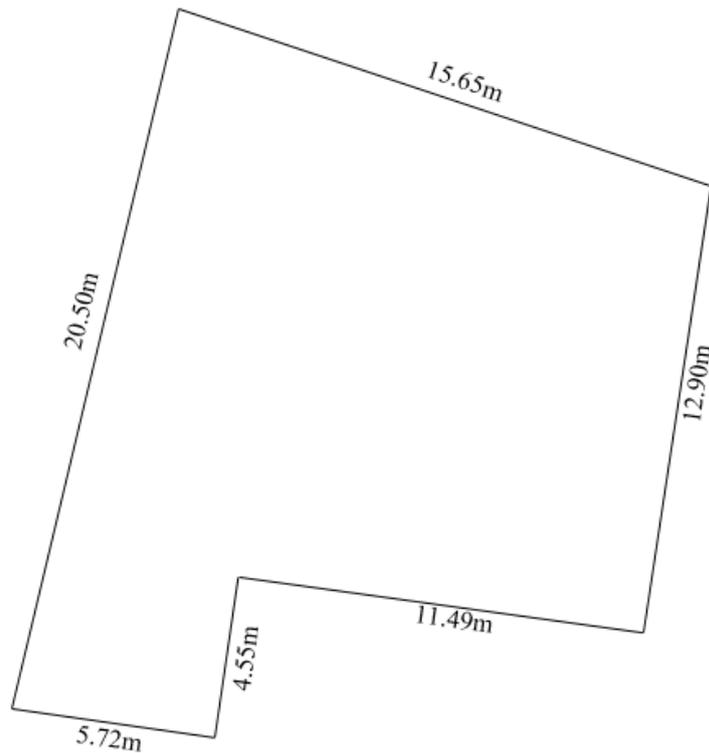


Figure I-1 : Dimensions en plan.

I.4. Conception structurale :

I.4.1. Ossature de la structure :

Notre bâtiment a une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 version 2003 [Art 3.4], il nécessite un système de contreventement mixte assuré par des voiles et de portiques.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.4.2. Planchers :

Les planchers ont pour rôle de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure. Dans ce cas on a utilisé deux types de planchers :

- Planchers en corps creux.
- Planchers en dalle pleine.

I.4.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. On distingue :

- Murs extérieurs à double parois.
- Murs intérieurs à double parois.
- Cloisons à simple parois.

I.4.4. Acrotère :

Le rôle de l'acrotère est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Donc, notre terrasse étant inaccessible, elle est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.5. Escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux utilisés pour faciliter le passage entre les niveaux. Pour ce cas, on a un escalier droit à deux volées.

I.4.6. Ascenseur :

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

I.4.7. Fondations :

C'est la partie d'interaction structure/sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction conformes aux :

- Règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- Règlement du béton armé aux états limites BAEL91.
- Règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

I.5.1. Le béton :

C'est le matériau le plus utilisé au monde. Il est composé des granulats, du sable, du ciment, de l'eau et éventuellement d'adjuvants. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques, ainsi qu'une faible résistance à la traction.

a. Résistances mécaniques du béton :

a.1. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

- Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

a.2. Résistance à la traction :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

b. Contraintes limites :

b.1. Etat limite ultime (ELU) :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3.5\text{‰} & \text{Si } f_{cj} \leq 40\text{MPa} \\ \text{Min } (4.5 ; 0.025f_{cj})\text{‰} & \text{Si } f_{cj} > 40\text{MPa} \end{cases}$$

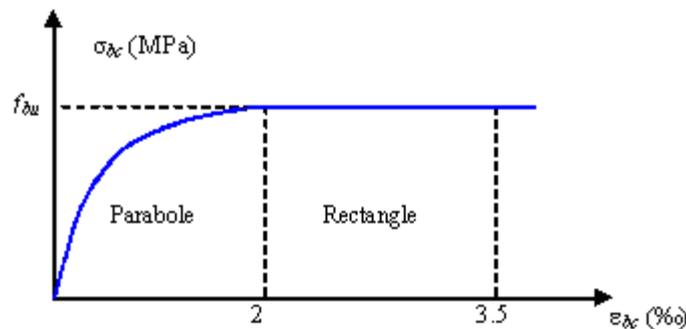


Figure I-2 : Diagramme parabole-rectangle des Contraintes-Déformations du béton.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

b.1. Etat limite de service (ELS) :

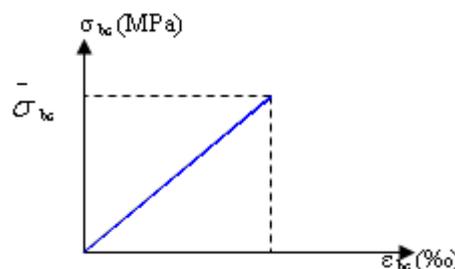


Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

c. Module de déformation longitudinale :

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

c.1. Déformation instantanée :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à : $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$

c.2. Déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} v = 0 \text{ Pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).} \\ v = 0.2 \text{ Pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).} \end{array} \right.$$

I.5.2. L'acier :

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier.

a. Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL91 dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : caractéristique des aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Contrainte de Rupture (MPa)
Barre à haute adhérence	FeE400	400	480
Barres ronds lisses	FeE235	235	410
Treillis soudés	FeE500	500	550

b. Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à : $E_s = 200000$ MPa.

c. Principes du calcul selon CBA93 :

c.1. Etat limite ultime (ELU) :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation :

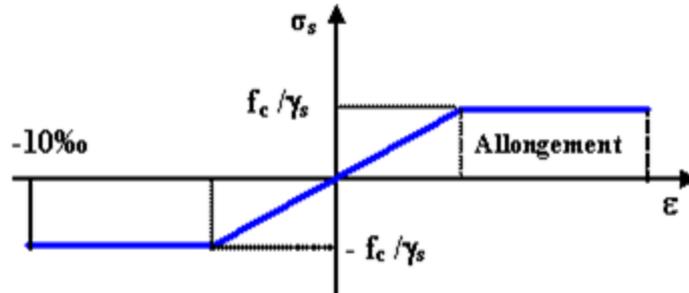


Figure I-4 : diagramme contrainte-déformation d'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ cas de situation accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ cas de situation durable.} \end{array} \right.$$

c.2. Etat limite de service (ELS) :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

η : coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA).} \end{array} \right.$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

I.6. Hypothèses du calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.

- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.

Pour les armatures de l'acier :

- Longitudinales : on a choisi le : feE400.
- Transversales : on a choisi le : feE235
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : feE500.

CHAPITRE II
« PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS »

II.1. Prédimensionnement des éléments :

II.1.1. Introduction :

Le prédimensionnement a pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistants de la structure. Il sera fait selon les règles techniques algériennes CBA93 et le RPA99 version 2003.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

II.1.2. Prédimensionnement des éléments non structuraux :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui ne participent pas à la stabilité et à la résistance de la structure.

II.1.2.1. Les planchers :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- Le critère de la plus petite portée.
- Le critère de continuité (le maximum d'appui).

On a opté pour le critère de la petite portée car il permet de réduire la flèche.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec : L_{max} : la plus grande portée dans le sens considéré.

h_t : l'épaisseur du plancher.

$$L_{max} = 5.70\text{m} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{5.70}{22.5} = 0.2488\text{m} \quad \Rightarrow \quad h_t = 25\text{cm.}$$

Donc on adoptera des planchers en corps creux (20+5)=25cm.

- Hauteur de corps creux : 20cm.
- Hauteur de la dalle de compression : 5cm.

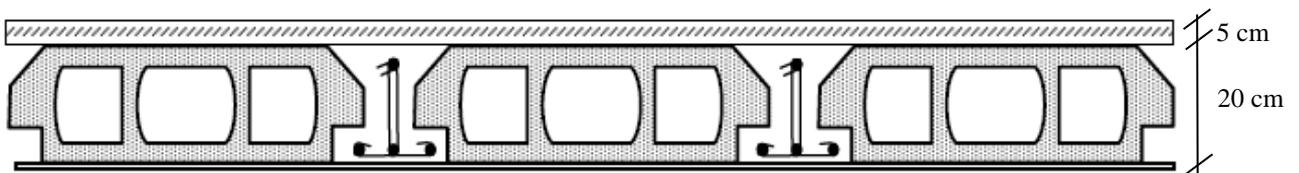


Figure II-1 : Plancher à corps creux.

Les poutrelles se calculent comme des sections en T.

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t \Rightarrow 10\text{cm} \leq b_0 \leq 20\text{cm}$$

$$\Rightarrow b_0 = 12\text{cm.}$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{L_1}{10}, \frac{L_2}{2}\right)$$

$$b_1 \geq \min(56\text{cm}, 26.5\text{cm}) \Rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$$

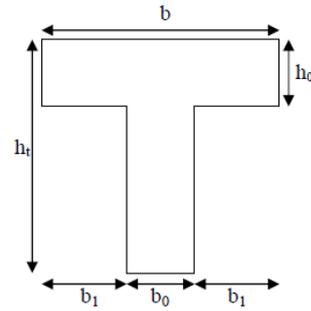


Figure II-2 : Schéma d'une poutrelle.

- b : largeur de la table de compression.
- b₀ : largeur de la nervure.
- L₁ : la plus grande portée dans le sens considéré, L₁=5.60m.
- L₂ : distance entre nus de deux nervures voisines, L₂ = 65-b₀ = 53cm.
- h₀ : épaisseur de la dalle de compression.
- h_t : hauteur totale de la poutrelle.

II.1.2.2. Les escaliers :

La hauteur des sous-sols n'est pas la même que celle des étages, donc on aura deux types d'escalier.

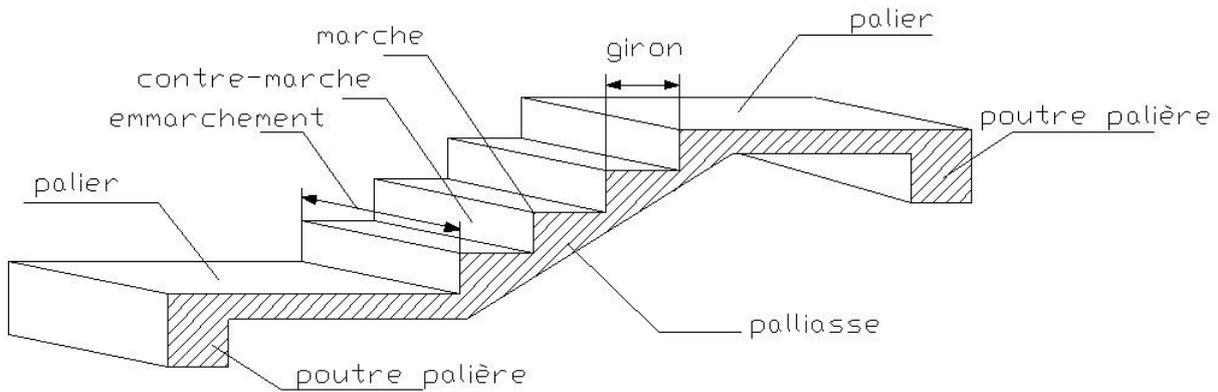


Figure II-3 : Schéma d'un escalier.

D'après la formule de BLONDEL : $0.59\text{m} \leq 2h + g \leq 0.66\text{m}$

- g : Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- h : la contre-marche ; c'est la partie verticale qui limite la marche. Elle est comprise entre 16cm et 18cm.

a. Escalier sous-sol (H=2.65m) :

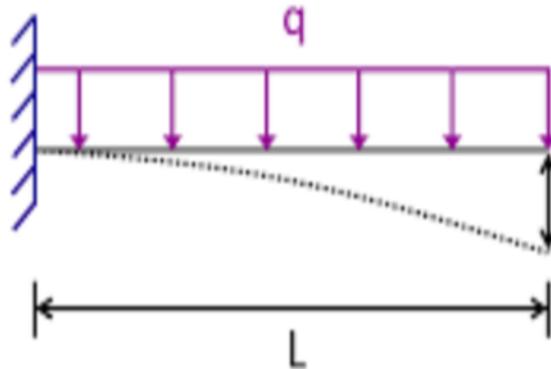


Figure II-4 : Escalier sous-sol.

On prend $h = 16.5\text{cm} \Rightarrow 0.26\text{m} \leq g \leq 0.33\text{m} \Rightarrow g=30\text{cm}$.

a.1. Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{265}{16.5} = 16 \text{ contremarches (8 contremarches par volée).}$$

a.2. Longueur de ligne de foulée :

$$L = g(n - 1) \Rightarrow L = 30(8 - 1) \Rightarrow L = 210\text{cm}$$

a.3. Inclinaison de la paillasse :

$$\alpha = \arctg\left(\frac{h}{g}\right) \Rightarrow \alpha = \arctg\left(\frac{17}{30}\right) \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

a.4. Epaisseur du palier intermédiaire :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{210}{30} \leq e \leq \frac{210}{20} \Rightarrow 7 \leq e \leq 10.5$$

On prend : $e = 12\text{cm}$.

b. Escalier étage (H=3.06m) :

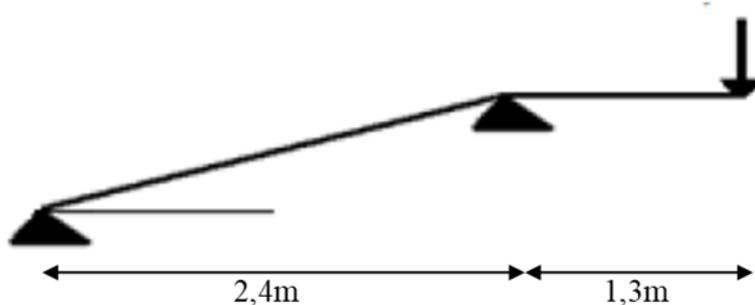


Figure II-5 : Escalier étage.

On prend $h = 17\text{cm} \Rightarrow 0.27\text{m} \leq g \leq 0.34\text{m} \Rightarrow g=30\text{cm}$.

b.1. Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contremarches (9 contremarches par volée).}$$

b.2. Longueur de ligne de foulée :

$$L = g(n - 1) \quad \Rightarrow \quad L = 30(9 - 1) \quad \Rightarrow \quad L = 240cm$$

b.3. Inclinaison de la pailleasse :

$$\alpha = \arctg\left(\frac{h}{g}\right) \quad \Rightarrow \quad \alpha = \arctg\left(\frac{17}{30}\right) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 29.54^\circ$$

b.4. Epaisseur du palier intermédiaire :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \Rightarrow \quad \frac{240}{30} \leq e \leq \frac{240}{20} \quad \Rightarrow \quad 8 \leq e \leq 12$$

On prend : $e = 12cm$.

II.1.3. Prédimensionnement des éléments structuraux :

II.1.3.1. Les poutres :

Les poutres sont définies comme étant des éléments porteurs horizontaux. On a deux types de poutres :

a. Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

$$\text{On a : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}; \quad L = 5.72m.$$

$$\frac{572}{15} \leq h \leq \frac{572}{10} \Rightarrow 38.13cm \leq h \leq 57.2cm$$

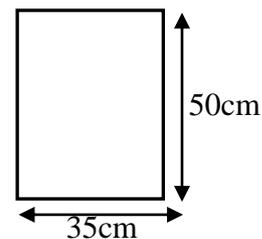


Figure II-6 : Coupe transversale de poutre principale.

On prend : $h = 50cm$ et $b = 35cm$.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du RPA99V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \quad \Rightarrow \quad 35cm \geq 20cm \quad \text{C.V} \\ h \geq 30cm \quad \Rightarrow \quad 50cm \geq 30cm \quad \text{C.V} \\ \frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{50}{35} = 1.43 < 4 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

b. Les poutres secondaires:

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculées.

On a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$; $L = 5.60m.$

$\frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10} \Rightarrow 37.33m \leq h \leq 56cm$

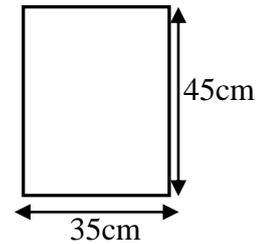


Figure II-7 : Coupe transversale de poutre secondaire.

On prend : $h = 45\text{ cm}$ et $b = 35\text{ cm}.$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du RPA99V2003 :

{	$b \geq 20cm$	\Rightarrow	$35cm \geq 20cm$	C.V
	$h \geq 30cm$	\Rightarrow	$45cm \geq 30cm$	C.V
	$\frac{h}{b} < 4$	\Rightarrow	$\frac{45}{35} = 1.28 < 4$	C.V

II.1.3.2. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU en considérant le poteau le plus sollicité.

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

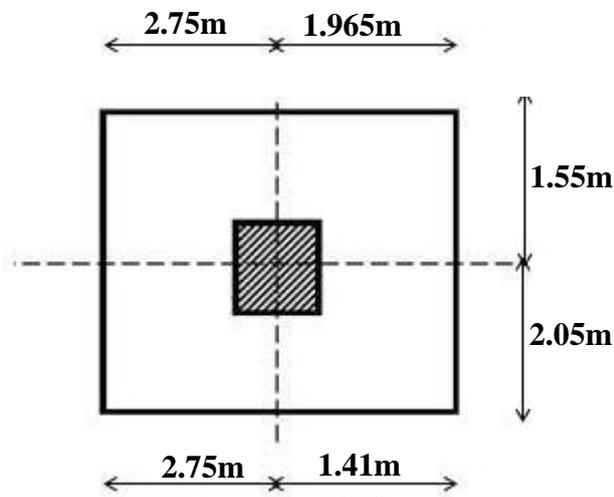


Figure II-8 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.

D'après le BAEL91 et CBA93, on a :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85f_e}{100\gamma_s}}$$

B_r : section réduite.

- β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \text{ si } \lambda \leq 50. \\ \beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} \text{ si } 50 < \lambda < 70. \end{array} \right.$$

On se fixe sur un élançement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$.

- N_u : Effort normal ultime ; $N_u = P_u \times S \times n$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u : \text{charge du plancher, } P_u = 1t/m^2. \\ S : \text{surface supportée par le poteau le plus sollicité, } S = 15.836m^2. \\ n : \text{nombre d'étage, } n=11. \end{array} \right.$$

D'où : $N_u = 1 \times S \times 12 = 174.196t = 1.74196MN$.

- f_{bc} : Contrainte limite de béton en compression ; $f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = 14.17MPa$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25MPa. \\ \theta = 1 \text{ (Charge } > 24h) \\ \gamma_b = 1.5 \text{ (Cas général)}. \end{array} \right.$$

- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ; $f_e = 400MPa$.
- $\gamma_s = 1.15$ (Cas général).

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 1.90032}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} \Rightarrow B_r \geq 0.11178m^2$$

$$\text{On a: } B_r \geq (a - 0.02)^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02 \Rightarrow a \geq 0.3543m$$

Donc on prend : $a=b = 60cm$.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes selon le RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{lll} \min(a, b) \geq 25cm. & \Rightarrow & 60cm \geq 25cm & \text{C.V} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}. & \Rightarrow & 60cm \geq \frac{306}{20} = 15.3cm & \text{C.V} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4. & \Rightarrow & \frac{1}{4} \leq \frac{60}{60} = 1 \leq 4 & \text{C.V} \end{array} \right.$$

• **Vérification vis-à-vis au flambement :**

- Moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} = \frac{60^4}{12} = 1080000cm^4.$$

- Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{I_y}{a^2}} = \sqrt{\frac{1080000}{60^2}} = 17.32cm.$$

- L'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_y}; \quad \text{Avec : } l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m.$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{214.2}{17.32} = 12.37 \quad \Rightarrow \text{le flambement est vérifié.}$$

Tableau II-1 : Dimensions et vérification des poteaux.

Niveau	N	h_e (cm)	a=b (cm)	N_u (MN)	$I_x=I_y$ (m)	$\lambda_x=\lambda_y$	$\lambda < 50$
SS2	11	265	60	1.7419	0,0108	10.71	C.V
SS1	10	265	60	1.5836	0.0108	10.71	C.V
RDC	9	306	55	1.4252	0,0076	13.51	C.V
1	8	306	55	1.2668	0,0076	13.51	C.V
2	7	306	50	1.1085	0,0052	14.85	C.V
3	6	306	50	0.9501	0,0052	14.85	C.V
4	5	306	45	0.7918	0,0034	16.53	C.V
5	4	306	45	0.6334	0,0034	16.53	C.V
6	3	306	40	0.4751	0,0021	18.69	C.V
7	2	306	40	0.3167	0,0021	18.69	C.V
8	1	306	35	0.1583	0,00	18,55	C.V

II.1.3.3. Les voiles :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq \max\left(\frac{h_e}{20}, 15cm\right) \end{array} \right.$$

Avec :

- L : Longueur du voile.
- a : L'épaisseur du voile
- h_e : Hauteur libre d'étage

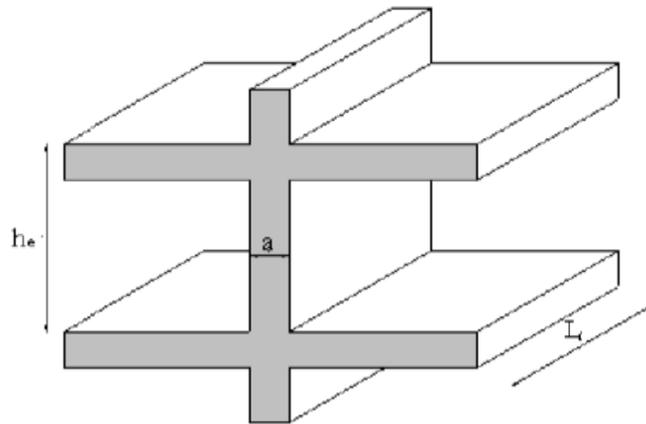


Figure II-9 : Coupe de voile en élévation.

a. Voile sous-sol (H=2.65m) :

$$h_e = H - h_t \quad \Rightarrow \quad h_e = 265 - 25 = 240\text{cm}$$

$$a \geq \max\left(\frac{240}{20}, 15\right) \quad \Rightarrow \quad a \geq 15\text{cm}.$$

b. Voile étage (H=3.06) :

$$h_e = H - h_t \quad \Rightarrow \quad h_e = 306 - 25 = 281\text{cm}$$

$$a \geq \max\left(\frac{281}{20}, 15\right) \quad \Rightarrow \quad a \geq 15\text{cm}.$$

Donc on prend : $a = 20\text{cm}$ pour tous les étages.

$L \geq 4 \times 20 = 80\text{cm} \Rightarrow$ Les largeurs des voiles utilisés doit être supérieure ou égale à 80cm.

II.2. Evaluation des charges et surcharges :

D'après DTR.B.C.2.2, La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.2.1. Planchers :

II.2.1.1. Plancher terrasse inaccessible :

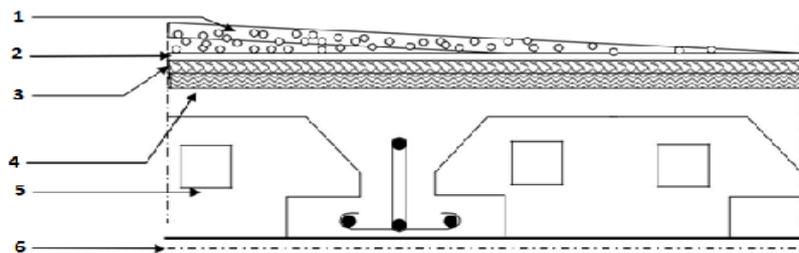


Figure II-10 : Plancher terrasse inaccessible.

Tableau II-2 : Charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1.Protection gravillon	5	17	0.85
2.Etanchéité multicouche	4	6	0.24
3.Forme de pente	10	22	2.20
4.Isolation thermique en liège	4	4	0.16
5.Dalle en corps creux	25	-	3.30
6.Enduit en plâtre	2	10	0.20
G	6.95KN/m ²		
Q	1KN/m ²		

II.2.1.2. Plancher étage courant (1→8) :

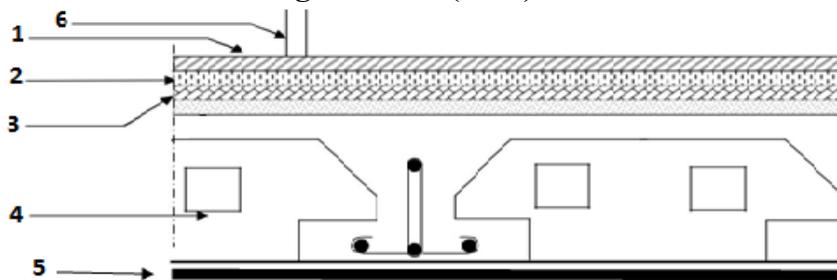


Figure II-11 : Plancher étage courant.

Tableau II-3 : Charges et surcharges du plancher étage courant.

Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1.Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2.Mortier de pose	3	20	0.60
3.Lit de sable	2	18	0.36
4. Dalle en corps creux	25	-	3.30
5. Enduit en plâtre	2	10	0.20
6.Cloisons intérieures	10	10	1.00
G	5.86KN/m ²		
Q	1.5KN/m ²		

II.2.1.3. Plancher RDC (usage commercial) :

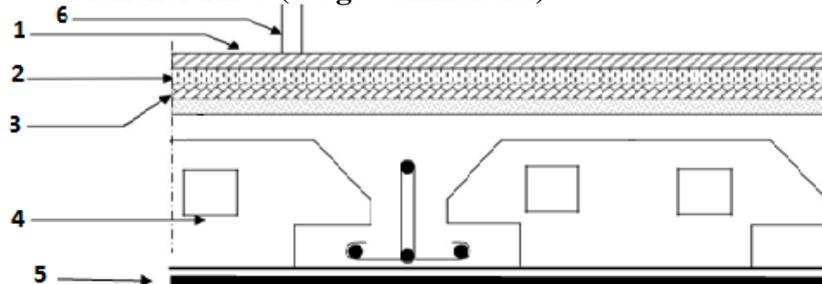


Figure II-12 : Plancher RDC.

Tableau II-4 : : Charges et surcharges du plancher RDC.

Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1.Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2.Mortier de pose	3	20	0.60
3.Lit de sable	2	18	0.36
4. Dalle en corps creux	25	-	3.30
5. Enduit en plâtre	2	10	0.20
6.Cloisons intérieures	10	10	1.00
G	5.86KN/m ²		
Q	4.5KN/m ²		

II.2.1.4. Plancher sous-sols :

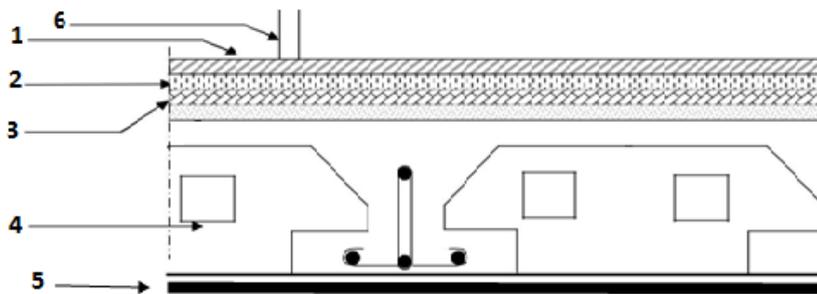


Figure II-13 : Plancher sous-sol.

Tableau II-5 : Charges et surcharges du plancher sous-sol.

Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1.Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2.Mortier de pose	3	20	0.60
3.Lit de sable	2	18	0.36
4. Dalle en corps creux	25	-	3.30
5. Enduit en plâtre	2	10	0.20
6.Cloisons intérieures	10	10	1.00
G	5.86KN/m ²		
Q	3.5KN/m ²		

II.2.2. Murs :

II.2.2.1. Murs extérieurs :

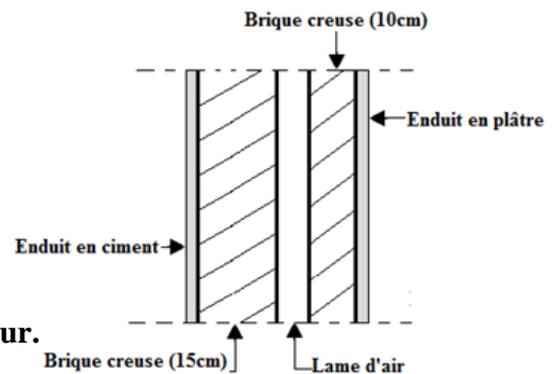


Figure II-14 : Coupe transversale du mur extérieur.

Tableau II-6 : Charges dues au mur extérieur (double parois).

Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Enduit ciment	2	20	0.40
2. Brique creuse	15	9	1.35
3. Ame d'air	5	-	-
4. Brique creuse	10	9	0.90
5. Enduit en plâtre	2	10	0.20
G	2.85KN/m²		

- Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90%G).
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

II.2.3. Les escaliers :

II.2.4.1. Volée :

- Type1 :

Tableau II-7 : Charges et surcharge de la volée 1.

Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Carrelage horizontal	2	22	0.44
2. Mortier de pose horizontale	3	20	0.60
3. Carrelage vertical	2	22	0.44
4. Mortier de pose vertical	3	20	0.60
5. Poids propre de paille	12	$25/\cos(29.54^\circ)$	3.45
6. Poids propre des marches	16.5/2	22	1.82
7. Enduit en ciment	2	$20/\cos(29.54^\circ)$	0.46
G	7.81KN/m²		
Q	2.5KN/m²		

- Type 2 :

Tableau II-8 : Charges et surcharge de la volée 2.

Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1. Carrelage horizontal	2	22	0.44
2. Mortier de pose horizontale	3	20	0.60
3. Carrelage vertical	2	22	0.44
4. Mortier de pose vertical	3	20	0.60
5. Poids propre de paillasse	12	25/cos (29.54°)	3.45
6. Poids propre des marches	17/2	22	1.87
7. Enduit en ciment	2	20/cos (29.54°)	0.46
G	7.86KN/m²		
Q	2.5KN/m²		

II.2.4.2. Palier :

Tableau II-9 : Charges et surcharge du palier.

Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1. Carrelage	2	22	0.44
2. Mortier de pose	3	20	0.60
5. Poids propre de palier	12	25	3.00
7. Enduit en ciment	2	20	0.40
G	4.44KN/m²		
Q	2.5KN/m²		

CHAPITRE III

**« ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES »**

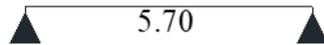
III.1. Etude du plancher :

Dans notre structure on a des planchers en corps creux de (20+5).

III.1.1. Type des poutrelles :

a. Sous-sol + RDC :

- Type 1 :



- Type 2 :



- Type 3 :



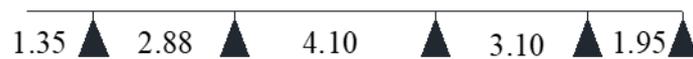
- Type 4 :



- Type 5 :



- Type 6 :



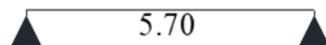
- Type 7 :



Figure III-1 : Type de poutrelles du sous-sol + RDC.

b. Etage courant + terrasse :

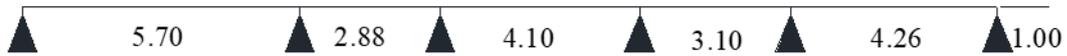
- Type 1 :



- Type 2 :



- Type 3 :



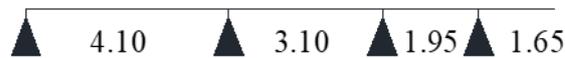
- Type 4 :



- Type 5 :



- Type 6 :



- Type 7 :



Figure III-2 : Type de poutrelles de l'étage courant + terrasse.

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III-1 : Les charges supportées par les poutrelles.

Niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b(m)	qu(KN/ml) (1.35G+1.5Q)×b	qs(KN/ml) (G+Q) ×b
Terrasse	6.95	1	0.65	7.07	5.17
Étage courant	5.86	1.5	0.65	6.60	4.78
RDC	5.86	4.5	0.65	9.53	6.73
Sous-sol	5.86	3.5	0.65	8.55	6.08

III.1.3. Détermination des effort internes :

Le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants a été fait par le logiciel SAP 2000.

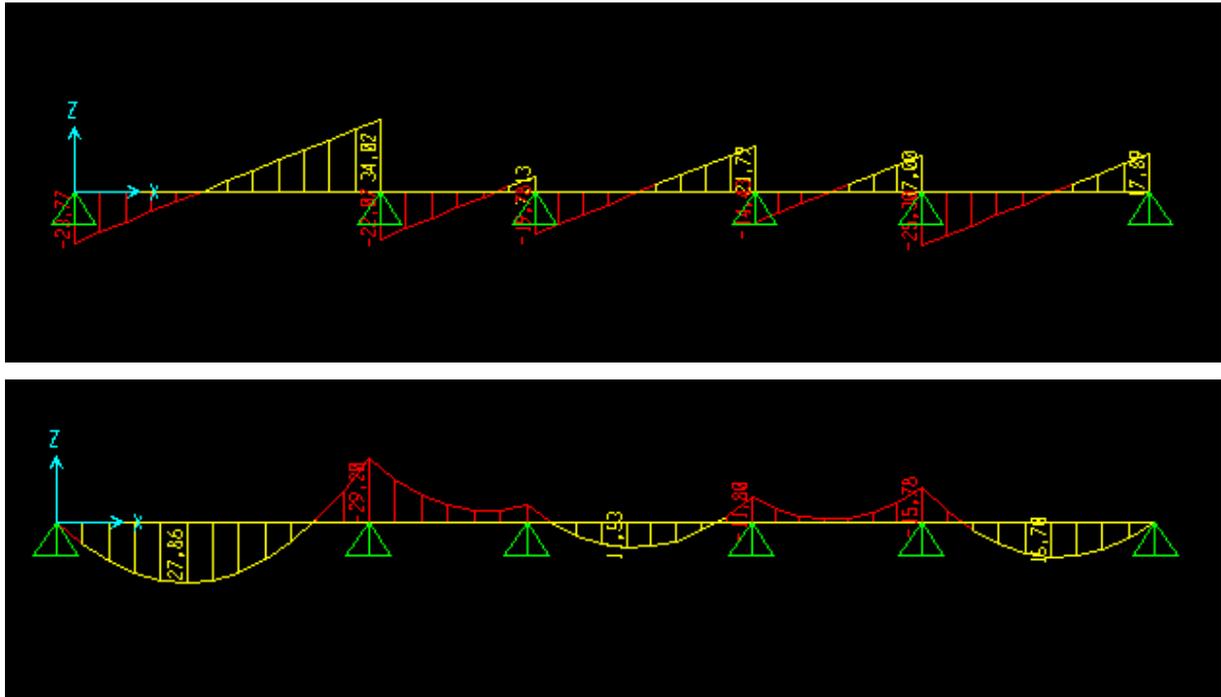


Figure III-3 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 3.

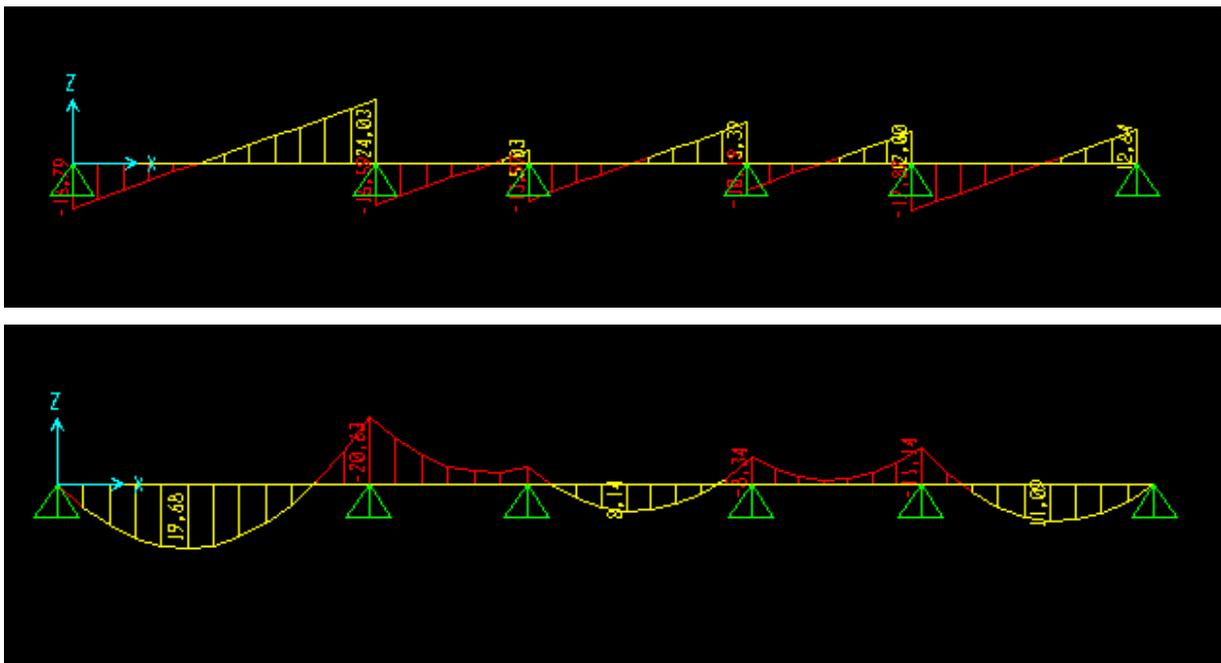


Figure III-4 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 3.

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III-2 : Moments fléchissant et efforts tranchants.

Niveau	Type	ELU			ELS		
		M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V (KN)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V (KN)
Sous-sol	1	0	37.21	26.11	0	26.44	18.56
	2	34.03	15.07	29.06	21.28	10.82	20.65
	3	26.39	25.18	30.74	18.72	17.89	21.85
	4	31.97	20.79	31.08	18.25	14.91	19.19
	5	13.32	13.10	22.03	9.46	9.31	15.66
	6	11.70	8.22	19.18	8.31	5.84	13.63
	7	11.84	8.18	19.23	8.42	5.81	13.66
RDC	1	0	41.17	28.89	0	29.08	20.41
	2	28.71	16.85	32.16	14.41	11.90	22.71
	3	29.20	27.86	34.02	20.63	19.68	24.03
	4	40.70	23.27	35.45	24.06	16.23	22.10
	5	14.73	14.49	24.38	10.40	10.24	17.22
	6	12.95	9.10	21.22	9.14	6.43	14.99
	7	13.10	9.05	21.27	9.26	6.40	15.03
Etage courant	1	0	29.29	20.56	0	21.16	14.85
	2	34.66	17.68	22.36	25.04	12.86	16.15
	3	20.79	19.82	24.20	15.02	14.32	17.49
	4	45.44	21.40	32.72	33.82	16.98	21.91
	5	10.48	10.31	17.34	7.57	7.45	12.53
	6	11.81	9.72	17.67	8.53	7.02	12.76
	7	11.82	9.72	17.67	8.54	7.02	12.76
Terrasse	1	0	30.88	23.41	0	23.57	17.05
	2	36.91	18.93	23.81	26.88	13.69	17.34
	3	21.27	20.26	25.76	16.03	15.57	18.30
	4	68.72	17.38	34.33	50.05	12.83	25.00
	5	11.17	10.98	18.47	8.13	8.00	13.45
	6	12.57	10.35	18.81	9.16	7.54	13.70
	7	12.58	10.35	18.82	9.16	7.54	13.70

III.1.4. Calcul de ferrailage :

III.1.4.1. Armatures longitudinales :

Les poutrelles sont sollicitées en flexion simple.

On prend comme exemple du calcul la poutrelle de type 3 au niveau du RDC.

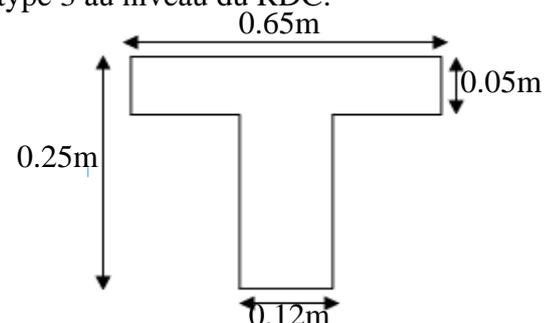


Figure III-5 : Coupe transversale de poutrelle.

a. ELU :

- En travée :

$$M_u = M_{max} = 27.86 \text{KN.m} = 0.02786 \text{MN.m}$$

$$M_t = bh_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.65 \text{m} \quad b_0 = 0.12 \text{m} \quad h = 0.25 \text{m} \quad h_0 = 0.05 \text{m} \\ d = 0.9 \times h = 0.225 \text{m} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{MPa}. \end{array} \right.$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times \left(0.225 - \frac{0.05}{2} \right) = 0.09210 \text{MN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$ le calcul se fait sur une section rectangulaire fictive ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.02786}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.0597.$$

$\mu_u < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ section à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu_u)} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.0597)} \right) = 0.0769.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4(0.0769)) = 0.218 \text{m}.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{MPa}.$$

$$A_{st} = \frac{0.02786}{0.218 \times 347.82} = 3.67 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 3.67 \text{cm}^2.$$

Choix : $A_{st} = 2T12 + 1T14 = 3.8 \text{cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1.76 \times 10^{-4} \text{m}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

- En appuis :

$$M_u = M_{max} = 29.20 \text{KN.m} = 0.0292 \text{MN.m}$$

$$M_t = bh_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.65m \quad b_0 = 0.12m \quad h = 0.25m \quad h_0 = 0.05m \\ d = 0.9 \times h = 0.225m \quad f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17MPa. \end{array} \right.$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times \left(0.225 - \frac{0.05}{2}\right) = 0.09210MN.m$$

$M_u < M_t \Rightarrow$ le calcul se fait sur une section rectangulaire fictive ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0.0292}{0.65 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.0626.$$

$\mu_u < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ section à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z\sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(\mu_u)}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0626)}) = 0.0808.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4(0.0808)) = 0.218m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82MPa.$$

$$A_{st} = \frac{0.0292}{0.218 \times 347.82} = 3.85 \times 10^{-4}m^2 = 3.85cm^2.$$

Choix : $A_{st} = 2T16 = 4.02cm^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1.76 \times 10^{-4}m^2 \Rightarrow C.V$$

b. ELS :

- En travée :

La section est à simple armature donc $A_{sc}=0$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \frac{x^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0 \\ x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow x = 15 \frac{3.8 \times 10^{-4}}{0.65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.65 \times 0.225 \times 3.8 \times 10^{-4}}{15(3.8 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0546m$$

$\Rightarrow x < h_0 \Rightarrow$ AN dans la table :

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.65 \frac{0.0546^3}{3} + 15 \times 3.8 \times 10^{-4} \times (0.225 - 0.0546)^2 = 2.007 \times 10^{-4} m^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.01968 \times 0.0546}{2.007 \times 10^{-4}} = 5.35 MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow C.V$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0.01968 \times (0.225 - 0.0546)}{2.007 \times 10^{-4}} = 250.63 MPa.$$

• En appuis :

La section est à simple armature donc $A_{sc}=0$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \frac{x^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0 \\ x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow x = 15 \frac{4.02 \times 10^{-4}}{0.65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.65 \times 0.225 \times 4.02 \times 10^{-4}}{15(4.02 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.056 m$$

$\Rightarrow x < h_0 \Rightarrow$ AN dans la table :

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.65 \frac{0.056^3}{3} + 15 \times 4.02 \times 10^{-4} \times (0.225 - 0.056)^2 = 2.10 \times 10^{-4} m^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.02063 \times 0.056}{2.10 \times 10^{-4}} = 5.50 MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow C.V$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0.02063 \times (0.225 - 0.056)}{2.10 \times 10^{-4}} = 249.03 MPa.$$

Les résultats des ferrailages calculés sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : Ferrailage calculé pour chaque poutrelle.

Niveau	Type	Travée		Appuis	
		A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)
Sous-sol	1	4.97	0	0	0
	2	1.96	0	4.52	0
	3	3.32	0	3.48	0
	4	2.73	0	4.23	0
	5	1.70	0	1.73	0
	6	1.06	0	1.51	0
	7	1.05	0	1.53	0
RDC	1	5.53	0	0	0
	2	2.20	0	3.80	0
	3	3.67	0	3.85	0
	4	3.05	0	5.46	0
	5	1.88	0	1.91	0
	6	1.18	0	1.68	0
	7	1.17	0	1.70	0
1 ^{er} étage	1	3.88	0	0	0
	2	2.26	0	4.61	0
	3	2.59	0	2.72	0
	4	2.81	0	6.13	0
	5	1.33	0	1.35	0
	6	1.25	0	1.53	0
	7	1.25	0	1.53	0
Terrasse	1	4.09	0	0	0
	2	2.47	0	4.93	0
	3	2.64	0	2.79	0
	4	2.27	0	6.26	0
	5	1.42	0	1.44	0
	6	1.34	0	1.62	0
	7	1.34	0	1.62	0

III.1.4.2. Armatures transversales :

- Vérification vis-à-vis au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \text{Avec : } b_0=0.12\text{m, } d=0.225\text{m, } V_u=34.02 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{0.03402}{0.12 \times 0.225} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \tau_1 = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \tau_1 = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_1 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{Lmin} \right) \quad \text{Avec : } h=25\text{cm, } b_0=12\text{cm, } \phi_{Lmin} = 1.2\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{25}{35}, \frac{12}{10}, 1\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.71cm \Rightarrow \phi_t = 6mm$$

$$\Rightarrow A_T = 2\phi_t 6 = 0.57cm^2$$

- **Calcul de l'espacement des cadres :**

Selon le RPA99v2003 (zone I) on a :

- Zone nodale :

$$\left\{ \begin{array}{l} S' \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{Lmin}, 30cm\right) \\ L = 2h \end{array} \right. \Rightarrow S' \leq \min\left(\frac{25}{4}, 12 \times 1.2, 30cm\right)$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S' \leq \min(6.25cm, 14.4cm, 30cm) \\ L = 2 \times 25 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} S' = 6cm. \\ L = 50cm. \end{array}$$

- Zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S \leq \frac{25}{2} \Rightarrow S \leq 12.5cm \Rightarrow S = 12cm.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_T f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4MPa\right) \Rightarrow \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 235}{0.12 \times 0.12} \geq \max\left(\frac{1.26}{2}, 0.4MPa\right)$$

$$\Rightarrow 0.930MPa \geq 0.63MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification vis-à-vis au glissement :**

$$V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0 \Rightarrow 34.02 - \frac{29.20}{0.9 \times 0.225} \leq 0 \Rightarrow -110.177 \leq 0$$

\Rightarrow condition vérifiée.

- **Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{admissible} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_{admissible} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ (La portée } L > 5m) \\ f = \frac{M_s}{E_i I_{fi}} \frac{l^2}{10} \end{array} \right.$$

$$L = 5.70m \Rightarrow f_{admissible} = \frac{5.70}{1000} + 0.5 = 1.07 \times 10^{-2}m$$

$$E_i = 32456.595MPa, M_s = 19.68KN.m, l = 5.70m, I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{12} + 15 A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{0.12 \times 0.25^3}{12} + 15 \times 3.8 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.25}{2} - 0.025 \right)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 2.13 \times 10^{-4} m^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\varphi \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Avec :} \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.8 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.225} = 0.014$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.014 \left(2 + 3 \frac{0.12}{0.65} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 2.93$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \varphi \sigma_{st} + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.014 \times 250.63) + 2.1} = 0.772$$

$$\Rightarrow I_{fi} = \frac{1.1 \times 2.13 \times 10^{-4}}{1 + 2.93 \times 0.772} = 0.72 \times 10^{-4} m^4$$

$$\Rightarrow f = \frac{0.01968}{32164.195 \times 0.72 \times 10^{-4}} \frac{5.72^2}{10} \Rightarrow f = 0.92 \times 10^{-2} m$$

$$\Rightarrow f < f_{admissible} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Ferrailage de la dalle de compression :**

- Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_1 \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{Avec : } L=0.65m, f_e=500MPa.$$

$$\Rightarrow A_1 \geq \frac{4 \times 0.65}{500} \Rightarrow A_1 \geq 5.2 \times 10^{-3} m^2.$$

- Armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{5.2 \times 10^{-3}}{2} \Rightarrow A_2 = 2.6 \times 10^{-3} m^2.$$

On adopte un treillis soudé de $\emptyset 5$ et un espacement (15×15) cm².

III.1.4.3. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-4 : Ferrailage adopté pour les poutrelles.

Niveau	Choix du ferrailage	
	Travée	Appui
Sous-sol	2T14+1T16	1T16+1T20
RDC	1T14+2T16	2T20
Étage courant	1T12+2T14	2T20
Terrasse	1T12+2T14	2T20

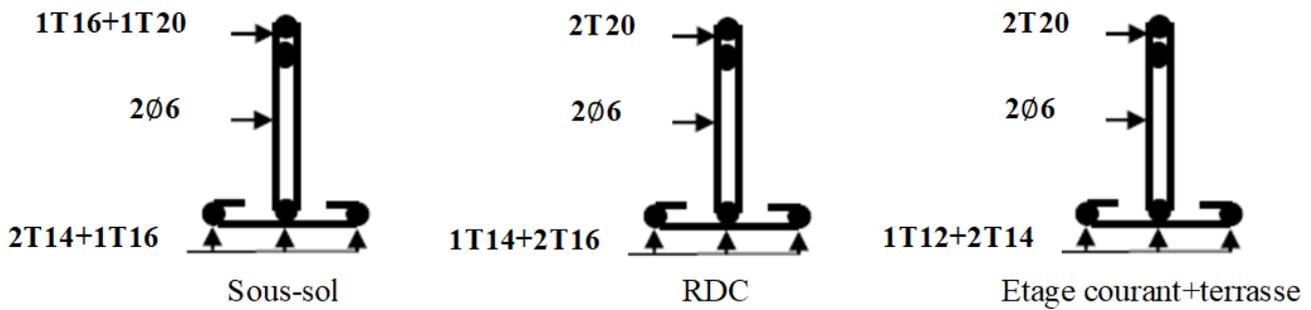


Figure III-6 : ferrailage des poutrelles.

III.2. Etude de l'acrotère :

III.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

Il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible. Il a pour rôle de :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

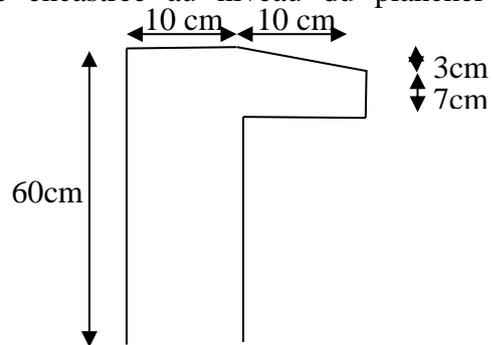


Figure III-7 : Schéma de l'Acrotère.

L'acrotère est fait en béton armé. Pour 01 mètre de longueur, on a :

$$S = (0.60 \times 0.10) + (0.10 \times 0.07) + \left(\frac{0.10 \times 0.03}{2}\right) = 0.0685m^2.$$

La charge due à l'acrotère : $G = \frac{0.0685 \times 25}{1} = 1.7125KN/ml.$

La charge due à la main courante de personne est supposée= 1 kN/ml.

$$G_{\text{acrotère}} = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{acrotère}} = 1 \text{ KN/ml}$$

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A_p \cdot C_p \cdot W_p$$

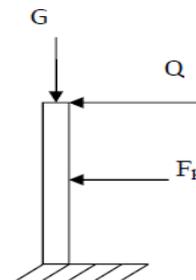


Figure III-8 : Schéma statique de l'acrotère.

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe 2, zone I), A= 0.1.

C_p : Facteur de force horizontale, $C_p = 0.8.$

W_p : Poids propre = 1.7125 KN/ml

$$\Rightarrow F_p = 0,532 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow F_p < Q$$

III.2.2. Détermination des efforts internes:**III.2.2.1. Calcul à l'ELU:**

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times (1.7125) = 2.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/m}$$

III.2.2.2. Calcul à l'ELS:

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

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

L'acrotère est soumis à la flexion composée.

III.2.2.3. Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.389 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{6} \rightarrow$ section partiellement comprimée.

III.2.3. Calcul du ferrillage :**III.2.3.1. A l'ELU :**

La section à considérer pour le calcul est la suivante :

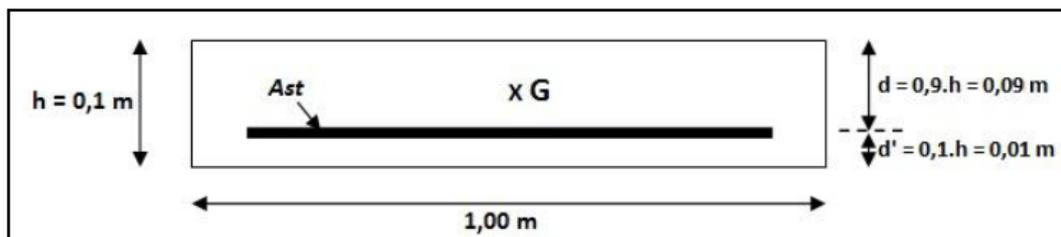


Figure III-9 : Section considérée pour le calcul.

- Moment de flexion fictif :

$$M_a = N_u \cdot e_a$$

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - h\right)$$

$$e_a = 38.9 + \left(\frac{10}{2} - 10\right) = 33.9 \text{ cm}$$

$$M_a = 2.31 \times 0.339 = 0.783 \text{ KN.m/ml.1}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,783 \times 10^{-3}}{1(0,9 \times 0,1)^2 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5}} = 6,823 \times 10^{-3} < \mu_R = 0,392$$

→ Section à simple armature.

- Calcul d'A_{st}:

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{z} - N_u \right]$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(6,823 \times 10^{-3})}) = 8,558 \times 10^{-3}$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,09 \times (1 - 0,4 \times (8,558 \times 10^{-3})) = 0,08 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \left[\frac{0,783 \times 10^{-3}}{0,08} - 2,31 \times 10^{-3} \right] = 2,18 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 0,218 \text{ cm}^2$$

On remarque que A_{st} est très faible, alors on calcul A_{st} selon la formule de non fragilité.

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

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,08 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8.

- Calcul d'armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

On prend → A_{rep} = 3T8.

- Calcul de l'espacement :

$$S_t = \min(3 \cdot h; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}.$$

III.2.3.2. A l'ELS:

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35 \text{ m}$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \times n \times A_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6 \times n \times A_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -3 \left(\left(35 - \frac{10}{2} \right) \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \times \left(35 - \frac{10}{2} + 9 \right)$$

$$P = -2810,64 \text{ cm}^2 = -0,281064 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \times \left((e - \frac{h}{2}) \right)^3 - \frac{6 \times n \times A_2}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6 \times n \times A_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 - (35 - 5)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \times (35 - 5 + 9)^2$$

$$q = 56687,6 \text{ cm}^3 = 0,056687,6 \text{ m}^3$$

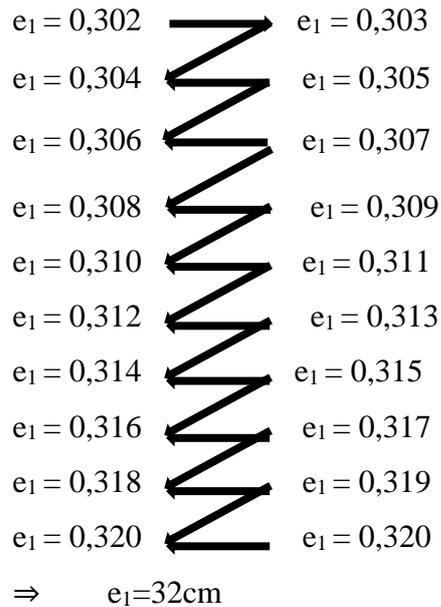
Pour déterminer « e », on choisit forfaitairement $e_1=0.3$, on remplace e_1 dans l'équation suivante et on s'arrête quand e_1 est constante.

- Méthode de l'intersection successive :

On a $e_1 = \sqrt[3]{(-p \times e_1 - q)}$

On prend la valeur de : $e_1=0,3\text{m}$

$$e_1 = \sqrt[3]{-(-0,281064 \times 0,3 - 0,056876)}$$



$$x = \frac{h}{2} - (e - e_1) = 5 - (35 - 32) = 1\text{cm}$$

- Moment isostatique :

$$S = \frac{b \times x^2}{2} + n \times A_2 \times (x - d) - n \times A_1 \times (d - x)$$

$$S = \frac{1 \times (0,01)^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times ((0,9 \times 0,1) - 0,01)$$

$$S = -1,912 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

- Calcul des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = \frac{1,7125 \times 10^{-3} \times 1 \times 10^{-2}}{-1,912 \times 10^{-4}} = -0,086 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow C.V$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{N_s \times (d-x)}{S} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{1,7125 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,01)}{(-1,912 \times 10^{-4})} = -0,69$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = -0,69 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow C.V$

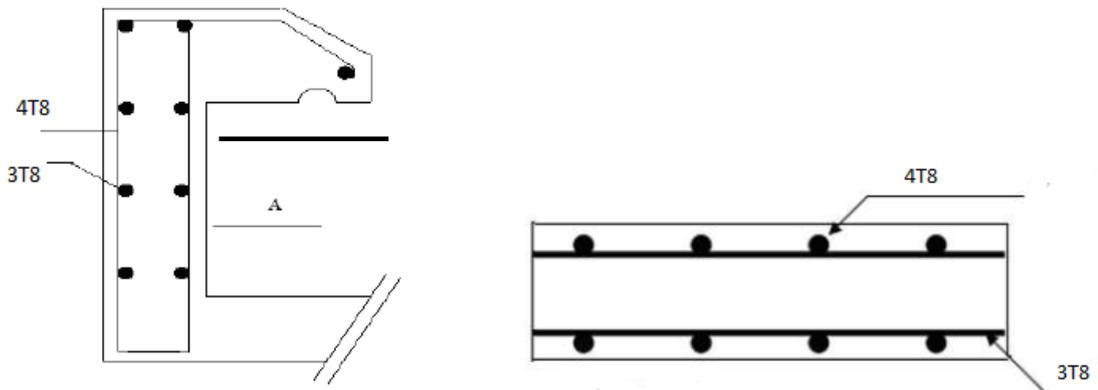


Figure III-10 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude des escaliers :

III.3.1. Types d'escaliers :

Type 1 :

(RDC + étage courant)

L=1.20m.

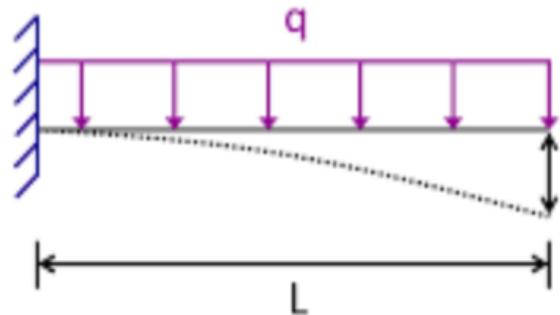


Figure III-11 : Escalier type 1.

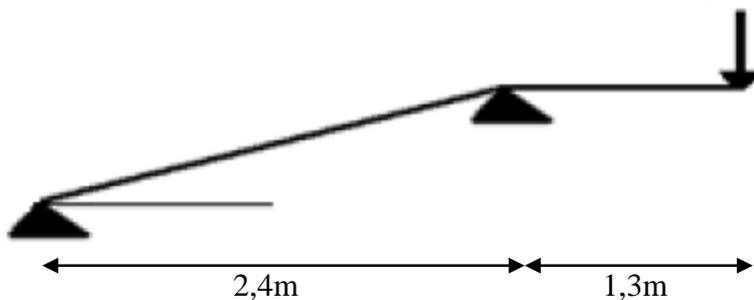


Figure III-12 : Escalier type 2.

Type 2 :

(Sous-sol)

III.3.2. Evaluations des charges et surcharges :

Les charges réparties :

- Charges permanentes : $G = 7.86 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_s = G + Q$$

Tableau III-5 : Combinaison d'action.

Combinaison d'action	Paillasse (KN/m)	Palier (KN/m)
ELU	14,361	9,744
ELS	10,36	6,94

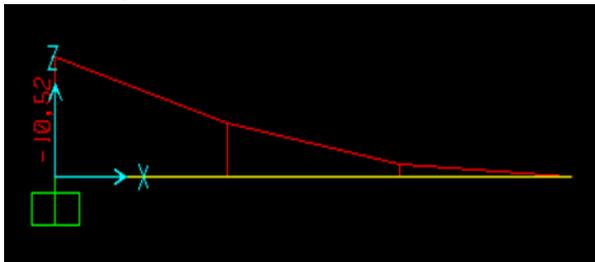
III.3.3. Calcul des efforts internes :

Le calcul se fait par la modélisation en sap2000.

a. Type I :

- Résultats de SAP :

ELU :



Paillasse



Palier

ELS :



Paillasse



Palier

Tableau III-6 : Les efforts internes de palier et paillasse de l'escalier type 1.

	ELU		ELS	
	$M_{max}(KN.m)$	$T_{max}(KN)$	$M_{max}(KN.M)$	$T_{max}(KN)$
Palier	7.2	11.993	5.18	8.63
Paillasse	10.52	17.53	7.64	12.732

b. Type II :

ELU :



ELS :



$$\begin{cases} M_{app} = 0.85 M_{max} \\ M_{travée} = 0.5 M_{max} \end{cases}$$

Tableau III-7 : Les efforts internes de l'escalier type II.

ELU			ELS		
M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	T _{max} (KN)
6.44	10.948	22.9	5.255	8.933	17.11

III.3.4. Calcul de ferrailage :

III.3.4.1. Type 1 :

En considère comme une console encastée, soumise aux charges permanentes et d'exploitation. Le calcul se fera pour une bande de 1.2m à la flexion simple :

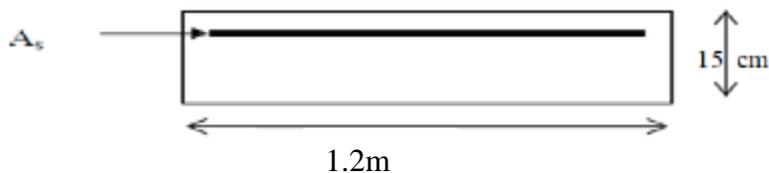


Figure III-13 : Section d'une poutre console.

a. A l'ELU :

$M_u = 10.52 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.52 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0,0339 < 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

⇒ Section à simple armature.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.0339)})$$

$$\alpha = 0,0431$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4(0.0248))$$

$$z = 0,132m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{10.52 \times 10^{-3}}{0,132 \times 347,826} = 2.28 \times 10^{-4} m^2 = 2.28 cm^2$$

• **Section minimum (RPA99V2003) :**

$$A_{st} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 120 \times 15 = 9 cm^2$$

Donc on prend $A_{st} = 6T14 = 9.24 cm^2$

Avec un espacement $St=15cm$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 1.2 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400}$$

$A_s = 9.24 cm^2 \geq 1.95 cm^2$ condition vérifier

• **Armatures de répartition :**

$$A_{répartition} = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 cm^2$$

On adopte : $4T10 = 3.14 cm^2$.

b. A l'ELS :

D'après (C.B.A.93) : Les escaliers sont protégés (couverts), ils sont soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec :} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa. \end{array} \right.$$

$b = 1.2m$; $h = 0,15m$; $d = 0,135m$; $d' = 0,015m$; $F_e = 400MPa$; $n = 15$.

• Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} b \frac{x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) &= 0 & \Rightarrow & 120 \frac{x^2}{2} - 15 \times 9.24 (13.5 - x) = 0 \\ \Rightarrow 60x^2 + 138.6x - 1871.1 &= 0 & , & \quad \sqrt{\Delta} = 684.305 \end{aligned}$$

⇒ $x=4.54\text{cm}$

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \times Ast \times (d - x)^2 \Rightarrow I = 120 \frac{(9.24)^3}{3} + 15 \times 9.24(13.5 - 4.54)^2$$

⇒ $I=42682.59 \text{ cm}^4$

- Vérifications des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms.x}{I} = \frac{7.64 \times 4.54 \times 10^{-5}}{42682.59 \times 10^{-8}} = 0.81 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Vérification au cisaillement :

D'après le (C.B.A.93) : La contrainte tangentielle doit satisfaire la condition suivante :

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ Avec :

$$\left\{ \begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u \max}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{0.011993}{1.2 \times 0.135} = 0.074 \text{ MPa} \\ \overline{\tau}_u &= \min \left(0.2 \times \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \overline{\tau}_u = \min(2.5; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow$ condition vérifiée.

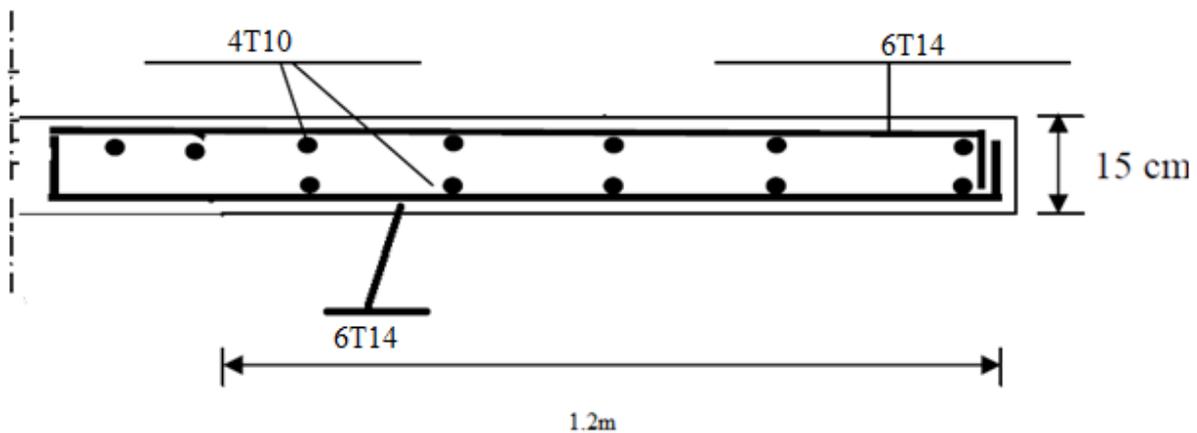


Figure III-14 : Schéma du ferrailage d'escalier type I

III.3.4.2. Type 2 :

Le ferrailage de type II est illustré dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Ferrailage de type II

	Armature longitudinal				Armature repartition			
	Ast calculé		Ast choisi		Ast calculé		Ast choisi	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Type II	2.37	1.38	4T14	4T12	1.54	1.13	3T10	3T10

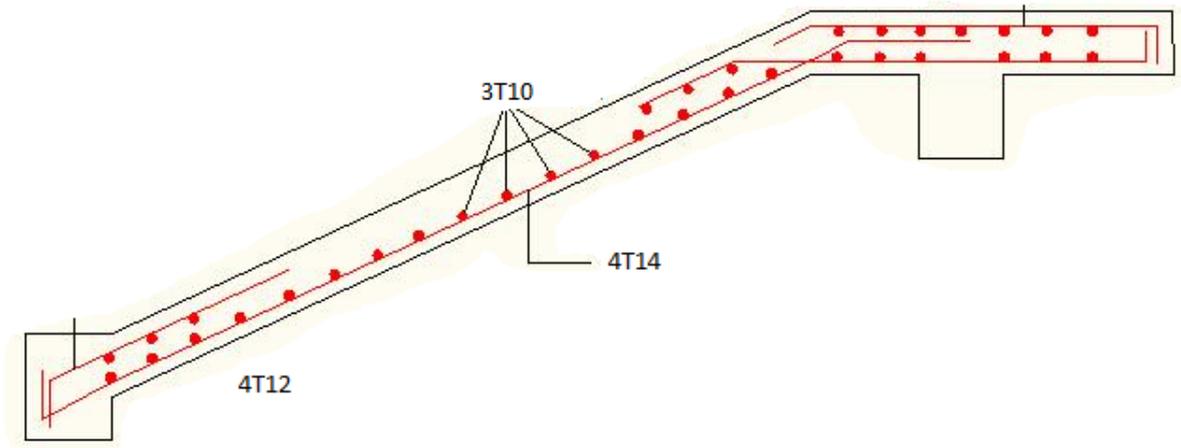


Figure III-15 : Schéma du ferrailage d'escalier type II

III.3.5. Poutre palière (type2) :

III.3.5.1. Prédimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL91 : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$L = 383\text{cm} \Rightarrow \frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \Rightarrow 25.53\text{cm} \leq h \leq 38.3\text{cm}$

On adopte: $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

- Vérification selon le RPA99v2003 :

Les dimensions de la ceinture doivent satisfaire les conditions suivantes :



Figure III-16 : Coupe transversale de la poutre palière.

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots [CV]$

$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots [CV]$

$h/b = 1.16 < 4 \dots\dots\dots [CV]$

III.3.5.2. Charges revenantes à la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $G_{PP} = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$

Réaction du palier : $R_{UB} = 38.588 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier : $R_{SB} = 29.15 \text{ KN/ml}$

III.3.5.3. Combinaison d'action :

- A l'ELU :

$$q_u = 1.35 G_{PP} + R_{UB} = 1.35 (2.625) + 38.855 = 42.39 \text{ KN/ml.}$$

- A l'ELS:

$$q_s = G_{PP} + R_{SB} = 2.625 + 29.15 = 31.775 \text{ KN/ml.}$$

III.3.5.4. Calcul des sollicitations :

- ELU:

- Moment isostatique :

$$M_o = q_u L^2 / 8 = 77.72 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = q_u L / 2 = 81.17 \text{ KN}$$

$$\text{Sur travée : } M_t = 0.85 M_o = 0.85 * 77.72 = 66.062 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_a = 0.5 M_o = 0.5 * 77.72 = 38.86 \text{ KN.m}$$

- ELS :

- Moment isostatique :

$$M_o = q_s L^2 / 8 = 58.26 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = q_s L / 2 = 60.84 \text{ KN}$$

$$\text{Sur travée : } M_t = 0.85 M_o = 0.85 * 58.26 = 49.521 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_a = 0.5 M_o = 0.5 * 58.26 = 29.13 \text{ KN.m}$$

III.3.5.5. Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul se fait sur une bande de 1m :

- a. A l'ELU :

- En travée :

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{66.062 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315^2 \times 14.17} = 0.0196$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0196}) = 0.0247$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.0247) = 0.311 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{66.062 \times 10^{-3}}{0,311 \times 347.826} = 6.089 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage : 6T12 = 6.79 cm²

- **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{38.86 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0.315^2 \times 14,17} = 0,092$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}) = 0.120$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0.120) = 0,299 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{39.1765 \times 10^{-3}}{0,237 \times 347.826} = 3.72 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage : 5T12 = 5.65 cm²

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times 2,1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Avec : d = 0,9h = 0,9 x 0,35 = 0,315 m

$$A_{st} \geq 1.14 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **b. A l'ELS :**

D'après (C.B.A.93) : Les escaliers sont protégés (couverts), ils sont soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec :} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

b = 0.30 m; h = 0,35 m; d = 0,315 m; d' = 0,035 m; Fe = 400 MPa; n = 15.

- **En travée :**

- Position de l'axe neutre :

$$b \frac{x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad 30 \frac{x^2}{2} - 15 \times 6.79 (31.5 - x) = 0$$

$$\Rightarrow 15x^2 + 101.85x - 3208.27 = 0, \quad \sqrt{\Delta} = 450.41$$

$$\Rightarrow x = 11.61 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 30 \frac{(11.61)^3}{3} + 15 \times 6.79 (31.5 - 11.61)^2$$

$$\Rightarrow I = 55942.455 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms.x}{I} = \frac{49.521 \times 11.61 \times 10^{-5}}{55942.455 \times 10^{-8}} = 10.27 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appui :**

- Position de l'axe neutre :

$$b \frac{x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d-x) = 0 \Rightarrow 30 \frac{x^2}{2} - 15 \times 4.52 (31.5-x) = 0$$

$$\Rightarrow 15x^2 + 67.8x - 2135.7 = 0, \quad \sqrt{\Delta} = 364.33$$

$$\Rightarrow x = 14.4 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2 \Rightarrow I = 30 \frac{(14.4)^3}{3} + 15 \times 4.52 (31.5-14.4)^2$$

$$\Rightarrow I = 49685.238 \text{ cm}^4.$$

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms.x}{I} = \frac{29.13 \times (14.4) \times 10^{-5}}{49685.238} = 8.44 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le RPA 99 V2003 exige que :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b.h \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times (0,3 \times 0,35) = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$D'où A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} = 6.79 + 4.52 = 11.31 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A > A_{\min} \quad \text{C.V}$$

III.3.5.6. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(1; 1,2; 3 \text{ cm}) \Rightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

III.3.5.7. Calcul d'espacement :

D'après les règles du RPA 99 v.2003 on a :

• **Dans la zone nodale :**

$$S_T \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{1 \min}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_T \leq \min(8.75; 14,4; 30 \text{ cm})$$

On prend : $S_T = 8 \text{ cm}$.

• **Dans la zone courante :**

$$S_T' \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad S_T' \leq 17.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 17 cm.

III.3.5.8. Vérification vis-à-vis au cisaillement :

D'après le (C.B.A.93) : La contrainte tangentielle doit satisfaire la condition suivante :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{0.08117}{0.30 \times 0.315} = 0.858 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(2.5; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.3.5.9. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99)

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{383} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0,091 \geq 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_{tu}}{M_o} \quad \Rightarrow \quad 0,091 \geq 0,0472 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **En travée :**

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.20}{f_E} \quad \Rightarrow \quad \frac{6.79}{30 \times 31.5} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$\Rightarrow \quad 7.18 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

- **En appui :**

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.20}{f_E} \quad \Rightarrow \quad \frac{4.52}{30 \times 31.5} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$\Rightarrow \quad 4.78 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III-9 : Ferrailage de la poutre palière.

	A_{st} calculé (cm ²)	A_{st} choisie (cm ²)	
Travée	6.089	6T12	6.79
Appui	3.72	5T12	5.65

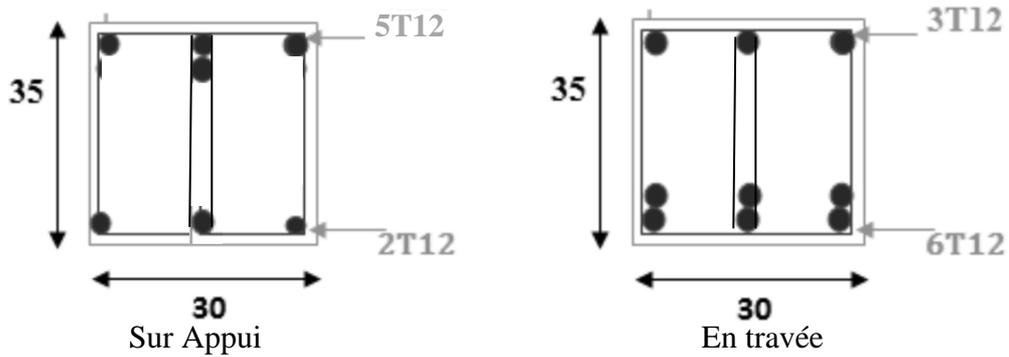


Figure III-17 : Ferrailage de la poutre palière.

III.4. Etude de l’ascenseur :

III.4.1. Caractéristique de l’ascenseur :

Dans notre structure, nous avons choisi un ascenseur a traction a câble qui est disponible dans le marché algérien. Il est constitué de :

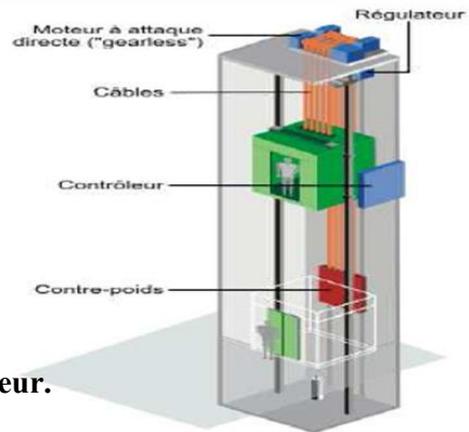


Figure III-18 : Caractéristiques de l’ascenseur.

III.4.2. Dimensionnement de la dalle :

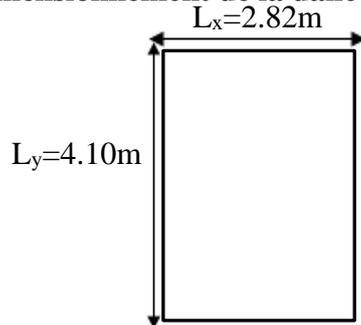


Figure III-19 : Les dimensions de la dalle.

Il y a deux conditions à vérifier :

- Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{2.82}{50} \leq e \leq \frac{2.82}{40} \Rightarrow 5.64cm \leq e \leq 7.05cm$$

- Condition de l’entreprise nationale des ascenseurs (ENA) :

Minimum exigé est de : $e \geq 25cm$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.82}{4.1} = 0.6878 > 0.4 \text{ (La dalle portant dans les deux sens).}$$

$$h \geq \frac{L_x}{40} \Rightarrow h > \frac{282}{40} \Rightarrow h > 7.05 \Rightarrow \text{Selon la condition de résistance.}$$

Donc, on adopte une épaisseur de : **e = 25 cm.**

III.4.3. Evaluation de charges et surcharges :

Dans notre projet, l'ascenseur dédie au déplacement de 9 personnes

D'après les normes européennes (EN 81-20 et EN 81-50) et d'après la fiche technique de l'ascenseur qu'on a choisi (GEARLESS.maGO), les charges et les surcharges de la machine sont résumées :

- La cabine à une capacité de neuf personnes, donc la charge nominale (Q) donnée par une valeur de (675 KG), une moyenne de (75 KG) pour une personne.
- Le poids mort : $P_m = 23.425 \text{ KN} = 2342.5 \text{ Kg}$
- Le contrepoids est calculé comme suit : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2342.5 + \frac{675}{2} = 2680 \text{ Kg}$
- P (Preuil, moteur) = 1200 Kg
- $M_g = m n L$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g : \text{le poids de câble} \\ m : \text{masse linéaire de câble} = 0.512 \\ n : \text{nombre des câbles} = 2 \end{array} \right. \quad L : \text{longueur de câble}$$

$$M_g = 0.512 \times 2 \times 59.68 = 61.11 \text{ Kg}$$

$$M_g = 0.61 \text{ KN}$$

Donc :

$$G_t = P_m + P_p + P \text{ (Preuil, moteur)} + M_g$$

$$G_t = 2342.5 + 2680 + 1200 + 61.11 = 6283.61 \text{ Kg}$$

$$G_t = 62.83 \text{ KN}$$

- **Charge permanent** : $G_t = 62.83 \text{ KN}$.
- **Charge d'exploitation** : $Q = 6.75 \text{ KN/m}^2$.

III.4.4. Vérification du poinçonnement :

Selon **B.A.E.L 91** la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$Q_0 \leq 0.045 U_c h \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_0 : est la charge appliquée sur chaque appuie.

h : Epaisseur totale de la dalle = 25 cm.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

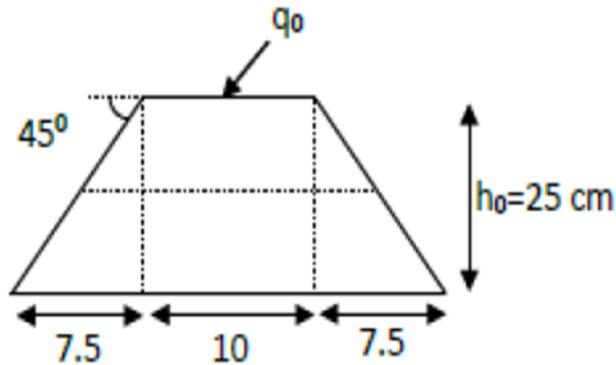


Figure III-20 : Chargement appliqué.

$$Q_u = (1.35 \times 62.83) + (1.5 \times 6.75) = 94.94 \text{ KN}$$

$$Q_s = (62.83 + 6.75) = 69.58 \text{ KN}$$

Pour chaque appui

- $Q_{uo} = \frac{Q_u}{4} = \frac{94.94}{4} = 23.735 \text{ KN}$
- $Q_{so} = \frac{Q_s}{4} = \frac{69.58}{4} = 17.395 \text{ KN}$

La charge concentrée Q_{u0} est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} U_0 = U + h \\ V_0 = V + h \end{cases}$$

- U_0 et V_0 représentent les côtés de rectangle $(\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_x})$ sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans le béton.
- U et V : les dimensions de la charge concentré.
- h : épaisseur de la dalle.

$$U_o = V_o = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$U_c = (U_o + V_o) \times 2 = (35 + 35) \times 2 = 1.40 \text{ m}$$

$$Q_0 = 0.045 \times 1.40 \times 0.25 \times \frac{25000}{1.5} = 26250 \text{ Kg}$$

$$= 262.50 \text{ KN} > 23.73 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc : il n'y a pas un risque de poinçonnement.

III.4.5. Calcul des efforts internes :

III.4.5.1. Les moments dus aux charges concentrées :

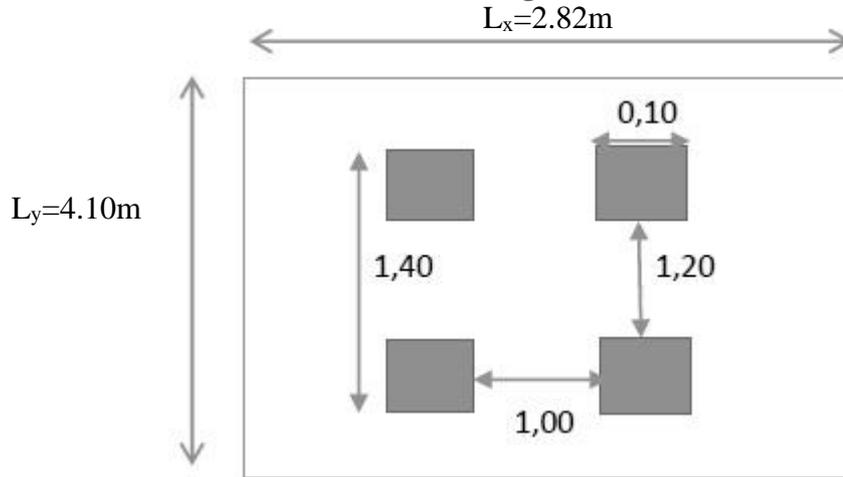


Figure III-21 : Schéma statique de la dalle d'ascenseur.

On calcul les moments dus aux charges concentrées, dans les huit rectangles de (10×10)cm², en utilisant la méthode de Pigeaud

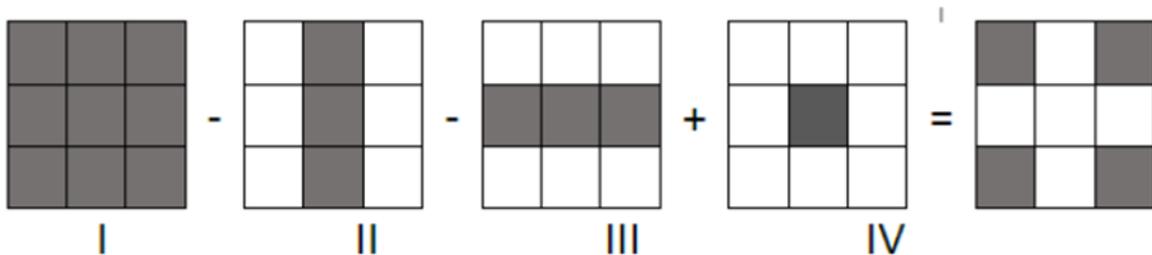


Figure III-22 : Calcul des moments par la méthode de Pigeaud.

$$M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4}, \quad M_x = (M_1 + \nu M_2) P, \quad M_y = (\nu M_1 + M_2) P$$

$$\begin{cases} P_u = P' u \times s \\ P_s = P' s \times s \end{cases}$$

Avec : $s = U_o \times V_o$

La charge surfacique sur le rectangle (35×35) cm² est :

$$\begin{cases} P' u = \frac{Q_u}{UV} = \frac{23.735}{0.35 \times 0.35} = 193.75 \text{ KN/m}^2 \\ P' s = \frac{Q_s}{UV} = \frac{17.395}{0.35 \times 0.35} = 142 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau III-10 : Les différentes surfaces et leurs charges.

N°	U	V	U _o	V _o	U ₀ /L _x	V _o /L _y	M ₁	M ₂	S m ²	P' u KN/m ²
I	1.2	1.4	1.45	1.65	0.514	0.402	0.118	0.072	2.3925	193.75
II	1.0	1.4	1.25	1.65	0.443	0.402	0.132	0.086	2.0625	193.75
III	1.2	1.2	1.45	1.45	0.514	0.353	0.124	0.086	2.1025	193.75
IV	1.0	1.2	1.25	1.45	0.443	0.353	0.158	0.091	1.8125	193.75

Tableau III-11 : Les différentes valeurs de moment à ELU et ELS.

N°	ELU				ELS			
	P'u	Pu	Mx	My	P's	Ps	Mx	My
I	193.75	463.546	54.698	33.375	142	339.735	44.98	32.478
II	193.75	399.609	52.748	34.366	142	292.875	43.696	32.919
III	193.75	407.359	50.512	35.032	142	298.555	42.155	33.079
IV	193.75	351.171	55.485	31.956	142	257.375	45.349	31.554

- $$ELU : \begin{cases} M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4} = \frac{54.698 - 52.748 - 50.512 + 55.485}{4} = 1.7307 \\ M_{yt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4} = \frac{33.375 - 34.366 - 35.032 + 31.956}{4} = 1.016 \end{cases}$$
- $$ELS : \begin{cases} M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4} = \frac{44.98 - 43.696 - 42.155 + 45.349}{4} = 1.119 \\ M_{yt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}}{4} = \frac{32.478 - 32.919 - 33.079 + 31.554}{4} = 0.491 \end{cases}$$

III.4.5.2. Descente des charges :

ep = 25cm $\Rightarrow \begin{cases} G = 0.25 \times 25 \Rightarrow G = 6.25 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

III.4.5.3. Combinaisons fondamentales :

• Etat limite ultime (E.L.U.) :

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 1 = 9.93 \text{ KN/m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur :

$q^-_u = q_u \times 1.00 = 9.93 \text{ KN/ml}$.

• Etat limite de service (E.L.S.) :

$q_{ser} = G + Q$

$q_{ser} = 6.25 + 1 = 7.25 \text{ KN/m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur

$q^-_{ser} = q_{ser} \times 1.00 = 7.25 \text{ KN/ml}$

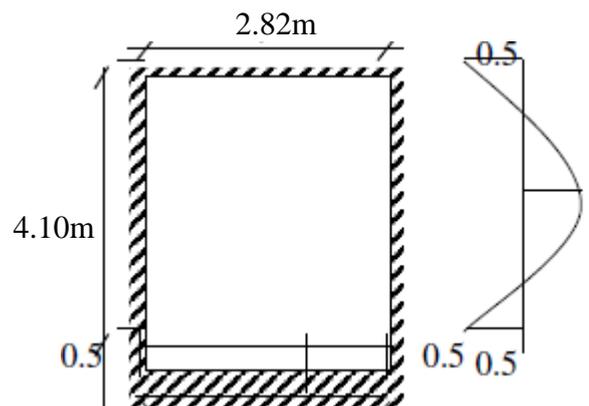


Figure III-23 : Dimensions de panneau de dalle d'ascenseur.

III.4.5.4. Calcul des sollicitations :

• Etat limite ultime (E.L.U.) :

$M_x^u = \mu_x^u \times q^-_u \times L_x^2$ Suivant la direction L_x

$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u$ Suivant la direction L_y

• **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser}^- \times L_x^2 \quad \text{Suivant la direction } L_x$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \quad \text{Suivant la direction } L_y$$

• **Coefficient de poisson :**

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour l'état limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 & \text{pour l'état limites de service (béton non fissuré)} \end{cases}$$

III.4.5.5. Calcul des moments dus aux charges réparties :

• **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.82}{4.10} = 0.687$$

D'après le tableau on a : $\mu_x^u = 0.0707$ et $\mu_y^u = 0.408$

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_{ser}^- \times L_x^2 = 0.0707 \times 9.93 \times 2.82^2 = 5.582 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 5.582 \times 0.408 = 2.277 \text{ KN}$$

• **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.82}{4.10} = 0.687$$

D'après le tableau on a : $\mu_x^{ser} = 0.0766$ et $\mu_y^{ser} = 0.563$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.0766 \times 7.25 \times 2.82^2 = 4.416 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 0.563 \times 4.416 = 2.486 \text{ KN}$$

III.4.5.6. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

• **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_x = M_{xt} + M_x^u = 1.7307 + 5.582 = 7.3127 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{yt} + M_y^u = 1.016 + 2.277 = 3.293 \text{ KN.m}$$

• **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_x = M_{xt} + M_x^{ser} = 1.119 + 4.416 = 5.535 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{yt} + M_y^{ser} = 0.491 + 2.486 = 2.977 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment max en travée : } M_t = 0.75 \times M_{xt}$$

$$\text{Moment max en appuis : } M_a = -0.5 \times M_{xt}$$

Tableau III-12 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

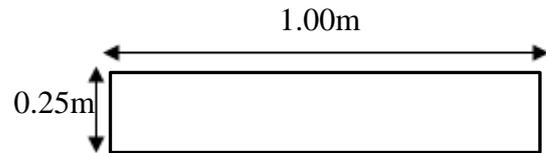
M_{tx}^u	M_{ax}^u	M_{tx}^{ser}	M_{ax}^{ser}	M_{ty}^u	M_{ay}^u	M_{ty}^{ser}	M_{ay}^{ser}
5.484	-3.656	4.151	-2.767	2.469	-1.646	2.232	-1.488

III.4.6. Calcul du ferrailage :

SENS XX :

$$M_t = 5.484 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -3.656 \text{ KN.m}$$

**a. ELU :**• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = \frac{5.484 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.007 < \mu_R = 0.392 \quad \Rightarrow \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.008$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.008) \quad \Rightarrow \quad Z = 0.2242 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z A_{st}} = \frac{5.484 \times 10^{-3}}{0.2242 \times 347.83} \quad \Rightarrow \quad A_{st} = 0.703 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad A_{st} = 0.703 \text{ cm}^2$$

- Condition de non-fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.225 \times 2.1 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 \quad \Rightarrow \quad A_{st \min} \geq 2.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{st \min}$$

Donc, on adopte $A_{st} = 4T10/m = 3.14 \text{ cm}^2$

• **En appui :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = \frac{3.656 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17} =$$

$$\mu_u = 0.005 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.006$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.006) \quad \Rightarrow \quad Z = 0.2244 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z A_{st}} = \frac{3.656 \times 10^{-3}}{0.2244 \times 347.83} \quad \Rightarrow \quad A_{st} = 0.468 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow \quad A_{st} = 0.468 \text{ cm}^2$$

- Condition de non-fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.225 \times 2.1 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4$$

$$A_{st \min} \geq 2.71 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < A_{st \min}$ Donc, on adopte $A_{st} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

b. ELS :**• Travée :**

$$\lambda = \frac{Mu}{Ms} = \frac{5.484}{4.151} = 1.321 \quad \alpha = 0.008 < \frac{1.321-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$A_{st} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2}x^2 - n A_{st}(d - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{100}{2}x^2 - 15 \times 3.14 \times (22.5 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \quad x = -b + \sqrt{\Delta} 2a = 4.16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}x^3 + n A_{st}(d - x)^2 \quad \Rightarrow \quad I = \frac{100}{3} \times 4.16^3 + 15 \times 3.14 \times (22.5 - 4.16)^2$$

$$\Rightarrow \quad I = 18242 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I = 1,8242 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{Ms x}{I} = \frac{4.151 \times 0.0416}{1.8242 \times 10^{-4}} = 0.946 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}. \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{n Ms (d-x)}{I} = \frac{15 \times 4.151 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.0416)}{1.8242 \times 10^{-4}} = 62.59 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_c; 110 \sqrt{nft28}\right) \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

• Appui :

$$\lambda = \frac{Mu}{Ms} = \frac{3.656}{2.767} = 1.321 \quad \alpha = 0.006 < \frac{1.321-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$A_{st} (\text{Travée}) = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2}x^2 - n A_{st}(d - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{100}{2}x^2 - 15 \times 3.14 \times (22.5 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \quad x = -b + \sqrt{\Delta} 2a = 4.16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}x^3 + n A_{st}(d - x)^2 \quad \Rightarrow \quad I = \frac{100}{3} \times 4.16^3 + 15 \times 3.14 \times (22.5 - 4.16)^2$$

$$I = 18242 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad I = 1,8242 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{Ms x}{I} = \frac{2.767 \times 10^{-3} \times 0.0416}{1.8242 \times 10^{-4}} = 0.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}. \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{n Ms (d-x)}{I} = \frac{15 \times 2.767 \times 10^{-3} \times (0.225 - 0.0416)}{1.8242 \times 10^{-4}} = 41.72 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_c; 110 \sqrt{nft28}\right) \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

III.4.6.1. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

III.4.6.2. Espacement :

$St < \text{mini} (3h ; 33 \text{ cm})$ Direction la plus sollicité.

$$\Rightarrow St = 100 / 4 = 25 \text{ cm} < \text{mini} (75; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \text{C.V}$$

III.4.6.3. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2} = 23.73 + 9.93 \times \frac{2.82}{2} \Rightarrow T_x^u = 37.731 \text{ KN.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{0.03773}{1 \times 0.225} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il y'a pas de reprise de bétonnage.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.6.4. Vérification de la flèche :

- $\frac{hd}{Lx} > \frac{Mst}{20 \text{ MSX}} = \frac{0.25}{2.82} = 0.088 > \frac{4.151}{20 \times 5.535} = 0.037 \Rightarrow \text{C.V}$
- $\rho = \frac{A}{b \times dx} < \frac{2}{f_e} = \frac{3.14}{100 \times 22.5} = 0.001 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{C.V}$

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

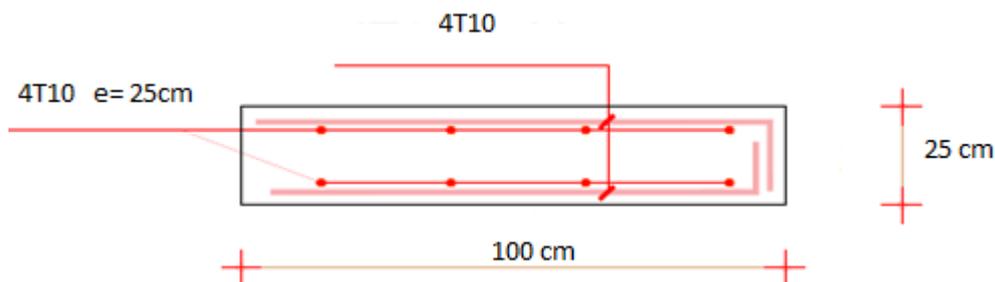


Figure III-24 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

CHAPITRE IV

« ETUDE DYNAMIQUE »

IV.1. Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Un séisme dépend de plusieurs facteurs, comme les caractéristiques du séisme, la qualité du sol et les propriétés structurelles.

Le génie parasismique est un secteur du génie civil qui œuvre pour la réduction des dommages des structures résultant des séismes et la minimisation en pertes matérielles et humaines

Le risque associé aux sollicitations sismique représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures de bâtiments en particulier pour les bâtiments qui doivent demeurer fonctionnels après un séisme.

IV.2. Etude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3. Méthode de Calcul :

Méthodes utilisables selon le RPA99 version 2003

- Méthode statique équivalente;
- Méthode d'analyse modale spectrale;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

- **Méthode statique équivalente :**

Le règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions (art4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer

les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

- **Méthode d'analyse modale spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Combinaisons d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'action aux états limites suivantes : « Ultime, Service, et Accidentel ».

- **ELU** : $1.35G + 1.5Q$
- **ELS** : $G + Q$
- **ELA** : $G + Q \pm E$
- **ELA** : $0.8G \pm E$

IV.5. Modélisation de la structure :

Notre structure a été modélisée avec le logiciel de calcul (SAP2000.version14.2.2), un modèle en élément finis du bâtiment en 3D.

IV.6. Modélisation de 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.d.l.) par nœud.

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds
- les planchers, sont de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

IV.7. Modélisation de masse :

Les masses M_t ont été calculées suivant le RPA99v2003 où il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction des charges d'exploitation.

$$M_t = M_g + \beta \cdot M_Q \quad \text{Avec :}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.
Dans ce cas on a un bâtiment à usage d'habitation donc $\beta = 0,20$.

W_{gi} : poids due aux charges permanente

W_{qi} : charge d'exploitation

- La masse des murs extérieurs ou intérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres et chainages.
- La masse de l'acrotère a été répartie aux niveaux des poutres et chainages qui se trouvent sur le périmètre du plancher terrasse

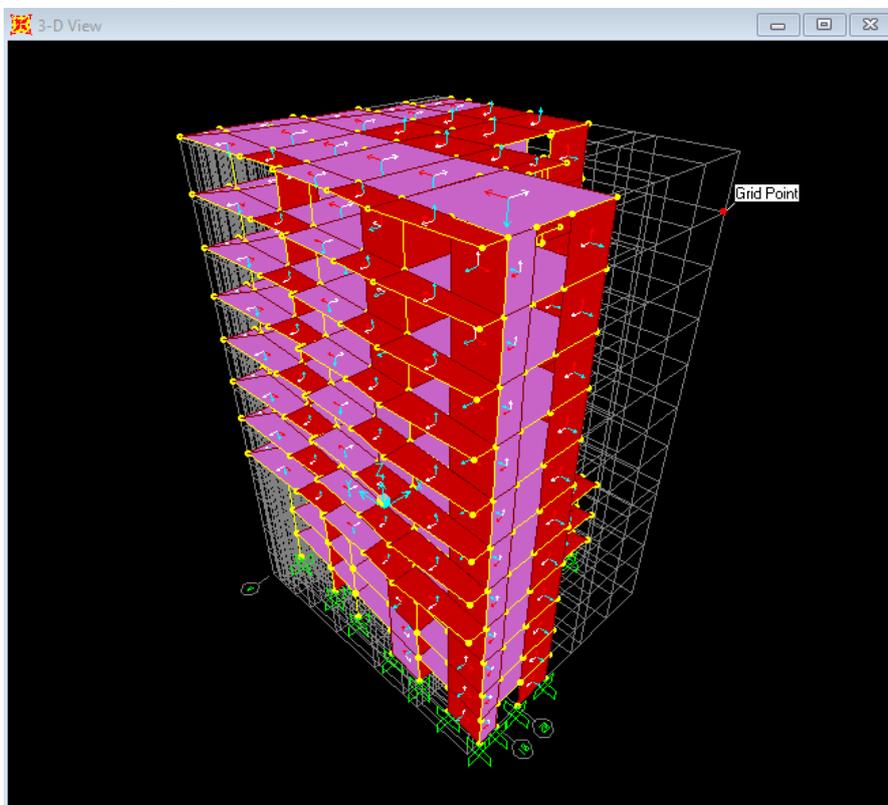


Figure IV-1 : Modèle 3D de la structure

IV.8. Analyse modale de la structure :

L'analyse modale de la structure est une étape fondamentale pour l'analyse sismique car elle permet de comprendre le comportement vibratoire de la structure.

L'analyse modale concerne le calcul des pulsations et modes propres.

IV.9. Distribution des voiles :

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction portiques.

La disposition retenue est la suivante :

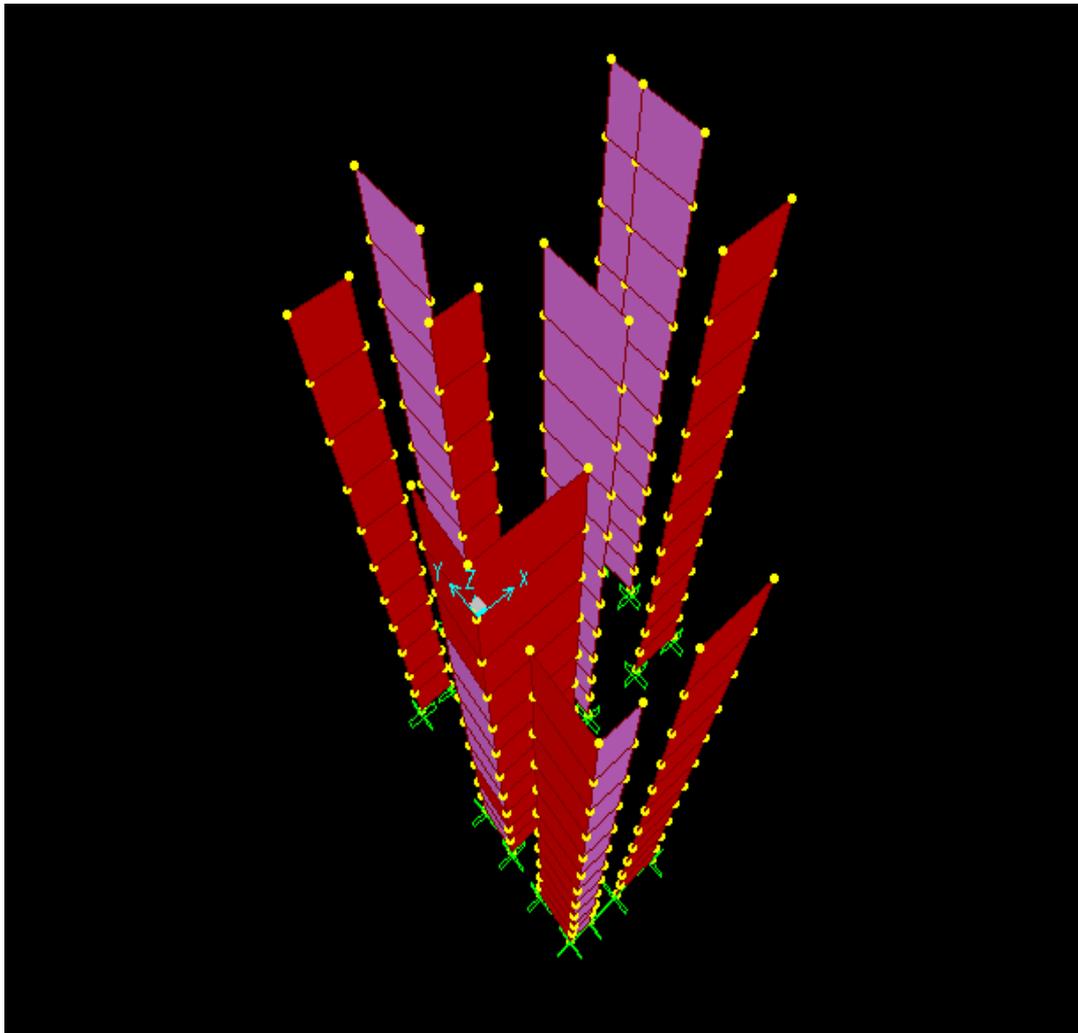


Figure IV-2 : Disposition des voiles

Tableau IV-1 : Périodes et participation massique modale du modèle finale (donné par SAP)

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless											
MODAL	Mode	1	0,918434	51%	1%	0%	51%	1%	0%	2%	67%	0%	2%	67%	0%
MODAL	Mode	2	0,736905	1%	64%	0%	52%	66%	0%	80%	1%	0%	82%	68%	0%
MODAL	Mode	3	0,575215	16%	0%	0%	68%	66%	0%	0%	22%	66%	82%	90%	66%
MODAL	Mode	4	0,25915	11%	0%	0%	79%	66%	0%	0%	0%	0%	82%	90%	66%
MODAL	Mode	5	0,17973	1%	17%	0%	80%	83%	0%	0%	0%	0%	82%	90%	66%
MODAL	Mode	6	0,153434	0%	0%	1%	80%	83%	1%	0%	0%	0%	82%	90%	66%
MODAL	Mode	7	0,149186	4%	1%	0%	84%	84%	1%	0%	0%	18%	82%	90%	84%
MODAL	Mode	8	0,126119	0%	0%	3%	84%	84%	4%	0%	0%	0%	82%	90%	84%
MODAL	Mode	9	0,121039	4%	0%	0%	88%	84%	4%	0%	0%	0%	82%	90%	84%
MODAL	Mode	10	0,070316	7%	0%	0%	96%	84%	4%	0%	0%	3%	82%	90%	87%
MODAL	Mode	11	0,074418	0%	11%	0%	96%	95%	4%	0%	0%	0%	82%	90%	88%
MODAL	Mode	12	0,082475	0%	0%	70%	96%	95%	74%	4%	0%	0%	87%	90%	88%

D’après le tableau au dessus :

- on a une vibration transrionnelle dans les deux premiers modes et rotationnelle dans le troisième mode.
- Le nombre des modes qui satisfait la condition somme des masse modales $\geq 90\%Mt$ est : 10 modes pour le sens x-x, et 11 modes pour le sens y-y.

IV.10. Méthode statique équivalente :

IV.10.1. L’effort tranchant (V) :

L’effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d’accélération de zone

D : Facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement et du période fondamentale de la structure (T)

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

IV.10.2. Coefficient d’accélération de zone (A) :

Zone I : D’après la classification sismique de wilaya de Tlemcen (RPA 99 V 2003).

Groupe d’usage 2 (Ouvrages courants ou d’importance moyenne) ==> A = 0.10

IV.10.3. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3,0 \text{ s} \end{array} \right.$$

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}}$$

- ε : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\varepsilon = 7 \%$ pour les portiques en béton armé avec un remplissage dense.

- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (S3)

Site meuble $\rightarrow (T_1 = 0.15 \text{ s} ; T_2 = 0.5 \text{ s})$

- **Période fondamentale de la structure (T) :**

D'après RPA99 V 2003 (art 4.6 et 4.7)

$$T = \min\left(C_t \times h_n^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D_x}} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D_y}} \right)$$

Avec :

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_n = 32.84 \text{ m}$$

$D_{x,y}$: Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 21,46 \text{ m}$$

$$D_y = 16,3 \text{ m}$$

C_t : coefficient fonction du système de contreventement donné par **RPA99 V2003 (le tableau 4-6)**

$C_t = 0,05$ (Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

$$T_x = \min\left(C_t \times h_n^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D_x}} \right) = \min\left(0.05 \times 32,84^{3/4} ; \frac{0,09 \times 32,84}{\sqrt{21,46}} \right) = \min(0.685; 0.638)$$

$$T_x = 0.638 \text{ s}$$

$$T_y = \min\left(C_t \times h_n^{3/4}; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D_Y}}\right) = \min\left(0,05 \times 32,84^{3/4}; \frac{0,09 \times 32,84}{\sqrt{16,3}}\right) = \min(0,685; 0,732)$$

$$T_y = 0,685s$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

- Sens (x-x):

Nous avons : $T_2 \leq T \leq 3,0$

Donc: $D = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_x = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{0,638}\right)^{2/3} = 1,87$$

- Sens(y-y):

Nous avons : $T_2 \leq T \leq 3,0$

Donc: $D = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_y = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{0,685}\right)^{2/3} = 1,78$$

- **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée dans tableau ci-dessous :

Tableau IV-2 : Critères de qualité (q)

Critère de q	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	/	/	/	/
Redondance en plan	/	0,05	/	0,05
Régularité en plan	/	0,05	/	0,05
Régularité en élévation	/	0,05	/	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0,05	/	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	/	/	/
SOMME	0,20		0,20	

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 Pq = 1,20$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 Pq = 1,20$$

- **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Dans notre structure, on a un système est constitué de voiles et de portiques, sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) du (RPA99/V2003)** en fonction du système de contreventement.

Pour notre structure, on prend $R=3,5$ (Système (2))

- **Le poids total de la structure (W_T) :**

W_T : Egal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta.W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le **tableau (4.5) du RPA99V2003**, dans notre cas

$\beta = 0,2$ (Pour un bâtiment à usage d'habitation)

Tableau IV-3 : Poids des différents niveaux (donné par le SAP2000)

Niveau	Hauteur h_i (m)	Poids W_i (KN)
SS2	2,65	3674.10
SS1	2,65	4099.10
RDC	3.06	3616.40
1	3.06	3688.80
2	3.06	3637.60
3	3.06	3592.40
4	3.06	3544.90
5	3,06	3543.20
6	3,06	3545.00
7	3,06	3468.90
8	3,06	3443.30
Σw_i		39853.7

- **Détermination de l'effort tranchant (V) :**

- Sens (x-x)

$$V_X = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W_T = \frac{0,1 \times 1,87 \times 1,2}{3,5} \times 39853,7 = 2\,555,19 \text{ KN}$$

- Sens (y-y)

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W_T = \frac{0,1 \times 1,78 \times 1,2}{3,5} \times 39853,7 = 2\,432,21 \text{ KN}$$

- **Force sismique (F) de chaque niveau :**

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (RPA99 V 2003).

$$F = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_i \cdot h_i}$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, donnée par la formule suivante :

$$F_t = 0,07 TV \quad \text{Si} \quad T > 0,7 \text{ s}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si} \quad T < 0,7 \text{ s}$$

$$- \text{Sens (x-x)}$$

$$F_x = \frac{(V_x - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Avec:

$$T_x = 0.638 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_{tx} = 0$$

$$V_x = 2\,555,19 \text{ KN}$$

$$- \text{Sens (y-y)}$$

$$F_y = \frac{(V_y - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Avec:

$$T_y = 0.685 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_{ty} = 0$$

$$V_y = 2\,432,21 \text{ KN}$$

Tableau IV-4 : Forces sismiques des différents niveaux pour R=3.5

Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wi . hi	Fx	Fy
SS2	3674.10	2,65	9 736,365	209,47	194,72
SS1	4099.10	2,65	10 862,615	233.31	217,25
RDC	3616.40	3.06	11 066,184	238.08	221,32
1	3688.80	3.06	11 287,728	237.04	225,75
2	3637.60	3.06	11 131,056	233.75	222,62
3	3592.40	3.06	10 992,744	230.84	219,85
4	3544.90	3.06	10 847,394	227.79	216,94
5	3543.20	3,06	10 842,192	227.68	216,84
6	3545.00	3,06	10 847,7	227.8	216,95
7	3468.90	3,06	10 614,834	222.91	212,29
8	3443.30	3,06	10 536,498	221.26	210,72
			Σwi .hi = 118 765,31		

IV.11. Méthode d’analyse modale spectrale :

Pour la méthode d’analyse modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 s \end{array} \right.$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Version2003.

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale.

A : Coefficient d’accélération de zone.

η: Facteur de correction d’amortissement

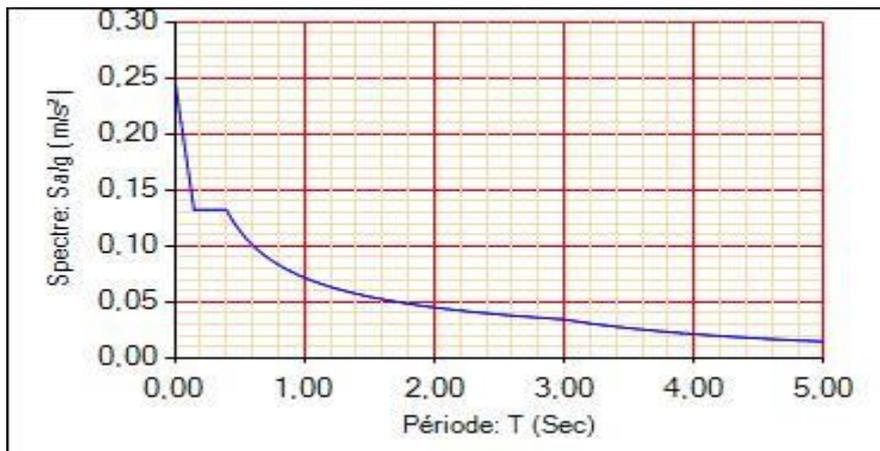


Figure IV-3 : Spectre de réponse

IV.11.1. Vérifications du calcul dynamique :

D’après le RPA 99Version 2003, la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/Vt$.

Tableau IV-5 : Effort tranchant à la base par la méthode modale spectrale (donné par le SAP2000)

Dyn X	2063,442
Dyn y	2613,116

Tableau IV-6 : Effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente (Déjà calculer)

Méthode Statique équivalente		
Effort tranchant à la base (KN)	Vx	Vy
		2 555,19 KN

- Vérification de la relation : $V_{dyn} \geq 80\%V_{stat}$

- Sens (x-x)

$$2063.442 \geq 0,8 \times 2\,555,19 \rightarrow 2063.442 \geq 2\,044,152 \rightarrow \text{C.V}$$

- **Sens (y-y)**

$$2613.116 \geq 0,8 \times 2\,432,21 \text{KN} \rightarrow 2613.116 > 1\,945,768 \rightarrow \text{C.V}$$

IV.11.2. Vérification de facteur de comportement R :

a. Les pourcentages des efforts tranchants repris par les voiles et les portiques :

On doit vérifier la condition du RPA

$$\text{Les voiles} \rightarrow \frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{globale}}} \text{ Proche à } 100\%.$$

On fait la vérification sur le 1^{er} niveau le cas le plus défavorable (parce qu'il a le plus grand V_{Globale}) avec les combinaisons sismiques E_x et E_y

Tableau IV-7 : Vérification des efforts tranchants sens (x-x)

V voile (KN)	V globale (KN)	Les voiles %	Les portique %
2346,36	2555,19	91,80	09.2

Tableau IV-8 : Vérification des efforts tranchants sens (y-y)

V voile (KN)	V globale (KN)	Les voiles %	Les portique %
2398,04	2432,21	98,59	01.41

b. Les pourcentages les efforts Normaux repris par les voiles et les portiques :

On doit vérifier la condition du RPA

$$\text{Les voiles} \rightarrow \frac{N_{\text{voiles}}}{N_{\text{globale}}} \rightarrow \geq 20\%$$

$$\text{Les portiques} \rightarrow 100 - 20 \geq 80 \%$$

On fait la vérification avec la combinaison ELS

Tableau IV-9 : Vérification des efforts normaux sens (x-x)

V voile (KN)	V globale (KN)	Les voiles %	Les portique %
16046,778	47938,988	33,47	66,53

Tableau IV-10 : Vérification des efforts normaux sens (y-y)

V voile (KN)	V globale (KN)	Les voiles %	Les portique %
19394,419	47938,988	40,45	59,55

- **Analyse des résultats**

D'après les tableaux ci-dessus, on constate que le choix de R=3,5 est vérifié.

IV.11.3. Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement :

[RPA99/V2003 Art - 4.4.1]

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. On doit vérifier la condition suivante :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

N : Effort normal global

M : Moment de renversement

$$N = P + 10\% P_{(\text{poids de semelle})} = 1,1 P$$

$$F_x = -1.64E-10 \text{ KN}$$

$$F_y = 2.568E-10 \text{ KN}$$

$$F_z = 2224.50909 \text{ KN}$$

$$N = 2224.50909 \times 1,1 = 2446.96 \text{ KN}$$

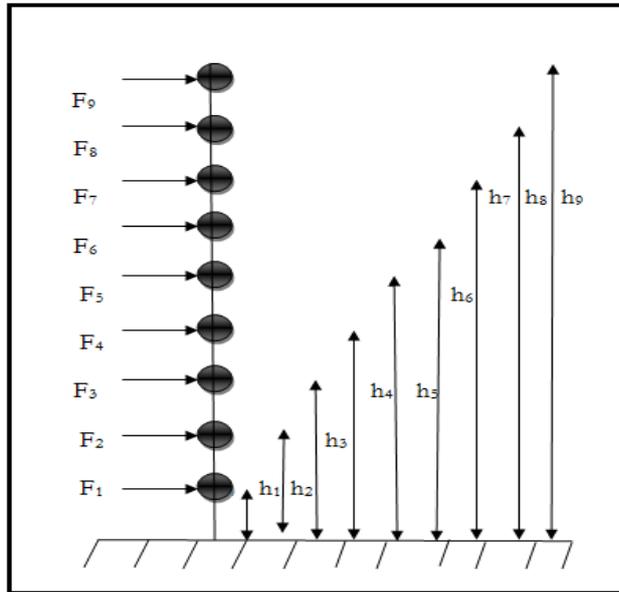


Figure IV-4 : Distribution des forces sismiques

$$M = F_i \times h_i$$

$$M_x = 42070.0859 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 90825.6234 \text{ KN.m}$$

Avec:

$$B_x = 21.46 \text{ m} ; B_y = 16.30 \text{ m}$$

- Sens (x-x)

$$e = \frac{5879.9136}{15928,583} = 0.369 < \frac{21.46}{4} = 5.36 \rightarrow \text{C.V}$$

- Sens (y-y)

$$e = \frac{123107.105}{15928,583} = 0.772 < \frac{16.30}{4} = 4.075 \rightarrow \text{C.V}$$

- Analyse des résultats :

On conclue que la structure est stable vis-à-vis le renversement

IV.11.4. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante : $V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$ (RPA99 (Article 7.4.3.1))

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique

B : La section transversale des poteaux

Tableau IV-11 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N_d (KN)	B_c (m ²)	F_{c28} (MPa)	V	$V < 0,3$
SS2	2446.96	0,60*0,60	25	0,27	C.V
SS1	2143.60	0,60*0,60	25	0.23	C.V
RDC	1996.54	0,55*0,55	25	0.26	C.V
1	1857.46	0,55*0,55	25	0.24	C.V
2	1685.6	0,50*0,50	25	0.26	C.V
3	1258.54	0,50*0,50	25	0.20	C.V
4	1000.87	0,45*0,45	25	0.19	C.V
5	952.12	0,45*0,45	25	0.18	C.V
6	873.21	0,40*0,40	25	0.21	C.V
7	658.17	0,40*0,40	25	0.16	C.V
8	478.43	0,35*0,35	25	0.15	C.V

- Analyse des résultats:**

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

IV.11.5. Vérification des déplacements :

- Justification vis-à-vis des déformations : D'après (RPA99 V2003)**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de sa hauteur.

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontale aux au niveau k.

δ_{ek} : Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K) dans les deux.

Sens (x,y) \implies (Les déplacements sont calculés par logiciel SAP2000).

R : Coefficient de comportement (R=3,5).

$\Delta_{(k)}$:Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport à (k-1) dans les deux sens (x,y):

$$\Delta_{(k)} = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_{(k)} \leq 1\% h_e$$

h_e : hauteur de chaque niveau

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IV-12 : Vérifications des déplacements inter -étages dans le sens X-X

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\delta_{(k-1)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1%he (cm)	Observation
SS2	0.07	0.245	0	0.245	2.65	C.V
SS1	0.21	0.735	0.245	0.49	2.65	C.V
RDC	0.44	1.54	0.735	0.805	3.06	C.V
1	0.73	2.59	1.54	1.05	3.06	C.V
2	1.04	3.64	2.59	1.05	3.06	C.V
3	1.36	4.76	3.64	1.12	3.06	C.V
4	1.68	5.88	4.76	1.12	3.06	C.V
5	1.99	6.96	5.88	1.08	3.06	C.V
6	2.27	7.94	6.96	0.98	3.06	C.V
7	2.53	8.85	7.94	0.91	3.06	C.V
8	2.77	9.69	8.85	0.84	3.06	C.V

Tableau IV-13 : Vérifications des déplacements inter- étages dans le sens Y-Y

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\delta_{(k-1)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1%he (cm)	Observation
SS2	0.07	0.245	0	0.245	2.65	C.V
SS1	0.23	0.805	0.245	0.537	2.65	C.V
RDC	0.48	1.68	0.805	0.875	3.06	C.V
1	0.78	3.05	1.68	1.37	3.06	C.V
2	1.12	3.92	3.05	0.87	3.06	C.V
3	1.46	5.11	3.92	1.19	3.06	C.V
4	1.81	6.33	5.11	1.22	3.06	C.V
5	2.13	7.45	6.33	1.12	3.06	C.V
6	2.44	8.54	7.45	1.09	3.06	C.V
7	2.71	9.48	8.54	0.94	3.06	C.V
8	2.97	10.39	9.48	0.91	3.06	C.V

• **Vérification de l'effet P-Delta [RPA99/V2003 (5.9)] :**

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.1$$

Mais : Si $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

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

$$P_{(K)} = \sum_i W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + (\beta \times W_{Qi})$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes. \Rightarrow (Déjà calculé).

W_{Qi} : Charge d'exploitation. \Rightarrow (Déjà calculé).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "K" \Rightarrow ($V_{(K)}$ est calculé par logiciel SAP2000)

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1" dans le sens (x,y) (déjà calculé)

H_k : Hauteur de l'étage "K".

- Sens (x-x)

Tableau VI-14 : Vérification de l'effet P-Delta (Sens x-x)

Niveau	$h(k)$ (m)	$P(k)$ (KN)	Δ (k) (m)	$V(K)$ (KN)	$\theta(k)$	Observation $\theta_K \leq 0,1$
SS2	2.65	3674.10	0.00245	2509.93	0.0013	C.V
SS1	2.65	4099.10	0.0049	2300.46	0.003	C.V
RDC	3.06	3616.40	0.00805	2067.15	0.004	C.V
1	3.06	3688.80	0.0105	1829.07	0.006	C.V
2	3.06	3637.60	0.0105	1592.03	0.007	C.V
3	3.06	3592.40	0.0112	1358.28	0.009	C.V
4	3.06	3544.90	0.0112	1127.44	0.011	C.V
5	3.06	3543.20	0.0108	899.65	0.013	C.V
6	3.06	3545.00	0.0098	671.97	0.016	C.V
7	3.06	3468.90	0.0091	444.17	0.023	C.V
8	3.06	3443.30	0.0084	221.26	0.042	C.V

- Sens (y-y)

Tableau IV-15 : Vérification de l'effet P-Delta (Sens y-y)

Niveau	$h_{(k)}$ (m)	$P_{(k)}$ (KN)	Δ (k) (m)	$V_{(k)}$ (KN)	$\theta_{(k)}$	Observation
SS2	2.65	3674.10	0.00245	2375.25	0.001	C.V
SS1	2.65	4099.10	0.00537	2180.53	0.003	C.V
RDC	3.06	3616.40	0.00875	1963.28	0.005	C.V
1	3.06	3688.80	0.0137	1741.96	0.009	C.V
2	3.06	3637.60	0.0087	1516.21	0.006	C.V
3	3.06	3592.40	0.0119	1293.59	0.01	C.V
4	3.06	3544.90	0.0122	1073.74	0.013	C.V
5	3.06	3543.20	0.0112	856.8	0.015	C.V
6	3.06	3545.00	0.0109	639.96	0.019	C.V
7	3.06	3468.90	0.0094	423.01	0.025	C.V
8	3.06	3443.30	0.0091	210.72	0.048	C.V

- Analyse des résultats :

D'après les tableaux ci-dessus, on remarque que la condition $\Theta_K \leq 0,1$ est satisfaite donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.12. Conclusion :

Dans notre structure, les conditions de stabilité fournis par RPA99 version2003 sont vérifiées, donc notre structure est stable.

CHAPITRE V

**« ETUDE DES ELEMENTS
RESISTANTS »**

V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 (version 2003) à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments.

Les poutres seront calculées en flexion simple, et les poteaux seront calculés en flexion composée.

V.2. Les poteaux :**V.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul :**

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots \dots \dots \text{(ELU)} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{(ELS)} \end{array} \right.$$

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99 v 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

V.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentés :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu} \quad \text{Avec :}$$

- τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.
- $\tau_{bu} = \frac{V}{b_d}$, $\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ $\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{array} \right.$
- λ_g : l'élanement géométrique du poteau, $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$. Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.
- $l_f = 0.7l_0$: $\left\{ \begin{array}{l} l_f (\text{sous-sol}) = 0.7 \times 2.65 = 1.855m \\ l_f (\text{étage}) = 0.7 \times 3.06 = 2.142m \end{array} \right.$

Tableau V-1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Étage	B_c (cm ²)	V (MN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{bu}$
Sous-sol 2	60×60	0.0283	0.0351	3.09	0.04	1	C.V
Sous-sol 1	60×60	0.0577	0.0611	3.09	0.04	1	C.V
Rez-de-chaussée	55×55	0.0281	0.0578	3.89	0.04	1	C.V
1 ^{er} étage	55×55	0.0346	0.0811	3.89	0.04	1	C.V
2 ^{ème} étage	50×50	0.0242	0.0712	4.28	0.04	1	C.V
3 ^{ème} étage	50×50	0.0304	0.0831	4.28	0.04	1	C.V
4 ^{ème} étage	45×45	0.0246	0.0633	4.76	0.04	1	C.V
5 ^{ème} étage	45×45	0.0276	0.0651	4.76	0.04	1	C.V
6 ^{ème} étage	40×40	0.0272	1.3390	5.35	0.075	1.875	C.V
7 ^{ème} étage	40×40	0.0313	1.5095	5.35	0.075	1.875	C.V
8 ^{ème} étage	35×35	0.0219	0.7353	6.12	0.075	1.875	C.V

V.2.3. Sollicitations des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison :

- Effort normal maximal avec le moment correspondant (N (max) ; M (correspondant))
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant (M (max) ; N (correspondant))
- Effort normal minimal avec le moment correspondant (N (min) ; M (correspondant))

N : Sera compté positif dans le cas d'une compression.

N : Sera compté négatif dans le cas d'une traction.

Tableau V-2 : Sollicitations maximales à ELU.

Niveau	B _c (cm ²)	N _{max} → M _{correspondant}		M _{max} → N _{correspondant}		N _{min} → M _{correspondant}	
		N (MN)	M (MN.m)	M (MN.m)	N (MN)	N (MN)	M (MN.m)
Sous-sol 2	60×60	2.8004	0.0128	0.0498	1.7384	0.3326	0.0124
Sous-sol 1	60×60	2.6640	0.0401	0.0766	1.6442	0.2151	0.0185
RDC	55×55	2.4691	0.0418	0.0699	1.3438	0.0736	0.0181
1 ^{er} étage	55×55	2.3270	0.0251	0.0534	1.3040	0.3245	0.0278
2 ^{ème} étage	50×50	2.0247	0.0286	0.0405	1.0916	0.2352	0.0236
3 ^{ème} étage	50×50	1.7337	0.0251	0.0488	0.9156	0.2071	0.0286
4 ^{ème} étage	45×45	1.4458	0.0234	0.0399	0.7498	0.1441	0.0242
5 ^{ème} étage	45×45	1.1658	0.0287	0.0428	0.5896	0.1092	0.0264
6 ^{ème} étage	40×40	0.8910	0.0294	0.0418	0.4344	0.0764	0.0270
7 ^{ème} étage	40×40	0.6197	0.0321	0.0506	0.2831	0.0403	0.0293
8 ^{ème} étage	35×35	0.3481	0.0256	0.0396	0.2010	0.0103	0.0017

Tableau V-3 : Sollicitations maximales à l'accidentel (G+Q±E).

Niveau	B _c (cm ²)	N _{max} → M _{correspondant}		M _{max} → N _{correspondant}		N _{min} → M _{correspondant}	
		N (MN)	M (MN.m)	M (MN.m)	N (MN)	N (MN)	M (MN.m)
Sous-sol 2	60×60	2.6181	0.0750	0.0964	2.2771	0.0060	0.0214
Sous-sol 1	60×60	2.2709	0.0489	0.0939	1.2806	0.0012	0.0135
RDC	55×55	2.0536	0.0343	0.0921	0.0594	0.0007	0.0161
1 ^{er} étage	55×55	1.926	0.0279	0.1254	0.0705	0.0474	0.1228
2 ^{ème} étage	50×50	1.6763	0.0117	0.1094	0.0776	0.0001	0.0073
3 ^{ème} étage	50×50	1.4322	0.0056	0.1287	0.1097	0.0029	0.0019
4 ^{ème} étage	45×45	1.1899	0.0058	0.0990	0.1338	0.0450	0.0029
5 ^{ème} étage	45×45	0.9546	0.0072	0.1001	0.1551	0.0063	0.0311
6 ^{ème} étage	40×40	0.7234	0.0077	0.1168	0.0123	0.0031	0.0091
7 ^{ème} étage	40×40	0.4953	0.0084	0.1329	0.0357	0.0029	0.0023
8 ^{ème} étage	35×35	0.2706	0.0086	0.0633	0.0105	0.0011	0.0045

Tableau V-4 : Sollicitations maximales à l'accidentel (0,8G±E).

Niveau	B _c (cm ²)	N _{max} → M _{correspondant}		M _{max} → N _{correspondant}		N _{min} → M _{correspondant}	
		N (MN)	M (MN.m)	M (MN.m)	N (MN)	N (MN)	M (MN.m)
Sous-sol 2	60×60	2.2226	0.0074	0.0928	1.6935	0.0621	0.0793
Sous-sol 1	60×60	1.9295	0.0223	0.0881	0.6518	0.0182	0.0288
RDC	55×55	1.5531	0.0227	0.0901	0.1588	0.0010	0.0147
1 ^{er} étage	55×55	1.4504	0.0215	0.1224	0.1140	0.0022	0.0082
2 ^{ème} étage	50×50	1.2681	0.0074	0.1063	0.0729	0.0019	0.0026
3 ^{ème} étage	50×50	1.0837	0.0022	0.1242	0.0141	0.0011	0.1211
4 ^{ème} étage	45×45	0.9006	0.0024	0.0946	0.0343	0.0186	0.0032
5 ^{ème} étage	45×45	0.7231	0.0030	0.0949	0.0750	0.0091	0.0051
6 ^{ème} étage	40×40	0.5487	0.0033	0.1109	0.0494	0.0058	0.0260
7 ^{ème} étage	40×40	0.3768	0.0035	0.1256	0.0597	0.0025	0.0045
8 ^{ème} étage	35×35	0.2083	0.0046	0.0597	0.0189	0.0003	0.0010

V.2.4. Calcul de ferrailage :

V.2.4.1. Ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99 version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone I).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre-poteaux) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :

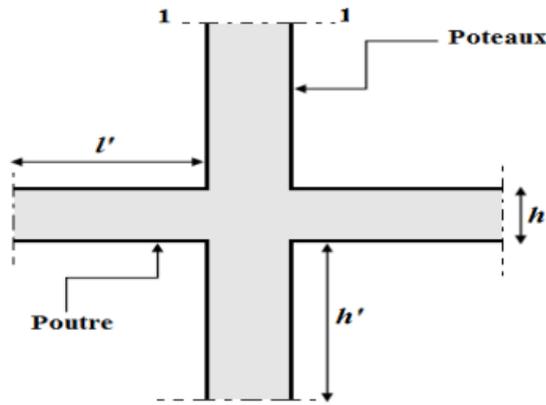


Figure V-1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux).

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \quad \text{Avec :}$$

- b_1, h_1 : les dimensions du poteau.
- h_e : La hauteur de l'étage.

Le ferrailage sera calculé à l'aide de logiciel SAP2000.

Les résultats de ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-5 : La longueur de la zone nodale.

Niveau	Sous-sol	Étage courant
h' (cm)	60	60

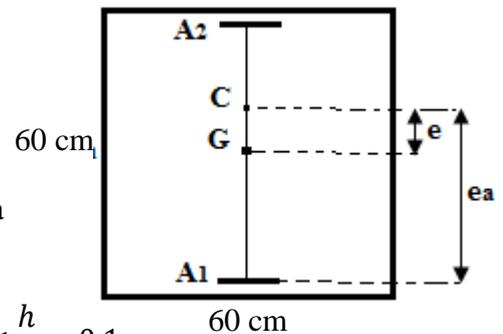
On prend comme exemple du calcul le poteau le plus sollicité au niveau de sous-sol 2 à l'ELU

$$N_{\max} = 2.8004 \text{ MN}$$

$$M_{\text{correspondant}} = 0.0128 \text{ MN.m}$$

$$a=b=0.60\text{m} \quad f_e=400\text{MPa} \quad f_{c28}=25\text{MPa} \quad f_{bc}=14.17\text{MPa}$$

$$\gamma_s=1.15 \quad \gamma_b=1.5 \quad d=0.54\text{m} \quad d'=0.06\text{m}$$



$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.0128}{2.8004} = 0.0045\text{m} < \frac{h}{6} = 0.1\text{m}$$

$$e_a = d - \frac{h}{2} + e = 0.54 - \frac{0.60}{2} + 0.0045 = 0.2445\text{m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 2.8004 \times 0.2445 = 0.6847\text{MN.m}$$

L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures et près du centre de gravité du béton, Il faut vérifier les conditions des domaines 4 et 5 :

$$N_u(d - d') - M_a < (0.5h - d')bhf_{bc}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2.8004(0.54 - 0.06) - 0.6847 = 0.66 \\ (0.5 \times 0.60 - 0.06)0.60 \times 0.60 \times 14.17 = 1.22 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow 0.66 < 1.22 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

La section est entièrement comprimée (Domaine 4) $\Rightarrow A_1 = 0$

$$A_2 = \frac{N_u - (1 - \Psi)bhf_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\Psi = \frac{0.5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d')N_u - M_a}{bh^2f_{bc}}}{\frac{6}{7} \frac{d'}{h}} \Rightarrow \Psi = \frac{0.5 - \frac{0.06}{0.60} - \frac{(0.54-0.06)2.8004 - 0.6847}{0.60 \times 0.60^2 \times 14.17}}{\frac{6}{7} \frac{0.06}{0.60}} = 0.243$$

$$\Rightarrow A_2 = \frac{2.8004 - (1 - 0.243)0.60 \times 0.60 \times 14.17}{347.82} = -30.51 \times 10^{-4} m^2$$

\Rightarrow La section non ferrailé résiste aux efforts appliqués.

Le reste du calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau V-6 : Ferrailage des poteaux.

Étage	B _c (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max zone courante} (cm ²)	A _{max zone derecouvrement} (cm ²)	Section du SAP (cm ²)	Ferrailage	
						A _{st} (cm ²)	Choix
Sous-sol 2	60×60	25.2	144	216	47.23	50.24	16T20
Sous-sol 1	60×60	25.2	144	216	47.23	50.24	16T20
RDC	55×55	21.175	121	181.5	30.25	32.16	16T16
1 ^{er} étage	55×55	21.175	121	181.5	30.25	32.16	16T16
2 ^{ème} étage	50×50	17.5	100	150	25	28.4	8T14+8T16
3 ^{ème} étage	50×50	17.5	100	150	25	28.4	8T14+8T16
4 ^{ème} étage	45×45	14.175	81	121.5	20.25	24.12	12T16
5 ^{ème} étage	45×45	14.175	81	121.5	20.25	24.12	12T16
6 ^{ème} étage	40×40	11.2	64	96	23.64	24.64	16T14
7 ^{ème} étage	40×40	11.2	64	96	23.64	24.64	16T14
8 ^{ème} étage	35×35	8.575	49	73.5	17.16	18.48	12T14

V.2.4.2. Ferrailage transversale :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur total de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture). $\left\{ \begin{array}{l} \rho_a=2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a=3.75 \rightarrow \lambda_g < 5. \end{array} \right.$
- $f_e=400$ MPa.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}, \Phi_1 \right)$$

- Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.
- S_t : espacement des armatures transversales :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (10\Phi, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal (zone I).} \\ S_t \leq 15\Phi \text{ en zone courante.} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (20, 15 \text{ cm}). \quad \Rightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm.} \\ S_t \leq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad S_t = 25 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)

- $\Phi = 2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 80 \text{ cm}$.
- $\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 65 \text{ cm}$.
- $\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

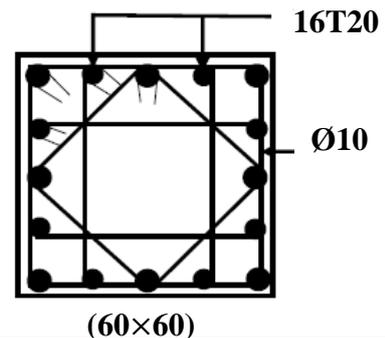
Tableau V-7 : Armatures transversales calculés.

Niveau	h (cm)	Vu (MN)	λ_g	ρ_a	f_c (MPa)	S_t (cm)	S_t' (cm)	A_t (cm ²)
Sous-sol 2	60	0.0283	3.09	2.5	400	15	25	4.42
Sous-sol 1	60	0.0577	3.09	2.5	400	15	25	9.01
RDC	55	0.0281	3.89	2.5	400	15	20	4.79
1 ^{er} étage	55	0.0346	3.89	2.5	400	15	20	5.89
2 ^{ème} étage	50	0.0242	4.28	2.5	400	10	20	3.025
3 ^{ème} étage	50	0.0304	4.28	2.5	400	10	20	3.80
4 ^{ème} étage	45	0.0246	4.76	2.5	400	15	20	5.125
5 ^{ème} étage	45	0.0276	4.76	2.5	400	15	20	5.75
6 ^{ème} étage	40	0.0272	5.35	3.75	400	10	20	6.375
7 ^{ème} étage	40	0.0313	5.35	3.75	400	10	20	7.33
8 ^{ème} étage	35	0.0219	6.12	3.75	400	10	20	5.87

Tableau V-8 : Section adoptée pour les armatures transversales des poteaux.

Niveau	$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right)$		Espacement de Ferrailage transversal	
	$\Phi_t \leq$ (cm)	Choix	S_t (cm)	S_t' (cm)
Sous-sol 2	1.71	Ø10	15	25
Sous-sol 1	1.71	Ø10	15	25
RDC	1.57	Ø10	15	20
1 ^{er} étage	1.57	Ø10	15	20
2 ^{ème} étage	1.4	Ø10	10	20
3 ^{ème} étage	1.4	Ø10	10	20
4 ^{ème} étage	1.28	Ø10	15	20
5 ^{ème} étage	1.28	Ø10	15	20
6 ^{ème} étage	1.14	Ø10	10	20
7 ^{ème} étage	1.14	Ø10	10	20
8 ^{ème} étage	1	Ø8	10	20

Figure V-2 : Ferrailage des poteaux sous-sol 2.



V.3. Les poutres :**V.3.1. Combinaisons spécifiques de calcul :**

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91 :

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots \dots \dots \text{(ELU)}$$

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99 v 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

V.3.2. Calcul de ferrailage :

Selon le RPA99 v 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I.

V.3.2.1. Poutre principale :**a. Sollicitations des poutres principales :**

Les résultats de sollicitations maximales des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V-9 : Sollicitations maximales dans les poutres principales.

Niveau	ELU		ELS		Accidentel	
	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
Sous-sol 1	138.35	72.51	98.77	51.77	94.71	51.84
RDC	154.06	80.11	109.36	56.81	101.71	57.02
1 ^{er} étage	138.82	72.75	99.67	53.06	88.26	53.38
2 ^{ème} étage	124.35	56.09	90.37	40.71	75.89	41.40
3 ^{ème} étage	125.04	57.37	90.85	41.64	76.82	42.51
4 ^{ème} étage	128.16	57.52	93.13	41.75	78.44	42.83
5 ^{ème} étage	131.39	58.15	95.49	42.20	79.18	43.56
6 ^{ème} étage	133.02	58.22	96.68	42.25	80.42	43.55
7 ^{ème} étage	134.44	58.08	97.92	42.15	81.71	43.36
8 ^{ème} étage	135.77	59.43	98.69	43.13	84.14	44.51
Terrasse	158.3	68.65	115.97	50.14	105.28	52.39

b. Calcul des armatures longitudinales :

Tableau V-10 : Sollicitation de la poutre principale.

Poutre principale (sous-sol)	ELU		ELS	
	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
(35×50) cm ²	138.35	72.51	98.77	51.77

b.1. En travée :

- ELU :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 0.35m & h = 0.50m \\ d = 0.45m & f_{bc} = 14.17MPa. \end{array} \right.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.07251}{0.35 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.0722.$$

$$\mu_u < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section à simple armatures.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(\mu_u)}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0722)}) = 0.0937.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.45(1 - 0.4(0.0937)) = 0.433m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82MPa.$$

$$A_{st} = \frac{0.07251}{0.433 \times 347.82} = 4.81 \times 10^{-4}m^2 = 4.81cm^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st} \geq 0.23 \times 0.35 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1.90 \times 10^{-4}m^2 \Rightarrow C.V$$

- **ELS :**

$$\begin{cases} b \frac{x^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0 \\ x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) \end{cases}$$

$$\Rightarrow x = 15 \frac{4.81 \times 10^{-4}}{0.35} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.35 \times 0.45 \times 4.81 \times 10^{-4}}{15(4.81 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.117m$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.35 \frac{0.117^3}{3} + 15 \times 4.81 \times 10^{-4} \times (0.45 - 0.117)^2 = 9.87 \times 10^{-4}m^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.05177 \times 0.117}{9.87 \times 10^{-4}} = 6.13MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow C.V \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 0.05177 \times (0.45 - 0.117)}{9.87 \times 10^{-4}} = 261.99MPa. \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{nf_{t28}}\right) = 266.67MPa \Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow C.V \end{cases}$$

- **Armatures minimales :**

Selon le RPA99 v2003 :

$$A_{min} = 0.5\% b.h \Rightarrow A_{min} = \frac{0.5 \times 35 \times 50}{100} = 8.75cm^2$$

- **Armatures maximales :**

Selon le RPA99 v2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 4\%b.h \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\%b.h \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = \frac{4 \times 35 \times 50}{100} = 70 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = \frac{6 \times 35 \times 50}{100} = 105 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- **Choix des armatures :**

Le choix des armatures en travée est : 2T14+3T16 $\Rightarrow A_{st} = 9.11 \text{ cm}^2$.

b.2. En appui :

- **ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 0.35m & h = 0.50m \\ d = 0.45m & f_{bc} = 14.17 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.13835}{0.35 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.1377.$$

$\mu_u < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ section à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(\mu_u)}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.1377)}) = 0.186.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.45(1 - 0.4(0.186)) = 0.416m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = \frac{0.13835}{0.416 \times 347.82} = 9.56 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9.56 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st} \geq 0.23 \times 0.35 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1.90 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

- **ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \frac{x^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0 \\ x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow x = 15 \frac{9.56 \times 10^{-4}}{0.35} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.35 \times 0.45 \times 9.56 \times 10^{-4}}{15(9.56 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.155m$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.35 \frac{0.155^3}{3} + 15 \times 9.56 \times 10^{-4} \times (0.45 - 0.155)^2 = 1.68 \times 10^{-3} m^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.09877 \times 0.155}{1.68 \times 10^{-3}} = 9.11 MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow C.V$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 0.09877 \times (0.45 - 0.155)}{1.68 \times 10^{-3}} = 260.15 MPa. \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) = 266.67 MPa \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow C.V$$

- **Armatures minimales :**

Selon le RPA99 v2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% b.h \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.5 \times 35 \times 50}{100} = 8.75 cm^2$$

- **Armatures maximales :**

Selon le RPA99 v2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 4\% b.h \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b.h \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = \frac{4 \times 35 \times 50}{100} = 70 cm^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = \frac{6 \times 35 \times 50}{100} = 105 cm^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- **Choix des armatures :**

Le choix des armatures en appui est : 5T16 $\Rightarrow A_{st} = 10.05 cm^2$.

c. Vérification sous sollicitations tangentes :

Selon le RPA99 v2003 on a :

$$\tau_u \leq \tau_1 \quad \text{Avec :}$$

- $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ Avec : b=0.35m, d=0.50m
- $\tau_1 = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right]$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \tau_1 = 2.5MPa$

Tableau V-11 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Étage	B(cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	τ_1 (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{bu}$
Sous-sol 1	35× 50	145.23	0.829	2.5	C.V
Rez-de-chaussée	35× 50	159.78	0.913	2.5	C.V
1 ^{er} étage	35× 50	141.3	0.807	2.5	C.V
2 ^{ème} étage	35× 50	116.97	0.668	2.5	C.V
3 ^{ème} étage	35× 50	117.65	0.672	2.5	C.V
4 ^{ème} étage	35× 50	118.78	0.678	2.5	C.V
5 ^{ème} étage	35× 50	120.12	0.686	2.5	C.V
6 ^{ème} étage	35× 50	120.71	0.689	2.5	C.V
7 ^{ème} étage	35× 50	121.15	0.692	2.5	C.V
8 ^{ème} étage	35× 50	122.02	0.697	2.5	C.V
Terrasse	35× 50	135.45	0.774	2.5	C.V

d. Calcul de ferrailage transversale :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}, \Phi_1 \right) \Rightarrow \Phi_t = mm$$

Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1, 30 \text{ cm} \right) \text{ en zone nodal (zone I).} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} S_t \leq \text{Min} (12.5, 14.4, 30 \text{ cm}). \\ S_t \leq 25 \text{ cm}. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} S_t = 10 \text{ cm}. \\ S_t' = 20 \text{ cm}. \end{cases}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)

- $\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 65 \text{ cm}$.
- $\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-12 : Section adoptée pour les armatures transversales des poutres principales.

Niveau	$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right)$		Espacement de Ferrailage transversal	
	$\Phi_t \leq (\text{cm})$	Choix	$S_t (\text{cm})$	$S_t' (\text{cm})$
Sous-sol 1	1.2	Ø8	10	20
RDC	1.2	Ø8	10	20
1 ^{er} étage	1.2	Ø8	10	20
2 ^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
3 ^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
4 ^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
5 ^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
6 ^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
7 ^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
8 ^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
Terrasse	1.2	Ø8	10	20

Les résultats de ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-13 : Ferrailage longitudinal des poutres principales.

Niveau	A_{min} (cm ²)	A_{max} zone courante (cm ²)	A_{max} zone de recouvrement (cm ²)	Travée		Appui	
				$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)
Sous-sol 1	8.75	70	105	4.81	2T14+3T16	9.56	5T16
RDC	8.75	70	105	8.67	2T14+3T16	9.74	5T16
1 ^{er} étage	8.75	70	105	8.28	2T14+3T16	9.075	5T16
2 ^{ème} étage	8.75	70	105	9.18	5T16	9.886	5T16
3 ^{ème} étage	8.75	70	105	9.25	5T16	9.99	5T16
4 ^{ème} étage	8.75	70	105	9.15	5T16	9.304	5T16
5 ^{ème} étage	8.75	70	105	8.43	2T14+3T16	8.51	2T14+3T16
6 ^{ème} étage	8.75	70	105	7.68	2T14+3T16	8.41	2T14+3T16
7 ^{ème} étage	8.75	70	105	8.48	2T14+3T16	8.77	2T14+3T16
8 ^{ème} étage	8.75	70	105	8.51	2T14+3T16	9.23	5T16
Terrasse	8.75	70	105	5.75	2T14+3T16	6.24	2T14+3T16

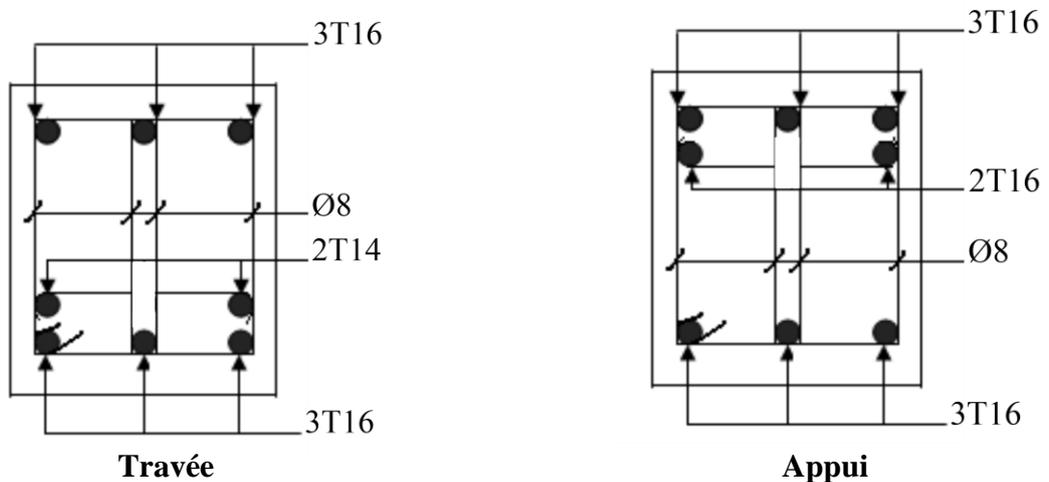


Figure V-3 : ferrailage de la poutre principale du sous-sol.

V.3.2.2. Poutre secondaire :

a. Sollicitations des poutres secondaires :

Les résultats de sollicitations maximales des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V-14 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaires.

Niveau	ELU		ELS		Accidentel	
	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
Sous-sol 1	28.36	14.21	24.87	10.44	36.11	18.28
RDC	51.52	28.66	39.21	21.15	67.52	26.36
1 ^{er} étage	42.81	24.65	37.55	18.23	72.33	32.72
2 ^{ème} étage	67.14	25.23	49.32	18.67	78.78	35.87
3 ^{ème} étage	67.59	25.57	49.64	18.92	83.35	38.68
4 ^{ème} étage	68.31	25.99	50.17	19.23	84.85	39.75
5 ^{ème} étage	68.77	26.72	50.51	19.77	83.88	39.64
6 ^{ème} étage	69.59	26.56	51.12	19.66	84.14	39.70
7 ^{ème} étage	69.09	26.51	50.75	19.62	83.28	39.31
8 ^{ème} étage	70.75	26.98	51.96	19.97	79.06	36.67
Terrasse	86.03	38.37	63.41	28.41	54.27	33.22

b. Calcul des armatures longitudinales :

Tableau V-15 : Sollicitation de la poutre secondaire.

Poutre secondaire (sous-sol)	ELU		ELS	
	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
(35×45) cm ²	28.36	14.21	24.87	10.44

a. En travée :

- ELU :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 0.35m & h = 0.45m \\ d = 0.405m & f_{bc} = 14.17MPa. \end{array} \right.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.01421}{0.35 \times 0.405^2 \times 14.17} = 0.0174.$$

$$\mu_u < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section à simple armatures.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(\mu_u)}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.01746)}) = 0.022.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405(1 - 0.4(0.022)) = 0.401m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82MPa.$$

$$A_{st} = \frac{0.01421}{0.401 \times 347.82} = 1.01 \times 10^{-4}m^2 = 1.01cm^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st} \geq 0.23 \times 0.35 \times 0.405 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1.71 \times 10^{-4}m^2 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

\Rightarrow on augmente la section de ferrailage.

$$\Rightarrow A_{st} = 5.65cm^2 = 5T12.$$

- **ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \frac{x^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0 \\ x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow x = 15 \frac{5.65 \times 10^{-4}}{0.35} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.35 \times 0.405 \times 5.65 \times 10^{-4}}{15(5.65 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.117m$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.35 \frac{0.117^3}{3} + 15 \times 5.65 \times 10^{-4} \times (0.405 - 0.117)^2 = 8.89 \times 10^{-4}m^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.01044 \times 0.117}{8.89 \times 10^{-4}} = 1.37MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0.01044 \times (0.405 - 0.117)}{8.89 \times 10^{-4}} = 50.73MPa. \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{nf_{t28}} \right) = 266.67MPa \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Armatures minimales :**

Selon le RPA99 v2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% b.h \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = \frac{0.5 \times 35 \times 45}{100} = 7.87 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximales :**

Selon le RPA99 v2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 4\% b.h \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b.h \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = \frac{4 \times 35 \times 45}{100} = 63 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = \frac{6 \times 35 \times 45}{100} = 94.5 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- **Choix des armatures :**

Le choix des armatures en travée est : 2T12+3T16 \Rightarrow $A_{st} = 8.26 \text{ cm}^2$.

b. En appui :

- **ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 0.35 \text{ m} & h = 0.45 \text{ m} \\ d = 0.405 \text{ m} & f_{bc} = 14.17 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.02836}{0.35 \times 0.405^2 \times 14.17} = 0.035.$$

$\mu_u < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ section à simple armatures.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(\mu_u)}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.035)}) = 0.044.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.405(1 - 0.4(0.044)) = 0.397 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = \frac{0.02836}{0.397 \times 347.82} = 2.05 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.05 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{st} \geq 0.23 \times 0.35 \times 0.405 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq 1.71 \times 10^{-4} m^2 \quad \Rightarrow \quad C.V$$

- **ELS :**

$$b \frac{x^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$x = n \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$\Rightarrow x = 15 \frac{2.05 \times 10^{-4}}{0.35} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.35 \times 0.405 \times 2.05 \times 10^{-4}}{15(2.05 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.076 m$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = 0.35 \frac{0.076^3}{3} + 15 \times 2.05 \times 10^{-4} \times (0.405 - 0.076)^2 = 3.84 \times 10^{-4} m^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0.02487 \times 0.076}{3.84 \times 10^{-4}} = 4.92 MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow C.V$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{nM_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 0.02487 \times (0.405 - 0.076)}{3.84 \times 10^{-4}} = 319.6 MPa. \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) = 266.67 MPa \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow C.N.V$$

\Rightarrow on doit augmenter le ferrailage.

- **Armatures minimales :**

Selon le RPA99 v2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% b.h \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = \frac{0.5 \times 35 \times 45}{100} = 7.87 cm^2$$

- **Armatures maximales :**

Selon le RPA99 v2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 4\% b.h \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b.h \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = \frac{4 \times 35 \times 45}{100} = 63 cm^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = \frac{6 \times 35 \times 45}{100} = 94.5 cm^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- **Choix des armatures :**

Le choix des armatures en appui est : 2T12+3T16 $\Rightarrow A_{st} = 8.29\text{cm}^2$.

c. Calcul sous sollicitations tangentes :

Selon le RPA99 v2003 on a :

$$\tau_u \leq \tau_1 \quad \text{Avec :}$$

- $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ Avec : b=0.35m, d=0.45m

- $\tau_1 = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right]$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \tau_1 = 2.5\text{MPa}$

Tableau V-16 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Étage	B(cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	τ_1 (MPa)	$\tau_u \leq \tau_1$
Sous-sol 1	35× 45	43.41	0.275	2.5	C.V
Rez-de-chaussée	35× 45	51.77	0.328	2.5	C.V
1 ^{er} étage	35× 45	55.12	0.349	2.5	C.V
2 ^{ème} étage	35× 45	61.02	0.387	2.5	C.V
3 ^{ème} étage	35× 45	61.18	0.388	2.5	C.V
4 ^{ème} étage	35× 45	61.14	0.388	2.5	C.V
5 ^{ème} étage	35× 45	61.12	0.388	2.5	C.V
6 ^{ème} étage	35× 45	61.14	0.388	2.5	C.V
7 ^{ème} étage	35× 45	61.29	0.389	2.5	C.V
8 ^{ème} étage	35× 45	60.84	0.386	2.5	C.V
Terrasse	35× 45	70.13	0.445	2.5	C.V

d. Calcul de ferrailage transversale :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}, \Phi_1 \right) \Rightarrow \Phi_t = mm$$

Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1, 30 \text{ cm} \right) \text{ en zone nodal (zone I).} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} S_t \leq \text{Min} (11.25\text{cm}, 14.4\text{cm}, 30\text{cm}). & \Rightarrow S_t = 10\text{cm}. \\ S_t \leq 22.5\text{cm}. & \Rightarrow S_t' = 20\text{cm}. \end{cases}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)

- $\Phi = 1,6\text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64\text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 65\text{cm}$.
- $\Phi = 1,4\text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56\text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60\text{cm}$.

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-17 : Section adoptée pour les armatures transversales des poutres secondaires.

Niveau	$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}, \Phi_1 \right)$		Espacement de Ferrailage transversal	
	$\Phi_t \leq (\text{cm})$	Choix	$S_t (\text{cm})$	$S_t' (\text{cm})$
Sous-sol 1	1.2	Ø8	10	20
RDC	1.2	Ø8	10	20
1^{er} étage	1.2	Ø8	10	20
2^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
3^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
4^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
5^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
6^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
7^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
8^{ème} étage	1.2	Ø8	10	20
Terrasse	1.2	Ø8	10	20

Les résultats de ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-18 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.

Niveau	A_{min} (cm ²)	A_{max} zone courante (cm ²)	A_{max} zone de recouvrement (cm ²)	Travée		Appui	
				$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)
Sous-sol 1	7.87	63	94.5	1.01	2T12+3T16	2.05	2T12+3T16
RDC	7.87	63	94.5	5.87	2T12+3T16	6.16	2T12+3T16
1 ^{er} étage	7.87	63	94.5	7.02	2T12+3T16	7.51	2T12+3T16
2 ^{ème} étage	7.87	63	94.5	8.15	2T12+3T16	9.06	2T14+3T16
3 ^{ème} étage	7.87	63	94.5	8.79	2T14+3T16	9.22	5T16
4 ^{ème} étage	7.87	63	94.5	9.046	2T14+3T16	9.46	5T16
5 ^{ème} étage	7.87	63	94.5	8.78	2T14+3T16	9.23	5T16
6 ^{ème} étage	7.87	63	94.5	8.46	2T14+3T16	8.87	2T14+3T16
7 ^{ème} étage	7.87	63	94.5	7.59	2T12+3T16	9.47	5T16
8 ^{ème} étage	7.87	63	94.5	4.85	2T12+3T16	9.20	5T16
Terrasse	7.87	63	94.5	4.57	2T12+3T16	7.89	2T12+3T16

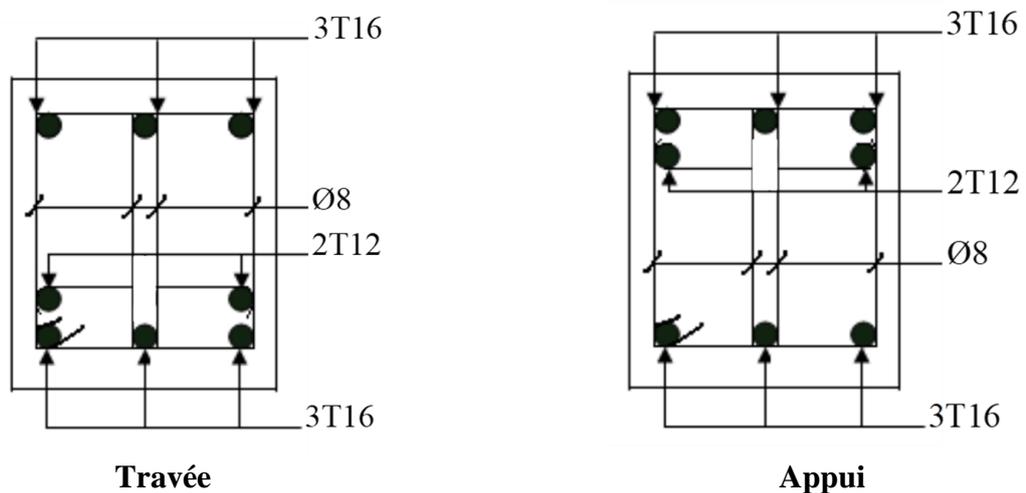


Figure V-4 : ferrailage de la poutre secondaire du sous-sol.

V.4. Les voiles :

V.4.1. Introduction :

Le RPA99/Version 2003 exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone I (faible sismicité).

Les voiles présentent deux plans, l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui nécessite une disposition des armatures dans les deux directions.

V.4.2. Combinaison de charges :

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91 :

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots \dots \dots \text{(ELU)}$$

$$G + Q \dots \dots \dots \text{(ELS)}$$

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99 v 2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

V.4.3. Disposition des voiles :

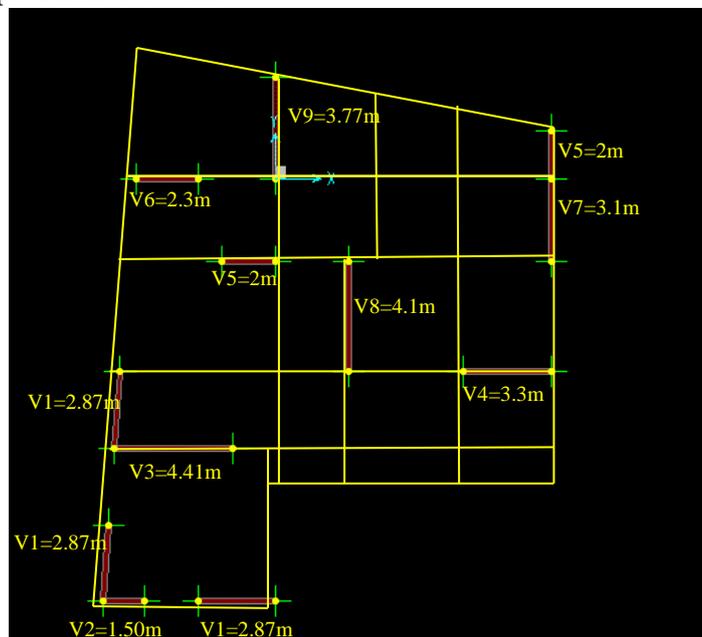


Figure V-5 : Disposition des voiles.

V.4.4. Vérification sous sollicitations tangentés :

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ Avec :

- $\tau_b = \frac{V_u}{b_0 d}$

- $\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_b = 5MPa$

Tableau V-19 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Niveau	Voile 1			Voile 2			Voile 3		
	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
Sous-sol 1							0.044	5	C.V
Sous-sol 2							0.251	5	C.V
RDC	0.318	5	C.V	0.344	5	C.V	0.277	5	C.V
1 ^{er} étage	0.170	5	C.V	0.135	5	C.V	0.162	5	C.V
2 ^{ème} étage	0.065	5	C.V	0.12	5	C.V	0.036	5	C.V
3 ^{ème} étage	0.021	5	C.V	0.036	5	C.V	0.018	5	C.V
4 ^{ème} étage	0.018	5	C.V	0.052	5	C.V	0.009	5	C.V
5 ^{ème} étage	0.013	5	C.V	0.035	5	C.V	0.007	5	C.V
6 ^{ème} étage	0.050	5	C.V	0.032	5	C.V	0.026	5	C.V
7 ^{ème} étage	0.066	5	C.V	0.023	5	C.V	0.018	5	C.V
8 ^{ème} étage	0.026	5	C.V	0.015	5	C.V	0.014	5	C.V
Niveau	Voile 4			Voile 5			Voile 6		
	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
Sous-sol 1	0.071	5	C.V					5	C.V
Sous-sol 2	0.242	5	C.V				0.013	5	C.V
RDC	0.337	5	C.V	0.227	5	C.V	0.037	5	C.V
1 ^{er} étage	0.170	5	C.V	0.194	5	C.V	0.079	5	C.V
2 ^{ème} étage	0.143	5	C.V	0.036	5	C.V	0.170	5	C.V
3 ^{ème} étage	0.133	5	C.V	0.019	5	C.V	0.150	5	C.V
4 ^{ème} étage	0.112	5	C.V	0.015	5	C.V	0.157	5	C.V
5 ^{ème} étage	0.090	5	C.V	0.032	5	C.V	0.164	5	C.V
6 ^{ème} étage	0.061	5	C.V	0.040	5	C.V	0.167	5	C.V
7 ^{ème} étage	0.020	5	C.V	0.044	5	C.V	0.175	5	C.V
8 ^{ème} étage	0.018	5	C.V	0.029	5	C.V	0.018	5	C.V
Niveau	Voile 7			Voile 8			Voile 9		
	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

Sous-sol 1				0.017	5	C.V	0.182	5	C.V
Sous-sol 2				0.104	5	C.V	0.148	5	C.V
RDC	0.198	5	C.V	0.149	5	C.V	0.116	5	C.V
1 ^{er} étage	0.173	5	C.V	0.087	5	C.V	0.100	5	C.V
2 ^{ème} étage	0.056	5	C.V	0.020	5	C.V	0.045	5	C.V
3 ^{ème} étage	0.015	5	C.V	0.034	5	C.V	0.041	5	C.V
4 ^{ème} étage	0.008	5	C.V	0.038	5	C.V	0.033	5	C.V
5 ^{ème} étage	0.011	5	C.V	0.077	5	C.V	0.029	5	C.V
6 ^{ème} étage	0.016	5	C.V	0.062	5	C.V	0.017	5	C.V
7 ^{ème} étage	0.027	5	C.V	0.021	5	C.V	0.008	5	C.V
8 ^{ème} étage	0.009	5	C.V	0.020	5	C.V	0.006	5	C.V

V.4.5. Sollicitation des voiles :

On regroupe les sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000 :

Tableau V-20 : Les sollicitations des voiles.

Voile 1	N _{max} → M _{correspondant}		M _{max} → N _{correspondant}		N _{min} → M _{correspondant}	
	N (MN)	M (MN.m)	M (MN.m)	N (MN)	N (MN)	M (MN.m)
RDC	-1.1721	-1.4235	-1.4235	-1.1721	-0.646	-0.7933
1 ^{er} étage	-1.3673	-0.0419	-0.0429	-1.3673	-0.751	-0.0193
2 ^{ème} étage	-1.2700	-0.0688	-1.270	-1.2700	-0.6953	-0.0405
3 ^{ème} étage	-1.1195	-0.0353	-0.0353	-1.1195	-0.6122	0.0210
4 ^{ème} étage	-0.9574	-0.0633	-0.0633	-0.9574	0.7035	-0.0466
5 ^{ème} étage	-0.7756	-0.0418	-0.0418	-0.7756	-0.4228	-0.0230
6 ^{ème} étage	-0.6018	-0.0645	-0.645	-0.6018	-0.3280	-0.0343
7 ^{ème} étage	-0.3981	-0.0546	-0.546	-0.3981	-0.2172	-0.0282
8 ^{ème} étage	-0.2007	-0.0750	-0.0750	-0.2007	-0.1095	-0.0385
Voile 2	N _{max} → M _{correspondant}		M _{max} → N _{correspondant}		N _{min} → M _{correspondant}	
	N (MN)	M (MN.m)	M (MN.m)	N (MN)	N (MN)	M (MN.m)
RDC	-1.3785	-0.7635	-0.7635	-1.3785	-0.6831	-0.3605
1 ^{er} étage	-1.5899	0.1588	0.1588	-1.5899	0.7764	0.0717
2 ^{ème} étage	-1.3712	-0.1225	-0.1225	-1.3712	-0.6729	-0.0580

3 ^{ème} étage	-1.2481	-0.0249	-0.0249	-1.2481	-0.6114	-0.0126
4 ^{ème} étage	-0.1170	-0.0520	-0.0520	-0.1170	-0.5474	-0.0253
5 ^{ème} étage	-0.9380	-0.0259	-0.0259	-0.9380	-0.4597	-0.0128
6 ^{ème} étage	-0.7790	-0.0326	-0.0326	-0.7790	-0.3818	-0.0160
7 ^{ème} étage	-0.5748	-0.0165	-0.0165	-0.5748	-0.2810	-0.0083
8 ^{ème} étage	-0.3727	-0.0132	-0.0132	-0.3727	-0.1837	-0.0069
Voile 3	N _{max} → M _{correspondant}		M _{max} → N _{correspondant}		N _{min} → M _{correspondant}	
	N (MN)	M (MN.m)	M (MN.m)	N (MN)	N (MN)	M (MN.m)
Sous-sol 2	-2.8891	-0.8963	-0.8963	-2.8891	-1.8364	-0.4823
Sous-sol 1	-2.9744	-0.9455	-0.9455	-2.9744	-1.7551	-0.4960
RDC	-3.0146	-0.8829	-0.8829	-3.0146	-1.6299	-0.5198
1 ^{er} étage	-2.9241	1.2213	1.2213	-2.9241	-1.5704	0.5672
2 ^{ème} étage	-2.6952	0.9723	0.9723	-2.6952	-1.4471	0.4442
3 ^{ème} étage	-1.7500	0.6370	0.6370	-1.7500	-1.2785	0.4043
4 ^{ème} étage	-2.1223	0.7879	0.7879	-2.1223	-1.1365	0.3588
5 ^{ème} étage	-1.7828	0.6900	0.6900	-1.7828	-0.9528	0.3152
6 ^{ème} étage	-1.4799	0.5840	0.5840	-1.4799	-0.7889	0.2649
7 ^{ème} étage	-1.1144	0.4478	0.4478	-1.1144	-0.5927	0.2038
8 ^{ème} étage	-0.7535	0.3099	0.3099	-0.7535	-0.3982	0.1394
Voile 4	N _{max} → M _{correspondant}		M _{max} → N _{correspondant}		N _{min} → M _{correspondant}	
	N (MN)	M (MN.m)	M (MN.m)	N (MN)	N (MN)	M (MN.m)
Sous-sol 2	-1.7520	-0.3757	-0.3757	-1.7520	-0.9770	-0.2973
Sous-sol 1	-1.8344	-0.3891	-0.3891	-1.8344	-0.9924	-0.2581
RDC	-1.9711	-0.1492	-0.1492	-1.9711	-1.0815	-0.1423
1 ^{er} étage	-1.8196	-0.4780	-0.4780	-1.8196	-0.9902	-0.3085
2 ^{ème} étage	-1.6678	-0.4810	-0.4810	-1.6678	-0.9084	-0.3068
3 ^{ème} étage	-1.4615	-0.4122	-0.4122	-1.4615	-0.7965	-0.2632
4 ^{ème} étage	-1.3034	-0.4088	-0.4088	-1.3034	-0.7101	-0.2567
5 ^{ème} étage	-1.096	-0.3506	-0.3506	-1.096	-0.5973	-0.2190
6 ^{ème} étage	-0.9209	-0.3522	-0.3522	-0.9209	-0.5022	-0.2132

7 ^{ème} étage	-0.7088	-0.3080	-0.3080	-0.7088	-0.3870	-0.1823
8 ^{ème} étage	-0.2574	-0.2984	-0.2984	-0.2574	-0.2807	-0.1703
Voile 5	N _{max} → M _{correspondant}		M _{max} → N _{correspondant}		N _{min} → M _{correspondant}	
	N (MN)	M (MN.m)	M (MN.m)	N (MN)	N (MN)	M (MN.m)
RDC	-1.5203	-0.8231	-0.8231	-1.5203	0.6776	0.3840
1 ^{er} étage	-1.6522	-0.1944	-0.1944	-1.6522	-0.7721	-0.1026
2 ^{ème} étage	-1.5438	-0.0530	-0.0530	-1.5438	-0.6752	-0.0282
3 ^{ème} étage	-1.3947	-0.0368	-0.0368	-1.3947	-0.6409	-0.0098
4 ^{ème} étage	-1.2102	-0.0229	-0.0229	-1.2102	0.5842	0.0024
5 ^{ème} étage	-0.9861	-0.0356	-0.0356	-0.9861	0.4913	-0.0154
6 ^{ème} étage	-0.8223	-0.0407	-0.0407	-0.8223	-0.4122	-0.0149
7 ^{ème} étage	-0.5729	-0.0643	-0.0643	-0.5729	-0.2742	-0.0095
8 ^{ème} étage	-0.1677	-0.0126	-0.0126	-0.1677	-0.0869	-0.0030
Voile 6	N _{max} → M _{correspondant}		M _{max} → N _{correspondant}		N _{min} → M _{correspondant}	
	N (MN)	M (MN.m)	M (MN.m)	N (MN)	N (MN)	M (MN.m)
Sous-sol 2	-1.2935	-0.2311	-0.2311	-1.2935	0.6933	0.1435
Sous-sol 1	-1.4150	-0.2830	-0.2830	-1.4150	-0.7319	-0.1309
RDC	-1.4986	-0.2183	-0.2183	-1.4986	-0.7854	-0.1026
1 ^{er} étage	-1.2408	-0.0951	-0.0951	-1.2408	-0.8126	-0.0427
2 ^{ème} étage	-1.1967	-0.0714	-0.0714	-1.1967	-0.7250	-0.0383
3 ^{ème} étage	-1.0264	-0.0652	-0.0652	-1.0264	0.6547	0.0318
4 ^{ème} étage	-0.9812	-0.0699	-0.0699	-0.9812	-0.6018	-0.0305
5 ^{ème} étage	-0.6997	-0.0720	-0.0720	-0.6997	-0.4701	-0.0273
6 ^{ème} étage	-0.5608	-0.0693	-0.0693	-0.5608	-0.3987	-0.0231
7 ^{ème} étage	-0.4735	-0.0658	-0.0658	-0.4735	-0.2658	-0.0192
8 ^{ème} étage	-0.3317	-0.0581	-0.0581	-0.3317	-0.1533	-0.0179
Voile 7	N _{max} → M _{correspondant}		M _{max} → N _{correspondant}		N _{min} → M _{correspondant}	
	N (MN)	M (MN.m)	M (MN.m)	N (MN)	N (MN)	M (MN.m)
RDC	-1.1722	-0.9236	-0.9236	-1.1722	-0.6126	-0.3544

1^{er} étage	-1.3973	-0.1428	-0.1428	-1.3973	0.7213	0.1283
2^{ème} étage	-1.2498	-0.0687	-0.0687	-1.2498	0.6491	0.0521
3^{ème} étage	-1.1154	-0.0549	-0.0549	-1.1154	-0.5034	-0.0407
4^{ème} étage	-0.8575	-0.0417	-0.0417	-0.8575	-0.4866	-0.0219
5^{ème} étage	-0.7655	-0.0528	-0.0528	-0.7655	-0.3479	-0.0342
6^{ème} étage	-0.5931	-0.0640	-0.0640	-0.5931	-0.2370	-0.0285
7^{ème} étage	-0.3194	-0.0673	-0.0673	-0.3194	-0.1128	-0.0227
8^{ème} étage	-0.1846	-0.0744	-0.0744	-0.1846	0.0953	0.0183
Voile 8	N_{max} → M_{correspondant}		M_{max} → N_{correspondant}		N_{min} → M_{correspondant}	
	N (MN)	M (MN.m)	M (MN.m)	N (MN)	N (MN)	M (MN.m)
Sous-sol 2	-3.6889	-1.0497	-1.0497	-3.6889	-1.3930	-0.4932
Sous-sol 1	-3.2714	-0.8924	-0.8924	-3.2714	-1.2328	-0.3729
RDC	-2.9097	-0.7972	-0.7972	-2.9097	-1.1092	-0.3505
1^{er} étage	-2.7125	-0.4722	-0.4722	-2.7125	0.9159	0.3365
2^{ème} étage	-2.3308	-0.3913	-0.3913	-2.3308	0.7932	0.2551
3^{ème} étage	-1.7945	-0.3187	-0.3187	-1.7945	-0.6746	-0.1808
4^{ème} étage	-1.5680	-0.2756	-0.2756	-1.5680	-0.5178	-0.1129
5^{ème} étage	-1.2438	-0.1992	-0.1992	-1.2438	0.4395	-0.0901
6^{ème} étage	-0.9273	-0.1363	-0.1363	-0.9273	-0.3995	-0.0454
7^{ème} étage	-0.6013	-0.0964	-0.0964	-0.6013	-0.2038	-0.0563
8^{ème} étage	-0.4277	-0.0762	-0.0762	-0.4277	-0.1007	-0.0382
Voile 9	N_{max} → M_{correspondant}		M_{max} → N_{correspondant}		N_{min} → M_{correspondant}	
	N (MN)	M (MN.m)	M (MN.m)	N (MN)	N (MN)	M (MN.m)
Sous-sol 2	-3.6366	-0.8526	-0.8526	-3.6366	-1.4509	-0.3729
Sous-sol 1	-3.5952	-0.9376	-0.9376	-3.5952	-1.3448	-0.4037
RDC	-3.2666	-1.2743	-1.2743	-3.2666	-1.1467	-0.4261
1^{er} étage	-2.5919	-0.7933	-0.7933	-2.5919	-1.0844	-0.3577
2^{ème} étage	-2.4109	-0.4126	-0.4126	-2.4109	0.8127	0.2401
3^{ème} étage	-2.0458	-0.3053	-0.3053	-2.0458	0.7286	0.1297
4^{ème} étage	-1.7184	-0.2353	-0.2353	-1.7184	-0.6615	-0.1086

5 ^{ème} étage	-1.2293	-0.1936	-0.1936	-1.2293	0.5319	0.0973
6 ^{ème} étage	-0.9574	-0.1227	-0.1227	-0.9574	-0.4910	-0.0742
7 ^{ème} étage	-0.7779	-0.1145	-0.1145	-0.7779	-0.1524	-0.0539
8 ^{ème} étage	-0.5723	-0.0931	-0.0931	-0.5723	0.1187	0.0474

V.4.6. Calcul de ferrailage :

V.4.6.1. Armatures verticales :

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE.

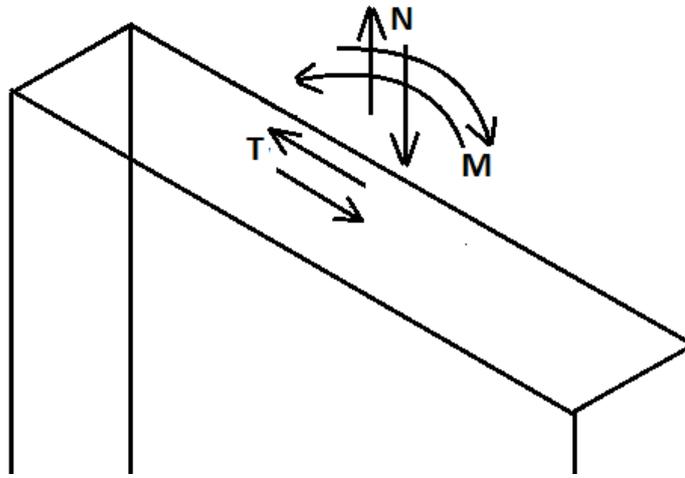


Figure V-6 : Voile soumis à la flexion composée.

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

(N): Effort normal appliqué.

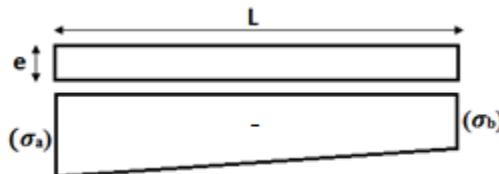
(A): Section transversale du voile.

(M) : Moment fléchissant appliqué.

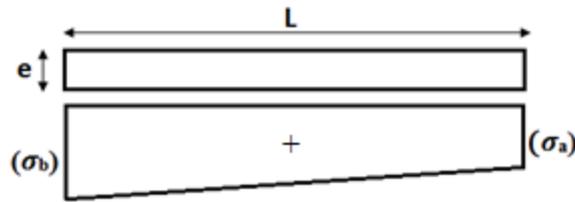
(V): Centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

(I): Moment d'inertie du voile

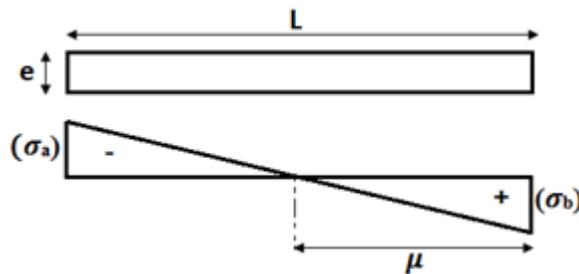
Si σ_a et σ_b sont de signe négatif, on aura une section entièrement tendue (SET).



Si σ_a et σ_b sont de signe positif, on aura une section entièrement comprimée (SEC).



Si σ_a et σ_b sont de signe contraire, on aura une section partiellement comprimée (SPC).



On prend comme exemple de calcul le voile 9 de RDC ($e=0.2m$).

$$N_{\max} = 3.6366 \text{ MN}$$

$$M_{\text{corr}} = 0.8526 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = \frac{0.2 \times 1^3}{12} = 0.01666 \text{ m}^4$$

$$A = e \times l = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$\sigma_a = \frac{3.6366}{0.2} + \frac{0.8526 \times 0.5}{0.01666} = 43.77 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{3.6366}{0.2} - \frac{0.8526 \times 0.5}{0.01666} = -7.405 < 0$$

Les contraintes (σ_a) et (σ_b) sont de signes contraires → section partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{L}{\frac{\sigma_b}{\sigma_a} + 1} = \frac{1}{\frac{-7.405}{43.77} + 1} = 0.85 \text{ m}$$

$$F_T = \frac{\sigma_b \times \mu \times e}{2} = \frac{7.405 \times 0.85 \times 0.2}{2} = 1.26 \text{ MN}$$

$$A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}} = \frac{1.26}{400} = 3.166 \times 10^{-3} m^2 = 31.66 cm^2$$

V.4.6.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø. D'après le BEAL 91 :

$$A_H = \frac{e \times \gamma_s \times s_t \times (\tau_b - 0.3 \times k \times f_t')}{0.9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

(K = 0) Cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci-après.

(s = 1,15 Cas général) ; (f_e = 400 MPa) ; (α = 90° Armatures droites)

D'après le RPA99/Version2003 : S_t ≤ min (1.5 e ; 30 cm)

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

V.4.6.3. Armatures minimales :

D'après le RPA 2003 : A_{min} = 0,15 % B = 11.31 cm²

V.4.6.4. Espacement :

D'après le RPA99/Version2003 :

$$S_t \leq \min (1.5 e ; 30 \text{ cm})$$

Exemple de calcul :

V (max) = 0.12542 MN (voile V5)

Avec : (e = 0,25 m) ; (l = 1 m) ; (d = 0.9 m)

$$\tau_b = 0.227$$

$$S_t \leq \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_h \geq \frac{0.2 \times 1.15 \times 0.2 \times (0.227)}{0.9 \times 400} \Rightarrow A_h \geq 0.29 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99/Version2003 :

$$A_{h \min \text{RPA}} = 0.015 \times 20 \times 150 = 3 \text{ cm}^2 > A_h = 0.29 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V-21 : Ferrailage de voiles.

Voile 1	Amin (cm ²)	A _v		A _h		St (cm)
		A _v (cm ²)	Choix	A _h (cm ²)	Choix	
RDC	8.61	9.48	12T10	9.48	12T10	25
1 ^{er} étage	8.61	9.48	12T10	9.48	12T10	25
2 ^{ème} étage	8.61	9.48	12T10	9.48	12T10	25
3 ^{ème} étage	8.61	9.48	12T10	9.48	12T10	25
4 ^{ème} étage	8.61	9.48	12T10	9.48	12T10	25
5 ^{ème} étage	8.61	9.48	12T10	9.48	12T10	25
6 ^{ème} étage	8.61	9.48	12T10	9.48	12T10	25
7 ^{ème} étage	8.61	9.48	12T10	9.48	12T10	25
8 ^{ème} étage	8.61	9.48	12T10	9.48	12T10	25
Voile 2	Amin (cm ²)	A _v		A _h		St (cm)
		A _v (cm ²)	Choix	A _h (cm ²)	Choix	
RDC	4.5	9.48	12T10	9.48	12T10	25
1 ^{er} étage	4.5	9.48	12T10	9.48	12T10	25
2 ^{ème} étage	4.5	9.48	12T10	9.48	12T10	25
3 ^{ème} étage	4.5	9.48	12T10	9.48	12T10	25
4 ^{ème} étage	4.5	9.48	12T10	9.48	12T10	25
5 ^{ème} étage	4.5	9.48	12T10	9.48	12T10	25
6 ^{ème} étage	4.5	9.48	12T10	9.48	12T10	25
7 ^{ème} étage	4.5	9.48	12T10	9.48	12T10	25
8 ^{ème} étage	4.5	9.48	12T10	9.48	12T10	25
Voile 3	Amin (cm ²)	A _v		A _h		St (cm)
		A _v (cm ²)	Choix	A _h (cm ²)	Choix	
Sous-sol 2	13.23	16.95	15T12	16.95	15T12	25
Sous-sol 1	13.23	16.95	15T12	16.95	15T12	25
RDC	13.23	16.95	15T12	16.95	15T12	25
1 ^{er} étage	13.23	16.95	15T12	16.95	15T12	25
2 ^{ème} étage	13.23	16.95	15T12	16.95	15T12	25
3 ^{ème} étage	13.23	16.95	15T12	16.95	15T12	25
4 ^{ème} étage	13.23	16.95	15T12	16.95	15T12	25
5 ^{ème} étage	13.23	16.95	15T12	16.95	15T12	25
6 ^{ème} étage	13.23	16.95	15T12	16.95	15T12	25

7 ^{ème} étage	13.23	16.95	15T12	16.95	15T12	25
8 ^{ème} étage	13.23	16.95	15T12	16.95	15T12	25
Voile 4	A _{min} (cm ²)	A _v		A _h		St (cm)
		A _v (cm ²)	Choix	A _h (cm ²)	Choix	
Sous-sol 2	9.9	11.85	15T10	11.85	15T10	25
Sous-sol 1	9.9	11.85	15T10	11.85	15T10	25
RDC	9.9	11.85	15T10	11.85	15T10	25
1 ^{er} étage	9.9	11.85	15T10	11.85	15T10	25
2 ^{ème} étage	9.9	11.85	15T10	11.85	15T10	25
3 ^{ème} étage	9.9	11.85	15T10	11.85	15T10	25
4 ^{ème} étage	9.9	11.85	15T10	11.85	15T10	25
5 ^{ème} étage	9.9	11.85	15T10	11.85	15T10	25
6 ^{ème} étage	9.9	11.85	15T10	11.85	15T10	25
7 ^{ème} étage	9.9	11.85	15T10	11.85	15T10	25
8 ^{ème} étage	9.9	11.85	15T10	11.85	15T10	25
Voile 5	A _{min} (cm ²)	A _v		A _h		St (cm)
		A _v (cm ²)	Choix	A _h (cm ²)	choix(cm ²)	
RDC	6	11.85	15T10	11.85	15T10	25
1 ^{er} étage	6	11.85	15T10	11.85	15T10	25
2 ^{ème} étage	6	11.85	15T10	11.85	15T10	25
3 ^{ème} étage	6	11.85	15T10	11.85	15T10	25
4 ^{ème} étage	6	11.85	15T10	11.85	15T10	25
5 ^{ème} étage	6	11.85	15T10	11.85	15T10	25
6 ^{ème} étage	6	11.85	15T10	11.85	15T10	25
7 ^{ème} étage	6	11.85	15T10	11.85	15T10	25
8 ^{ème} étage	6	11.85	15T10	11.85	15T10	25
Voile 6	A _{min} (cm ²)	A _v		A _h		St (cm)
		A _v (cm ²)	Choix	A _h (cm ²)	Choix	
Sous-sol 2	6.9	9.48	12T10	9.48	12T10	25
Sous-sol 1	6.9	9.48	12T10	9.48	12T10	25
RDC	6.9	9.48	12T10	9.48	12T10	25
1 ^{er} étage	6.9	9.48	12T10	9.48	12T10	25
2 ^{ème} étage	6.9	9.48	12T10	9.48	12T10	25
3 ^{ème} étage	6.9	9.48	12T10	9.48	12T10	25

4 ^{ème} étage	6.9	9.48	12T10	9.48	12T10	25
5 ^{ème} étage	6.9	9.48	12T10	9.48	12T10	25
6 ^{ème} étage	6.9	9.48	12T10	9.48	12T10	25
7 ^{ème} étage	6.9	9.48	12T10	9.48	12T10	25
8 ^{ème} étage	6.9	9.48	12T10	9.48	12T10	25
Voile 7	Amin (cm ²)	A _v		A _h		St (cm)
		A _v (cm ²)	Choix	A _h (cm ²)	Choix	
RDC	9.3	11.85	15T10	11.85	15T10	25
1 ^{er} étage	9.3	11.85	15T10	11.85	15T10	25
2 ^{ème} étage	9.3	11.85	15T10	11.85	15T10	25
3 ^{ème} étage	9.3	11.85	15T10	11.85	15T10	25
4 ^{ème} étage	9.3	11.85	15T10	11.85	15T10	25
5 ^{ème} étage	9.3	11.85	15T10	11.85	15T10	25
6 ^{ème} étage	9.3	11.85	15T10	11.85	15T10	25
7 ^{ème} étage	9.3	11.85	15T10	11.85	15T10	25
8 ^{ème} étage	9.3	11.85	15T10	11.85	15T10	25
Voile 8	Amin (cm ²)	A _v		A _h		St (cm)
		A _v (cm ²)	Choix	A _h (cm ²)	Choix	
Sous-sol 2	12.3	16.95	15T12	16.95	15T12	25
Sous-sol 1	12.3	16.95	15T12	16.95	15T12	25
RDC	12.3	16.95	15T12	16.95	15T12	25
1 ^{er} étage	12.3	16.95	15T12	16.95	15T12	25
2 ^{ème} étage	12.3	16.95	15T12	16.95	15T12	25
3 ^{ème} étage	12.3	16.95	15T12	16.95	15T12	25
4 ^{ème} étage	12.3	16.95	15T12	16.95	15T12	25
5 ^{ème} étage	12.3	16.95	15T12	16.95	15T12	25
6 ^{ème} étage	12.3	16.95	15T12	16.95	15T12	25
7 ^{ème} étage	12.3	16.95	15T12	16.95	15T12	25
8 ^{ème} étage	12.3	16.95	15T12	16.95	15T12	25
Voile 9	Amin (cm ²)	A _v		A _h		St (cm)
		A _v (cm ²)	Choix	A _h (cm ²)	Choix	
Sous-sol 2	11.31	16.95	15T12	16.95	15T12	25
Sous-sol 1	11.31	16.95	15T12	16.95	15T12	25
RDC	11.31	16.95	15T12	16.95	15T12	25

1 ^{er} étage	11.31	16.95	15T12	16.95	15T12	25
2 ^{ème} étage	11.31	16.95	15T12	16.95	15T12	25
3 ^{ème} étage	11.31	16.95	15T12	16.95	15T12	25
4 ^{ème} étage	11.31	16.95	15T12	16.95	15T12	25
5 ^{ème} étage	11.31	16.95	15T12	16.95	15T12	25
6 ^{ème} étage	11.31	16.95	15T12	16.95	15T12	25
7 ^{ème} étage	11.31	16.95	15T12	16.95	15T12	25
8 ^{ème} étage	11.31	16.95	15T12	16.95	15T12	25

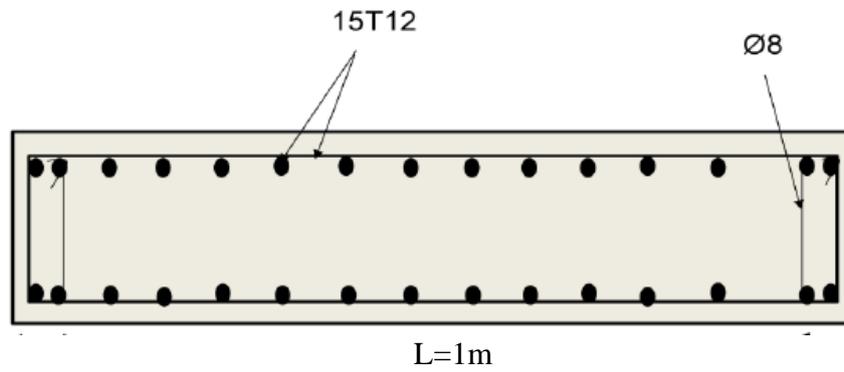


Figure V-7 : ferrailage de voile 9.

CHAPITRE VI
« ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE »

VI.1. Introduction :

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quelque soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation

Donc, elle constitue la partie essentielle du bâtiment

VI.2. Type des fondations :

On a deux différents types de fondation

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- Les fondations profondes (des pieux).

VI.3. Choix de type de fondation :

Le choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type et l'importance de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- La facilité de réalisation.
- La raison économique.
- La charge totale transmise au sol.

VI.4. Hypothèse de calcul :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, où à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.

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

VI.5. Etude d'un radier :

VI.5.1. Définition d'un radier :

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme maçonnée qui est la base de départ d'un bâtiment. Ce système permet la répartition des charges sur un terrain peu stable. La réalisation d'un radier nécessite une étude béton armé préalable, avec vérification du tassement général de la construction

VI.5.2. Modélisation du radier :

A l'aide de logiciel (SAFE12), on modélise notre fondation de type radier général.

Ce logiciel permet l'analyse du radier par simple introduction de certaines données liées à la superstructure, (La charge appliquée) et liée aussi à la nature de sol et à la capacité portante de sole.

- Le radier a été modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds.
- Les nervures ont été modélisé par des éléments type (Frame) à deux nœuds, chaque nœud possède Six degrés de libertés (trois translations et trois rotations).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant le radier est prise égale à celle du béton à savoir ($\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$).
- La taille moyenne des mailles est de (0.5*0.5), et le coefficient de raideur du sol $K=4 \text{ bar}$.

VI.5.3. Pré dimensionnement du radier dalle :

Le radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

D'après (DTR BC 2.33.1) : Le pré dimensionnement du radier dalle se fait par satisfaction des conditions suivantes :

- **La dalle de radier :**

La hauteur minimale de la dalle est conditionnée par :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{570}{20} = 28.5 \text{ cm}$$

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives

- **Les nervures :**

- **La condition de coffrage :**

$$h_N \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{570}{10} = 57 \text{ cm}$$

- **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

E: Module de young $E=3,2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml

K : Coefficient de la raideur du sol $K=4 \text{ kg/cm}^3 = 40000 \text{ KN/m}^2$

b : Largeur de l'élément considéré par ml.

$$I = \frac{b \times h_n^3}{12} \quad \text{et} \quad h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_N \geq 0,86$ m on prend $h_N = 100$ cm

$$\rightarrow I = 0,083 \text{ m}^4 \quad \rightarrow l_e = 4,04 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_{max} \leq 6,34 \rightarrow 5,7 < 6,34 \rightarrow \text{CV}$$

Donc on a un radier rigide

A partir de ces conditions précédentes on prend

- La dalle : $h_d = 40$ cm
- La nervure : $h_N = 100$ cm

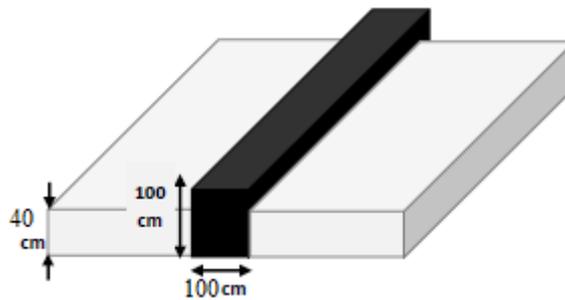


Figure VI-1 : Dimensions du radier.

VI.5.4. La modélisation :

Après le pré dimensionnement de radier on doit le modéliser en utilisant le logiciel 'SAFE', cette étape est schématisée dans la figure ci-dessous :

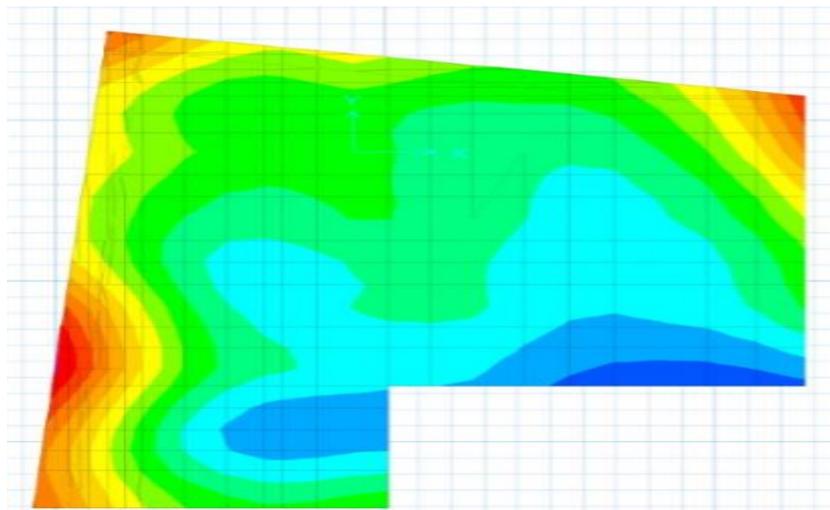


Figure VI-2 : Modélisation et déformations de radier.

VI.5.5. Les vérifications nécessaires du radier :**a. Vérification de la contrainte du sol**

On a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

• 1^{ère} vérification

La condition à vérifier pour l'approbation de la contrainte du sol est la suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : σ_{sol} : Réaction totale de la structure à l'ELS.

L'utilisation du logiciel « SAFE » nous a donné la valeur de la réaction :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 188.49 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 188.49 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifier}$$

• 2^{ème} vérification

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis de la pression exercée :

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{Pz}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : Pz : réaction totale de la structure à l'ELS.

S_r : surface totale du radier.

En utilisant le programme « Safe », on obtient : $Pz = 52078.73 \text{ KN}$

$$\text{Donc : } \frac{52078.73}{292.81} = 177.85 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

• 3^{ème} vérification

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis au déplacement maximal suivant l'axe « Z »

La contrainte du sol : $\sigma = 2 \text{ bars} = 0,2 \text{ MPa}$

Puisque, on a une répartition trapézoïdale, donc :

$$\overline{\sigma}_{b1} = \frac{3K Z_{max} + K Z_{min}}{4}$$

Avec,

Z_{max} : Déplacement maximal suivant UZ à ELS ($Z_{max} = 0,61 \text{ cm}$)

Z_{min} : Déplacement minimal suivant UZ à ELS ($Z_{min} = 0,12 \text{ cm}$)

K : le coefficient de BALLAST

$$K = 2 \sigma_{sol} = 2 \times 2 = 4 \text{ bars} = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\overline{\sigma}_{b1} = \frac{3 \times 4 \times 0,61 + 4 \times 0,12}{4} = 1,95 \text{ bars} < \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \quad \text{CV}$$

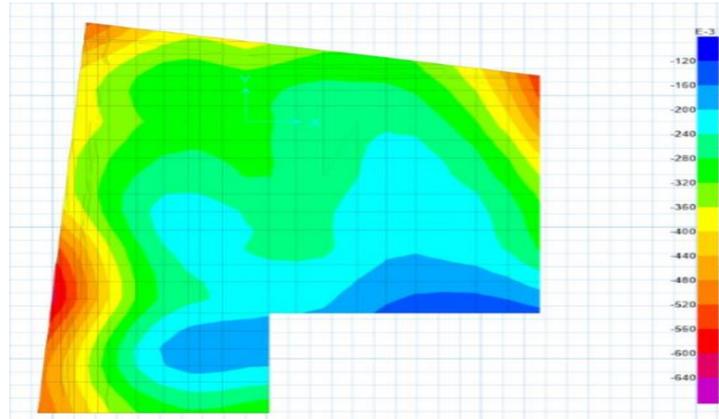


Figure VI-3 : Déplacement maximale Zmax et Zmin de la structure à l'ELS

b. Vérification au poinçonnement :

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2) , on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \cdot h_D \cdot u_x \cdot \frac{f_{28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité

On a : $N_u = 2446,96 \text{ KN} = 2,44696 \text{ MN}$

h_N : hauteur de la nervure $\rightarrow h_N = 100 \text{ cm}$

u_x : Périmètre d'impact de la charge (m)

a,b : dimension du poteaux (m)

$$u_x = 2 [(a+b) + 2h]$$

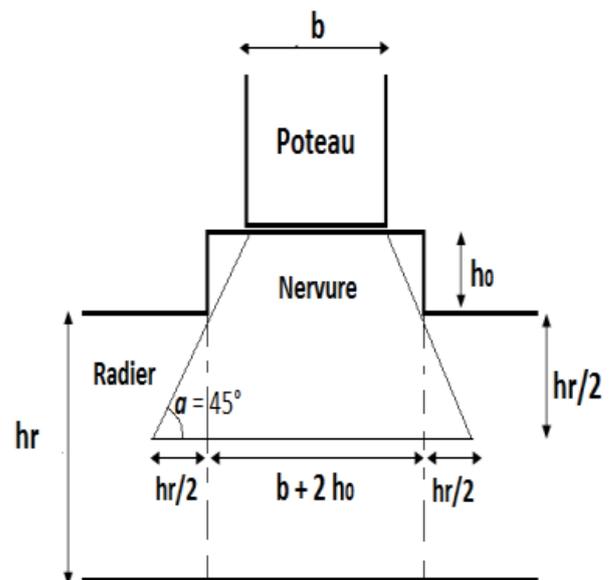
$$u_x = 2 [(0.6+0.6) + 2]$$

$$u_x = 6,4 \text{ m}$$

$$Q_u = 0,045 \times 1 \times 6.4 \times \frac{25}{1,5} = 4.8 \text{ MN}$$

$$N_u = 2,44696 \text{ MN} \leq Q_u = 4,8 \text{ MN} \quad \text{CV}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.



VI.5.6. Calcul le Ferrailage :

VI.5.6.1. Ferrailage de la dalle de radier :

Après la modélisation, on a pu extraire les valeurs des sollicitations exercées sur la surface du radier selon les deux directions X et Y, ces valeurs sont affichées dans ce tableau :

Tableau VI-1 : Tableau récapitulatif des moments exercés sur le radier.

	ELU		ELS	
	M _{appuis} (KN.m)	M _{travées} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	M _{travées} (KN.m)
Sens (X-X)	156.28	474.93	114.46	347.86
Sens (Y-Y)	477.7	455.58	348.71	333.376

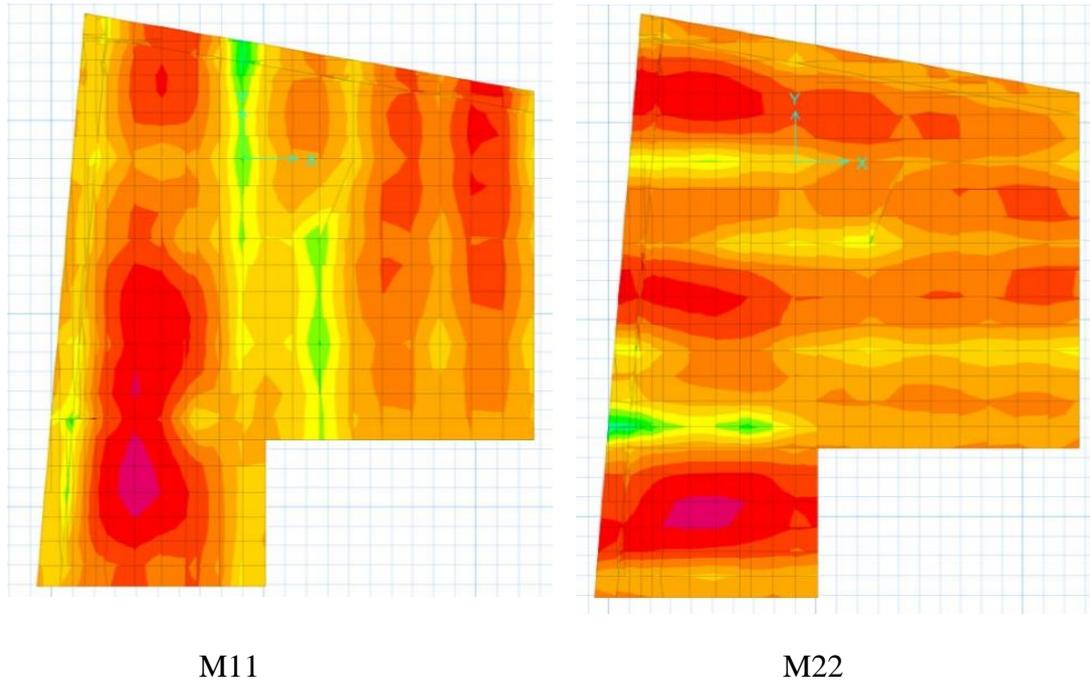


Figure VI-4 : Moments max à l'ELU.

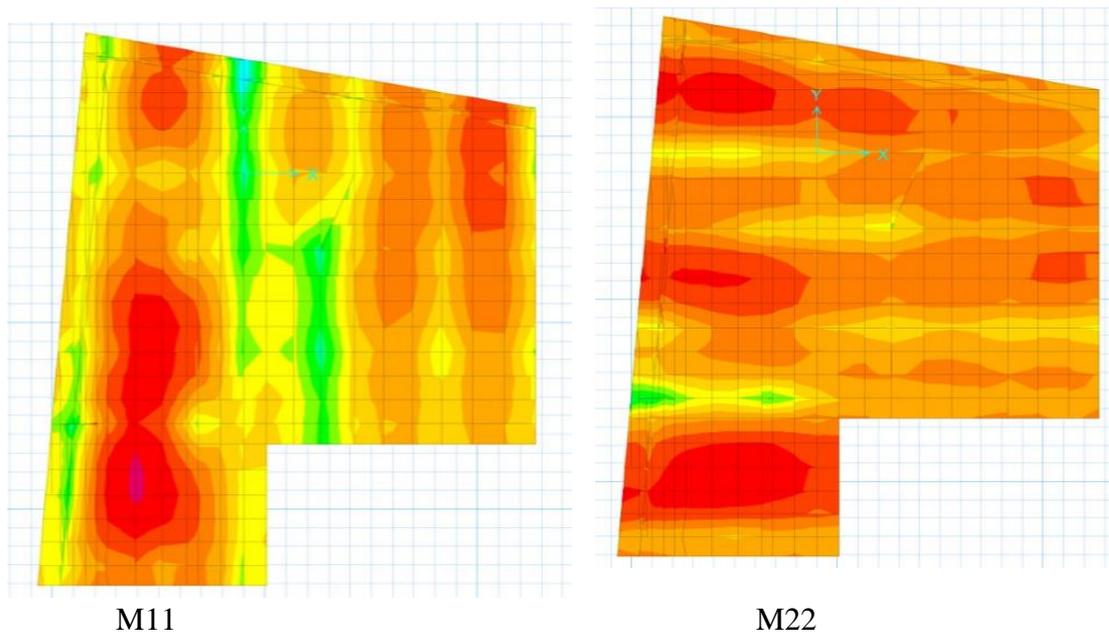


Figure VI-5 : Moments max à l'ELS.

Le calcul se fait à la flexion simple avec une bande de 1 m et en deux directions, l'une suivant (x-x) et l'autre suivant (y-y)

On a : $b = 1 \text{ m}$; $h = 0.4 \text{ m}$; $d = 0.36 \text{ m}$

Sens X-X

- **En travées**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{474.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14,17} = 0.258 < \mu_R = 0.392$$

Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.209}) = 0.381$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.305 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.47493}{0.352 \times 347.82} = 44.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_{st} = 21\text{T}16 = 48.24 \text{ cm}^2$

- **En appuis**

$$\mu_u = \frac{156.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14,17} = 0.085 < \mu_R = 0.392$$

Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.085}) = 0.111$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.343 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.47493}{0.352 \times 347.82} = 13.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_{st} = 5\text{T}20 = 15.7 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{st} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.36 = 4.35 \text{ cm}^2$$

En travées : $\text{cm}^2 > 4.35 \text{ cm}^2$

En appuis : $\text{cm}^2 > 4.35 \text{ cm}^2$

- **Vérification a l'ELS**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée**

$$M_u = 474.93 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 347.86 \text{ KN.m} \quad ; \quad \alpha = 0.381$$

$$\gamma = \frac{474.93}{347.86} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.381 < 0.44 \quad \text{CV}$$

- **En appuis**

$$M_u = 156.28 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 114.467 \text{ KN.m} \quad ; \quad \alpha = 0.111$$

$$\gamma = \frac{156.28}{114.467} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.111 < 0.44 \quad \text{CV}$$

Donc, on n'a pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

Sens Y-Y

- **En travées**

$$\mu_u = \frac{455.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14,17} = 0.248 < \mu_R = 0.392$$

Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.248}) = 0.362$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.307 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.45558}{0.307 \times 347.82} = 42.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_{st} = 14T20 = 43.99 \text{ cm}^2$

- **En appuis**

$$\mu_u = \frac{477.702 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14,17} = 0.26 < \mu_R = 0.392$$

Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,26}) = 0,39$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,304 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,477702}{0,304 \times 347,82} = 45,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_{st} = 21\text{T16} = 48,24 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1 \times 0,36 = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travées : } 43,99 \text{ cm}^2 > 4,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 48,24 \text{ cm}^2 > 4,35 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELS**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée**

$$M_u = 455,582 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 333,376 \text{ KN.m} \quad ; \quad \alpha = 0,362$$

$$\gamma = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,362 < 0,44 \quad \text{CV}$$

- **En appuis**

$$M_u = 477,702 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 348,718 \text{ KN.m} \quad ; \quad \alpha = 0,39$$

$$\gamma = \frac{477,702}{348,718} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,39 < 0,44 \quad \text{CV}$$

Donc, on n'a pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

- **Calcul de l'espacement**

On prend de façon arbitraire un espacement idéale égale à :

$$St = 15 \text{ cm en zone courante}$$

$$St = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

• **Vérification au cisaillement**

Le règlement (C.B.A.93) admet par simplification le principe de la tangente conventionnelle ultime et considère que seule l'âme résiste à l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Avec τ_u : La contrainte de cisaillement.

D'après les résultats obtenus par « SAFE » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

• **Sens -X**

$$V_{u \max} = 306.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{306.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.85 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• **Sens -Y**

$$V_{u \max} = 444.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{444.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.23 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Tableau VI-2 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.

	Travée			Appui		
	A calculer (cm ²)	A choisi	A adopté (cm ²)	A calculer (cm ²)	A choisi	A adopté (cm ²)
Sens (X-X)	44.7	21T16	48.24	13.06	5T20	15.7
Sens (Y-Y)	42.55	14T20	43.99	45.07	21T16	48.24

VI-5-6-1-1- Schéma de ferrailage

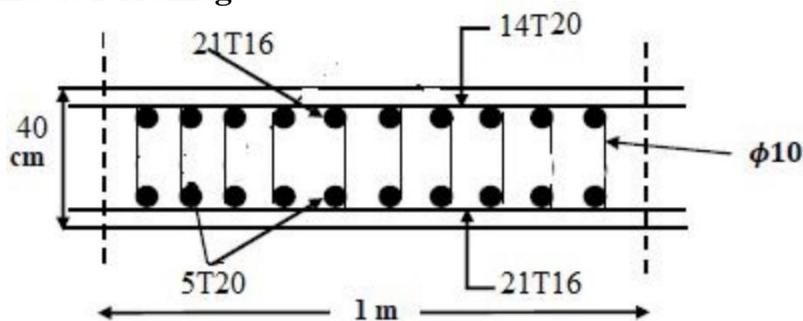


Figure VI-6 : Ferrailage de la dalle du radier.

VI.5.6.2. Ferrailage des nervures :

A partir du logiciel SAFE, les valeurs des moments en travées et en appuis des nervures sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-3 : Récapitulatif des moments pour les nervures.

	ELU		ELS	
	M appuis (KN.m)	M travées (KN.m)	M appuis (KN.m)	M travées (KN.m)
Sens (X-X)	433.74	1140.13	317.03	834.074
Sens (Y-Y)	1464.91	722.79	1070.27	529.34

a. Ferrailage longitudinal

Le calcul de ferrailage longitudinal se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire de (1 x 1) m²/ml

Tableau VI-4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.

	Travée			Appui		
	A calculer (cm ²)	A choisi	A adopté (cm ²)	A calculer (cm ²)	A choisi	A adopté (cm ²)
Sens (X-X)	38.43	8T25	39.27	14.17	10T14	15.39
Sens (Y-Y)	23.86	8T20	25.13	50.74	10T16+10T20	51.53

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{st} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 1 = 12.07 \text{ cm}^2$$

- Sens X-X :

En travées : $39.27 > 12.07 \text{ cm}^2$ (C.V)

En appuis : $15.39 > 12.07 \text{ cm}^2$ (C.V)

- Sens Y-Y :

En travées : $25.13 > 12.07 \text{ cm}^2$ (C.V)

En appuis : $51.53 > 12.07 \text{ cm}^2$ (C.V)

- **Vérification à l'ELS**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Sens X-X:

- **En travée :**

$$M_u = 1140.13 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 834.074 \text{ KN.m} \quad ; \quad \alpha = 0.131$$

$$\gamma = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.131 < 0.44 \quad \text{CV}$$

- **En appuis :**

$$M_u = 433.74 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 317.03 \text{ KN.m} \quad ; \quad \alpha = 0.048$$

$$\gamma = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.048 < 0.44 \quad \text{CV}$$

Donc, on n'a pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

- Sens Y-Y:

- **En travée :**

Condition vérifiée

- **En appuis :**

Condition vérifiée

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

- **Vérification au cisaillement**

D'après les résultats obtenus par « SAFE » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

- Sens X-X:

$$V_{u \max} = 1199.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1199.66 \times 10^{-3}}{1 \times 1} = 1.2 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- Sens Y-Y :

$$V_{u \max} = 1431.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1431.74 \times 10^{-3}}{1 \times 1} = 1.43 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

b. Calcul des armatures transversales :

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varnothing_{\min}; \frac{b}{10} \right) \quad \text{Selon le CBA93}$$

$Q_{\min} = 1.4 \text{ cm}$ (Diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres)

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{100}{35}; 1,4; \frac{100}{10} \right)$$

On prend : $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$

• **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA 99 :

$St < \min (h/4, 12\varnothing_{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$ (pour la zone nodale).

$St < h/2 = 50 \text{ cm}$ (pour la zone courante).

Donc on prend :

$St = 10 \text{ cm}$ (pour la zone nodale)

$St = 15 \text{ cm}$ (pour la zone courantes)

Rmq : Vu l'importance de la hauteur des nervures ($h > 50 \text{ cm}$), il est nécessaire de mettre des armatures de peau.

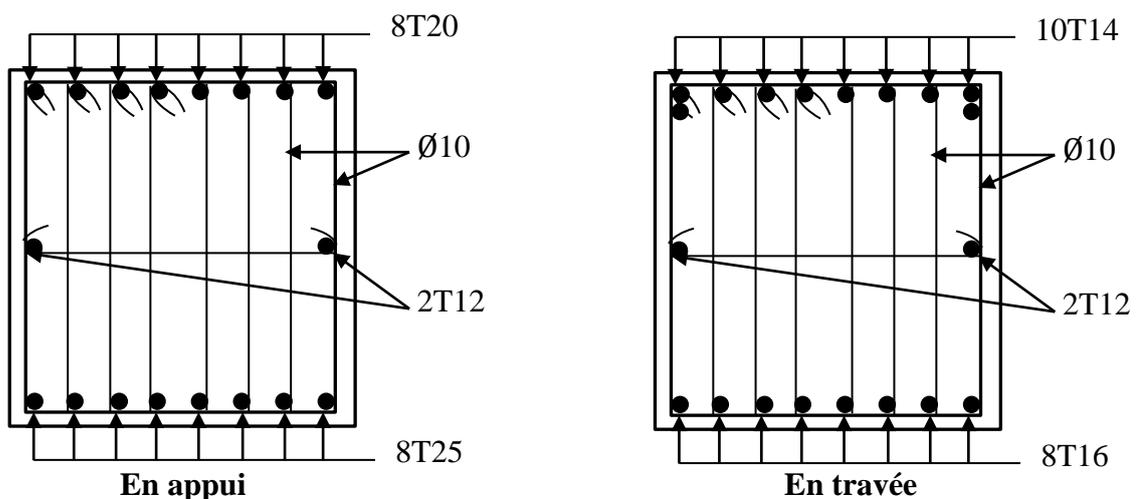


Figure VI-7 : Schéma de ferrailage des nervures.

VI.6. Voile périphérique (sous-sol) :

Le voile périphérique est destiné à bloquer les terres remblayées issues de l'exécution. A cet effet il sera calculé comme un mur de soutènement supportant le poids du remblai.

D'après le RPA 99/2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu, entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- * L'épaisseur minimale est de 20 cm.
- * Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- * Le pourcentage minimum d'armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

V.6.1. Les caractéristiques du sol :

- * Poids volumique : $\gamma = 19.4 \text{ KN/m}^3$
- * Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$
- * Cohésion : $C = 0$.

V.6.2. Dimensions du voile :

$l = 5.7 \text{ m}$; $e = 0.20 \text{ m}$; $h = 2.65 \text{ m}$; la surcharge: $q = 10 \text{ KN/m}^2$

On va faire les calculs pour une bande de 1ml.

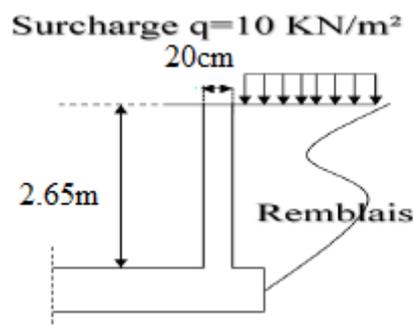


Figure VI-8 : Présentation du voile périphérique.

V.6.3. Evaluation des charges et surcharges :

$$G = \gamma \times h \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 19.4 \times 2.65 \times \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 17.13 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times \tan^2\left(\frac{180}{4} + \frac{30}{2}\right) = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

V.6.4. Calcul de ferrailage :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

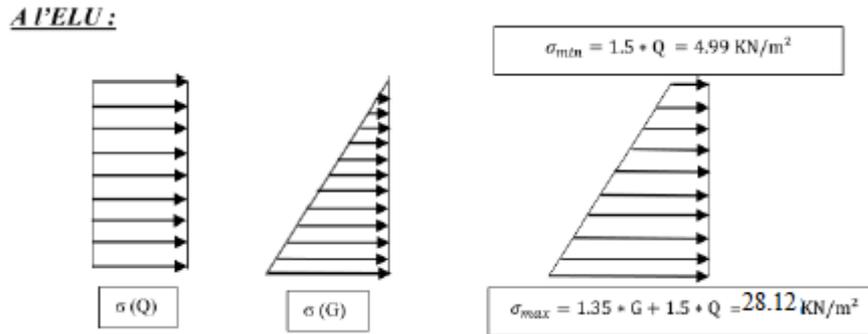


Figure VI-9 : Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 28.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5Q = 4.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 22.33 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 22.33 \text{ KN}$$

Pour le calcul du moment on va utiliser la méthode de B.A.E.L :

$$\alpha = \frac{2.65}{5.7} = 0.46 > 0.4 \longrightarrow \text{la dalle portée dans les deux sens.}$$

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc le moment suivant les deux directions x et y, est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times p \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

M_x : C'est le moment fléchissant suivant x.

M_y : C'est le moment fléchissant suivant y.

p : La charge uniformément répartie par unité d'aire.

L_x : la hauteur du voile

L_y : La plus grande portée

μ_x, μ_y : Coefficients obtenues à partir du tableau de BAEL, en fonction de α .

$$U_x = 0.1002$$

$$U_y = 0.25$$

$$\begin{cases} M_{xu} = 0.1002 \times 22.33 \times 2.65^2 = 15.71 \text{ KN.m} \\ M_{yu} = 0.25 \times 15.71 = 3.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{txu} = 0.85 \times M_{xu} = 13.35 \text{ KN.m} \\ M_{a1xu} = 0.3 \times M_{xu} = 4.71 \text{ KN.m} \\ M_{a2xu} = 0.5 \times M_{xu} = 7.85 \text{ KN.m} \\ M_{tyu} = 0.85 M_{yu} = 3.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

V.6.5. Valeur minimale à respecter :• **En travée**

$$M_{tyu} \geq \frac{M_{txu}}{4} = 3.33 \text{ KN.m} \quad (\text{CV})$$

• **En appuis**

$$M_{a1yu} = M_{a1xu} = 4.713 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2yu} = M_{a2xu} = 7.855 \text{ KN.m}$$

V.6.6. Armatures longitudinales :• **Aciers en travée (sens Lx) :**

$$\mu_u = \frac{M_{txu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14,17} = 0.029 < \mu_R \quad \text{Section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.036$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.01335}{0.177 \times 347.82} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Aciers en travée (sens Ly) :**

$$\mu_u = \frac{M_{tyu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14,17} = 0.0072 < \mu_R \quad \text{Section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0072}) = 0.0091$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.00333}{0.179 \times 347.82} = 0.535 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Aciers en appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{a1xu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14,17} = 0.01 < \mu_R \quad \text{Section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) = 0.0125$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_{a1x} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.00471}{0.179 \times 347.82} = 0.756 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a1y} = A_{a1x} = 0.756 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_{a2xu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14,17} = 0.017 < \mu_R \quad \text{Section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = 0.021$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_{a2x} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.00785}{0.178 \times 347.82} = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a2y} = A_{a2x} = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sections minimales des armatures :**

D'après le **B.A.E.L9**, on va utiliser :

- Selon Ly :

$$A_{ymin} = 8 \times h = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (pour HA400)}$$

$$A_{ty} = 0.535 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} \text{ donc : } A_{ty} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a1y} = 0.756 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} \text{ donc : } A_{a1y} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a2y} = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} \text{ donc : } A_{a2y} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Selon Lx :

$$A_{xmin} = \frac{3-\alpha}{2} A_{ymin} = 2.032 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 2.12 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{xmin} \text{ (CV)}$$

$$A_{a1x} = 0.756 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} \text{ donc : } A_{a1x} = 2.032 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a2x} = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} \text{ donc : } A_{a2x} = 2.032 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le **RPA99 V2003**, on va utiliser :

$$A_{xmin} = 0.1\%B = 0.001 \times 0.20 \times 1 = 0.0002 \text{ m}^2 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 2.12 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a1x} = A_{a1y} = 2.032 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ty} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a2x} = A_{a2y} = 2.032 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

• **Choix des aciers :**

- En travée :

• Selon Lx :

$$A_{tx} = 2.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} \text{ choisis} = 4T12/\text{ml}$$

$$St \leq \min(2h ; 25\text{cm})$$

$$St \leq \min(40\text{cm} ; 25\text{cm})$$

$$St \leq 25\text{cm}$$

On adopte : $St = 20\text{cm}$

• Selon Ly :

$$A_{ty} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} \text{ (choisis)} = 4T12/\text{ml}$$

$$St \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$St \leq \min(60\text{cm} ; 33\text{cm})$$

$$St \leq 33\text{cm}$$

On adopte : $St = 20\text{cm}$

- En appuis :

$$A_{a1x} = A_{a1y} = 2.032 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a1x} \text{ (choisis)} = A_{a1y} \text{ (choisis)} = 4T10/\text{ml}$$

$$St \leq \min (2h ; 25\text{cm}) \quad St \leq \min(40\text{cm} ; 25\text{cm}) \quad St \leq 25\text{cm}$$

On adopte : $St=20\text{cm}$

$$A_{a2x} = A_{a2y} = 2.032 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{a2x} (\text{choisis}) = A_{a2y} (\text{choisis}) = 4\text{T}10/\text{ml}$$

$$St \leq \min (2h ; 25\text{cm}) \quad St \leq \min(40\text{cm} ; 25\text{cm}) \quad St \leq 25\text{cm}$$

On adopte : $St=20\text{cm}$

V.6.7. Effort tranchant :

Si $\alpha=0.49 > 0.4$ alors :

$$V_{ux} = \frac{qu \times lx \times ly}{lx + 2ly} = \frac{22.33 \times 2.65 \times 5.7}{2.65 + 2 \times 5.7} = 24 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = qu \times \frac{lx}{3} = 22.33 \times \frac{2.65}{3} = 19.72 \text{ KN}$$

V.6.8. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \tau$$

avec : $V_u = \min (V_{ux} ; V_{uy}) = \min(24; 19.72) = 19.72 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{0.01972}{1 \times 0.18} = 0.109 \text{ MPa} \quad \tau = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau \quad (\text{CV})$$

V.6.9. Vérification a l'ELS :

$\alpha = 0.46$ donc : $U_x = 0.1032$ et $U_y = 0.341$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 20.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 16.17 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 16.17 \text{ KN}$$

$$M_{xs} = 0.1032 \times 16.17 \times 2.65^2 = 11.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = 0.341 \times 11.72 = 3.9 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{txs} = 0.85 M_{xs} = 9.96 \text{ KN.m} \\ M_{a1xs} = 0.3 M_{xs} = 3.51 \text{ KN.m} \\ M_{a2xs} = 0.5 M_{xs} = 5.86 \text{ KN.m} \\ M_{tys} = 0.85 M_{ys} = 3.39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

a. Positon de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2}x^2 + Asc(x-d') - n Ast(d-x) = 0 \quad \text{avec : } Asc(x-d') = 0$$

$$\frac{100}{2}x - 15 \times 4.52 (18-x) = 0 \quad 50x + 67.8x - 1220.4 = 0$$

$$X = 4.3 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $X = 4.3 \text{ cm}$

b. Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{bx^3}{3} = \frac{100 \times 4.3^3 \times 10^{-8}}{3} = 2.65 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = Ast (d - X)^2 = 0.848 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I = I_b + nI_{st} = 1.66 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

c. Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{Mtxs.x}{I} = \frac{9.96 \times 4.3 \times 10^{-5}}{1.66 \times 10^{-4}} = 2.58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifié}$$

d. Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nMs(d-x)}{I} = \frac{15 \times 9.96 \times 10^{-3} (0.18 - 0.043)}{1.66 \times 10^{-4}} = 123.3 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} Fe ; 110 \sqrt{nft28} \right) = \min (266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifier}$$

Remarque : puisque le voile est encasté dans le radier, et en tête dans la poutre, donc ce n'est pas la peine de vérifier le glissement et le renversement

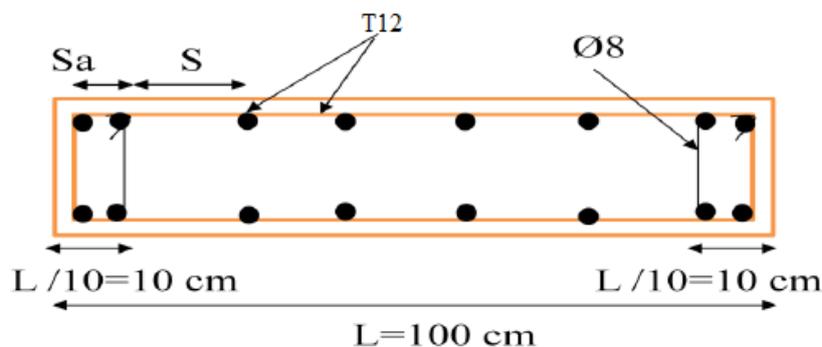


Figure VI-10 : Ferrailage de voile périphérique.

« CONCLUSION GENERALE »

C'est grâce à ce projet de fin d'étude, que nous avons eu l'opportunité de cumuler les connaissances théoriques avec celle de la pratique. Ceci permet également de rentrer dans la vie active et de découvrir plus précisément le milieu professionnel et d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs dispositions de voiles de contreventement ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement satisfaisant. Pour ces raisons on a mis des voiles sans ouvertures, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction).

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds est plus importante de tous, à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet P- Δ .

L'utilisation des logiciels SAP 2000V14 et Auto CAD a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, la fiabilité de résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à leur tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Une démarche de conception parasismique dans la construction doit se baser sur trois points :

- Respect de réglementation parasismique.
- Contrôle des matériaux et mise en œuvre soignée de la construction.
- Une bonne conception.

Références bibliographiques

- **Documents réglementaires :**

[BAEL, 91] Jean-Pierre Mougins, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[CBA 93] Mr. BELAZOUGUI, M (président du groupe). Règles de conception et de calcul des structures en béton arme C.B.A.93.Document technique règlementaire.D.T.R.-B.C.2-41. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Rue Kaddour Rahim (Prolongée) B.P 2 52 Hussein-Dey-Alger.

[DTR B.C. 2.2] MELLAK, Hachemi. Charges permanentes et charges d'exploitation. Document technique règlementaire. DTR.B.C 22. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S. Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

[RPA 99/V2003] Règles Parasismique Algérienne RPA99/Version 2003.Document technique règlementaire. D.T.R B.C.2.48. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

- **Manuels techniques :**

[1] BENABDELLAH, M et BELAMRI, B, Elaboration et calcul d'un bâtiment en béton armé a usage multiple en R+15 situé dans la région de Tlemcen. Mémoire d'obtention du diplôme du Master en Génie civil, soutenue en septembre 2020, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.

[2] Dr BENMANSOUR-MEDDANE Nassima, Cours de génie parasismique.

[3] HADJ ABDELKADER, MA et HACHEMI, Y, Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé à usage d'habitation et commercial à Tlemcen. Mémoire d'obtention du diplôme du Master en Génie civil, soutenue en juillet 2019, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.

[4] MOSTEGHANEMI, S et MEGHRAOUI, A, Etude technique et managériale d'un bâtiment 2SS+RDC+9étages en béton armé à Sidi-Bel-Abbès. Mémoire d'obtention du diplôme du Master en Génie civil, soutenue en septembre 2020, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie.

- **Logiciels :**

AutoCAD 2016.

Excel 2016.

SAP2000v14.

SAFE 2016.

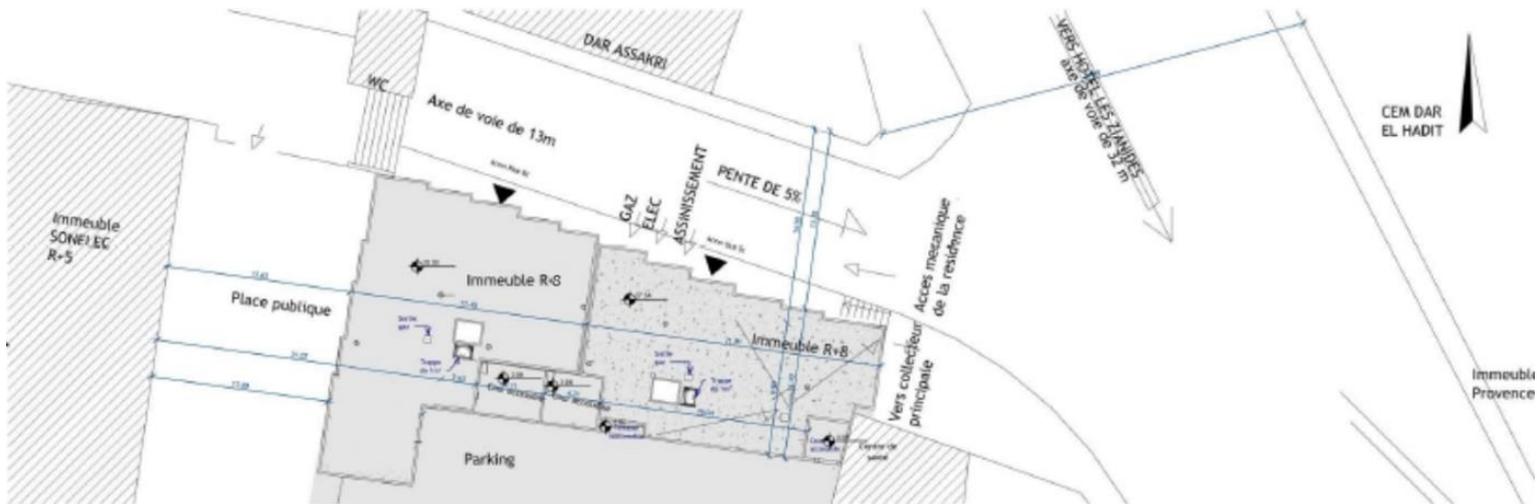
Word 2016.

Annexes



Plan de situation

Ech 1/2500



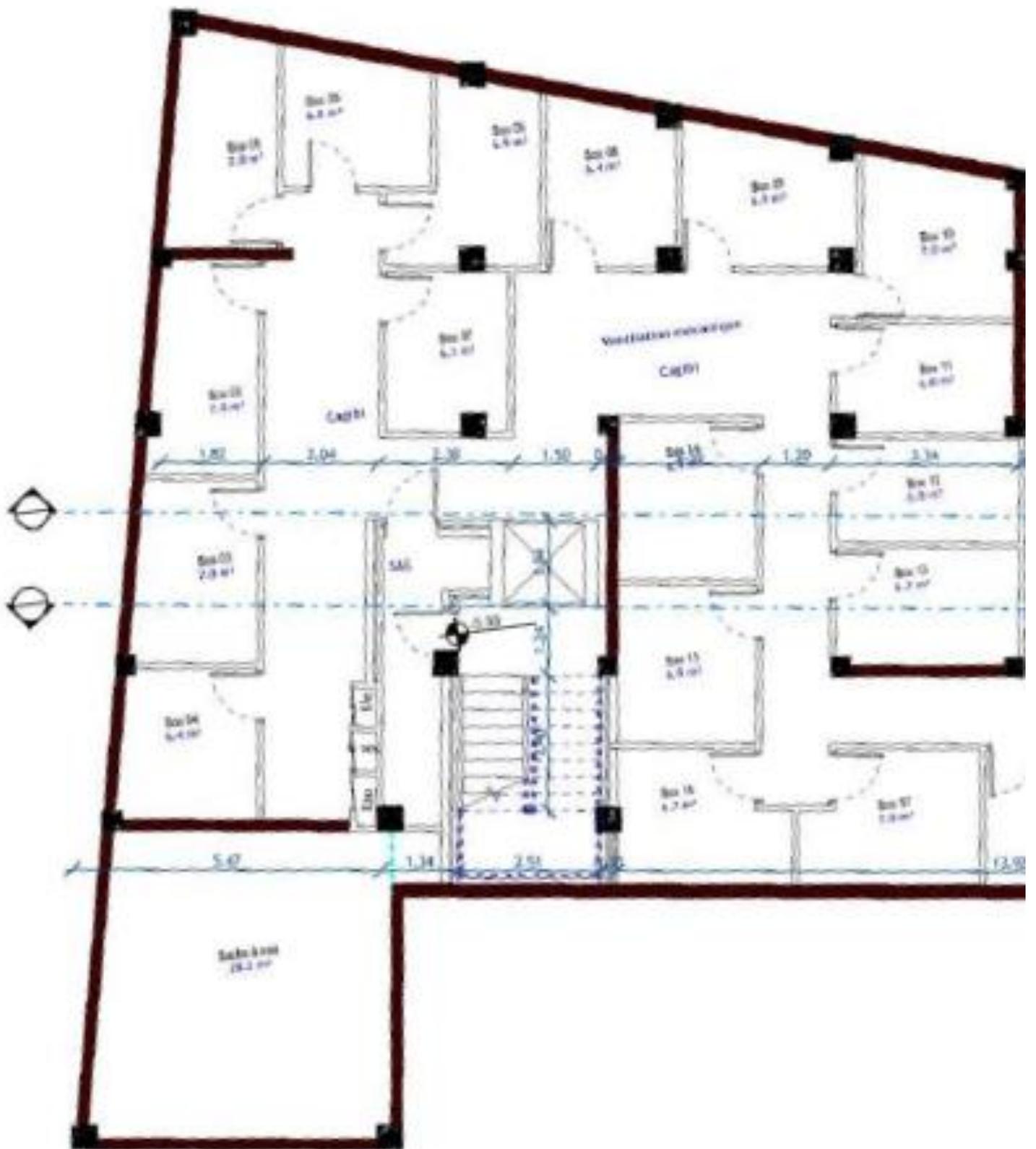
Plan de masse

Ech 1/200



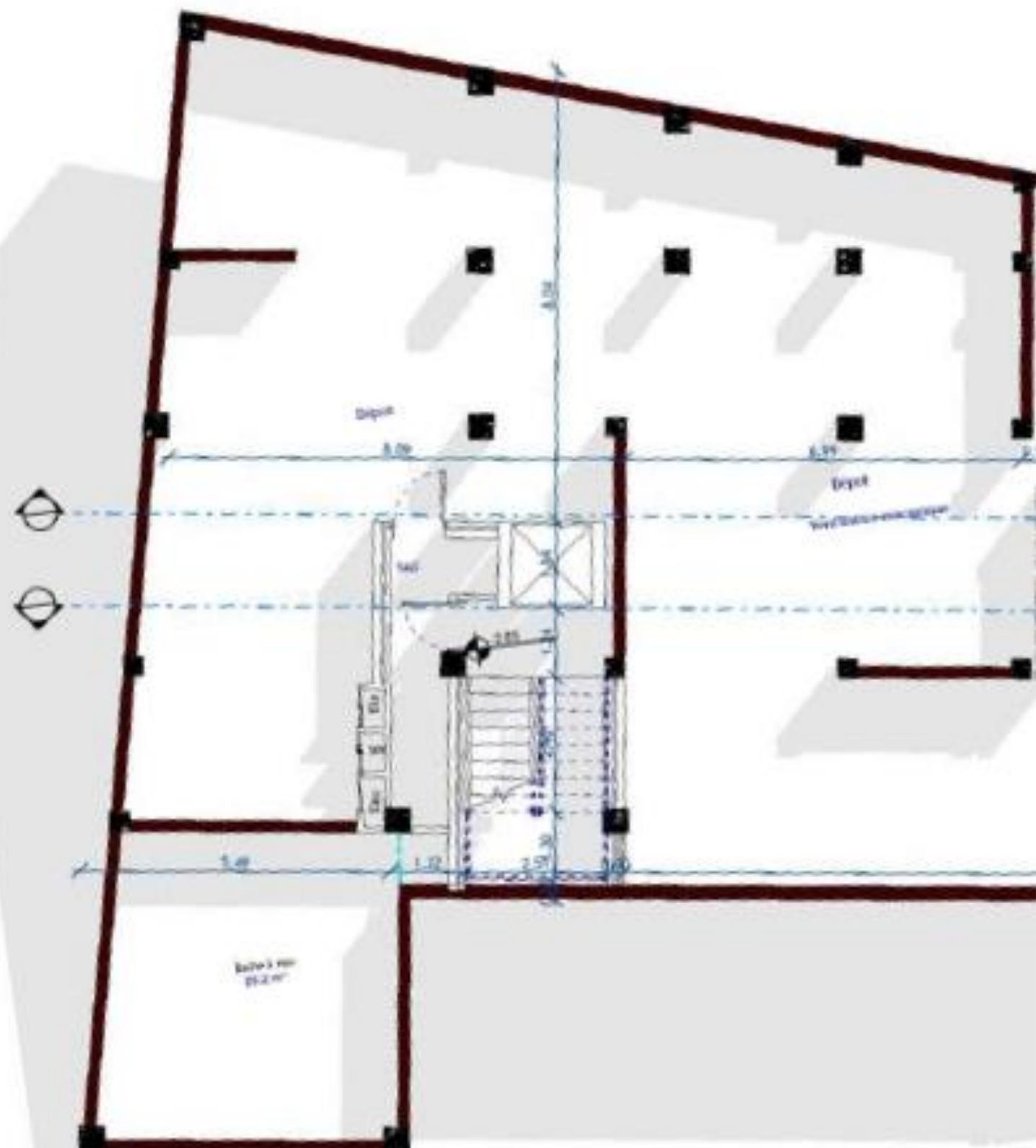
Plan de fondation

Ech 1/100



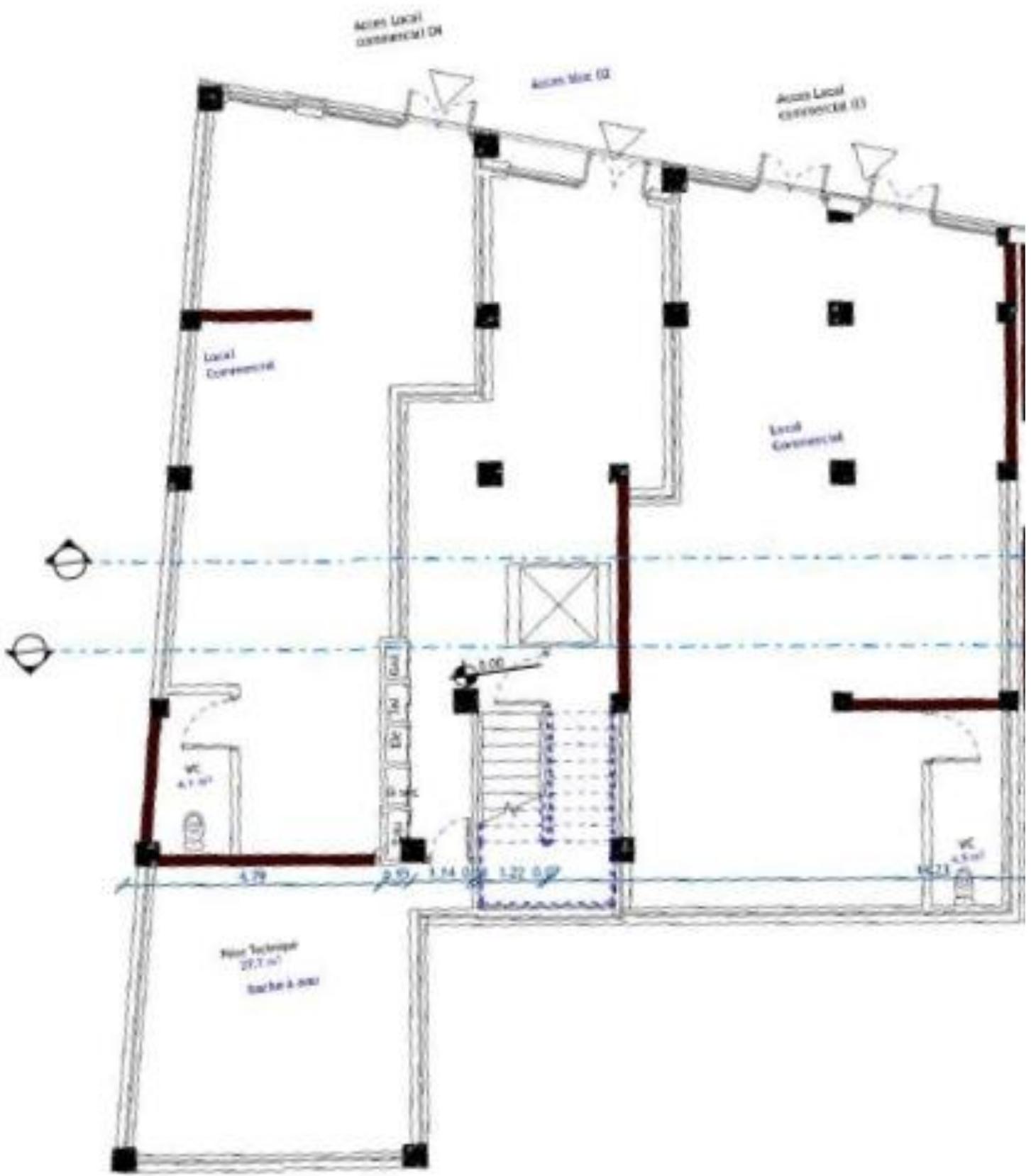
Plan de 2^{ème} sous-sol

Ech 1/100



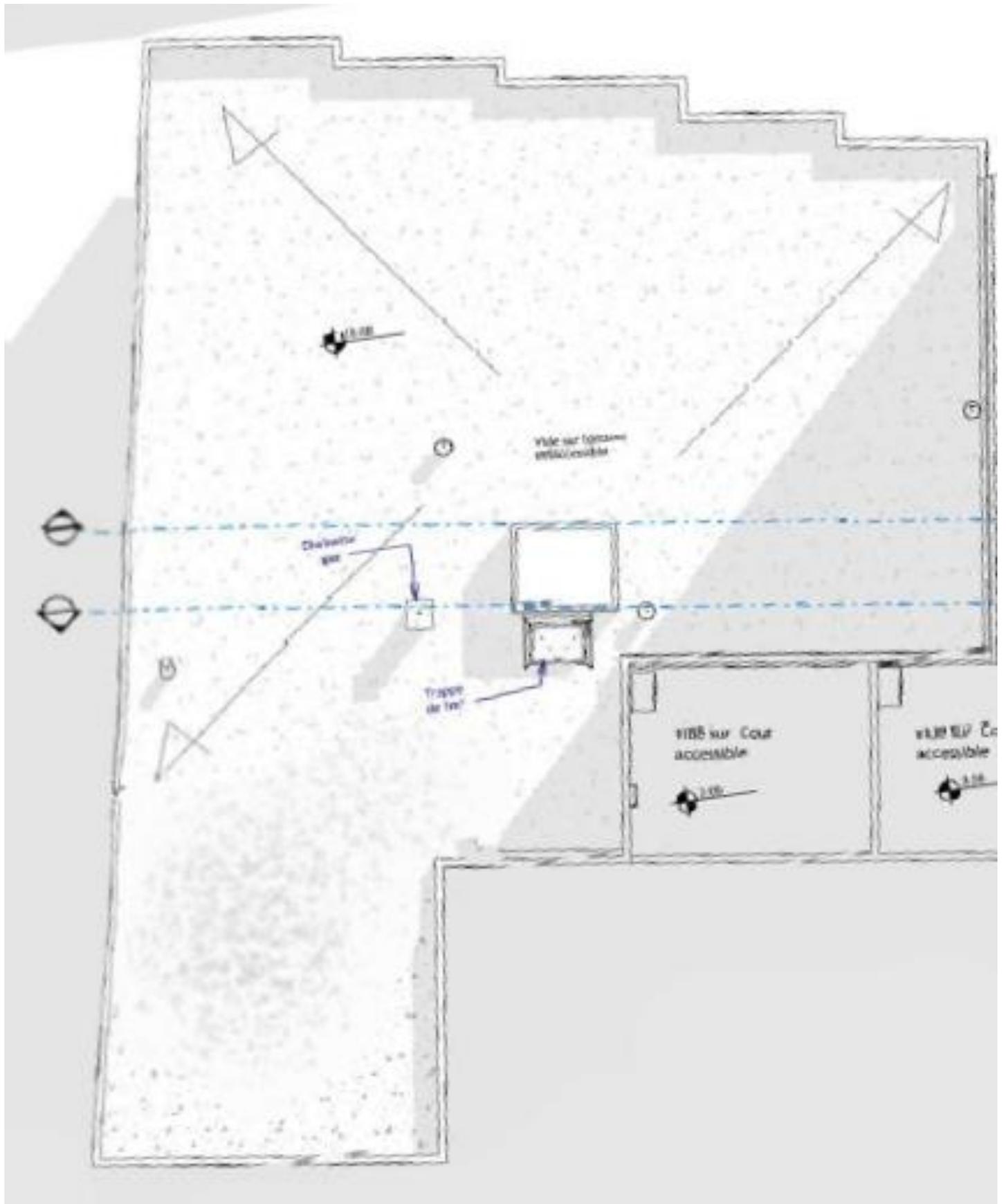
Plan du 1^{er} sous-sol

Ech 1/100



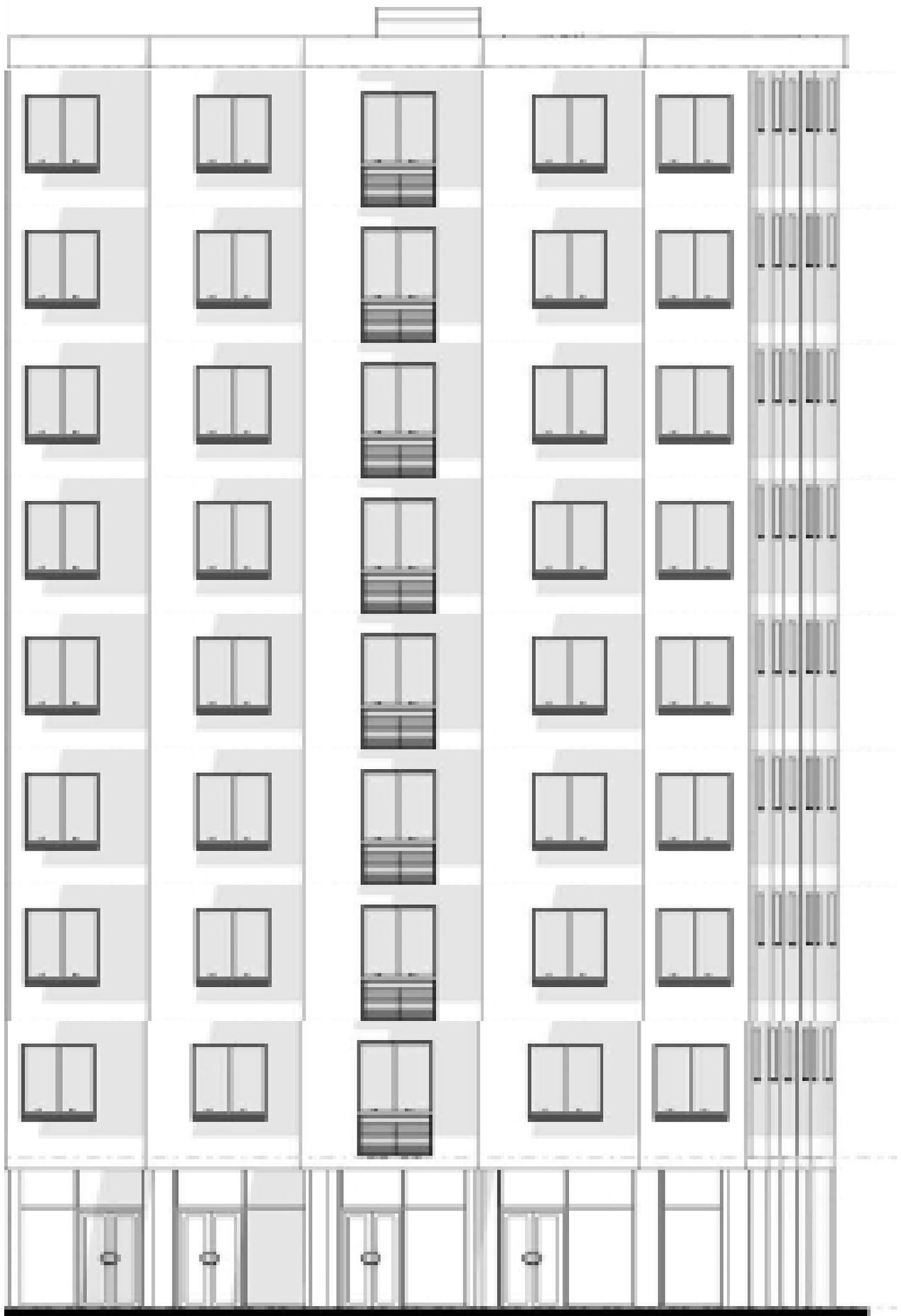
Plan de rez-de-chaussée

Ech 1/100



Plan de toiture

Ech 1/100



Façade principale

Ech 1/100



Façade arrière

Ech 1/100



Façade latérale

Ech 1/100