

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Khiat Iounes

Mokhfi Abdannasser

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Bâtiment**

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT R+7+SOUS SOL A USAGE MULTIPLE
CONTERVENTEMENT MIXTE

Devant le jury composé de :

Mr : Aribi	MA	UAMOB	Président
Mr : H.belmihoub	MC	UAMOB	Promoteur
Mme : Aite Ahemed	MA	UAMOB	Examineur
Mr : Laib	MA	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

Avant tout et après tout on remercie le grand Dieu de nous avoir donné le courage d'accomplir ce travail et nous le prions toujours qu'il nous guide et qu'il soit à nos côtés

On tient à remercier notre directeur de recherche Mr BEL MIHOUB d'avoir accepté de diriger notre travail de son orientation ses conseils et sûr tout de la confiance qu'il nous a fait

On souhaite exprimer toute notre gratitude à messieurs les membres de jury Mr LARIBI, Mme AIT-AHMED et Mr LAIB d'avoir accepté de juger notre travail

On discute aussi présenter nos vifs remerciements à tous les enseignants de département GÉNIE CIVIL pour leurs précieux conseils et leurs grandes efforts qui nous ont aidé à arriver ici aujourd'hui

On adresse aussi un grand merci à nos familles et nos amis pour leurs soutiens

Enfin on remercie tous ceux qui nous ont consacré du temps et qui ont une relation de proche ou de loin à la réalisation de ce mémoire



Dédicace

Je dédie ce modeste travail

- *À la mémoire de ma première enseignante dans l'école de la vie la plus belle créature du Dieu cette source de tendresse de patience et de générosité ma mère que Dieu ait son âme dans sa sainte miséricorde*
- *À mon père qui était toujours à mes côtés tout au long de mon parcours scolaire et universitaire dont ses motivations, son amour et son encouragement m'ont poussé d'avancer*
- *À mes chers frères à toute ma famille et les amis*
- *À tout mes enseignants qui m'ont permis d'arriver a ce jour, pour leurs soutiens leurs aides et leurs précieux renseignements*
- *À mon âme sœur celle qui m'a motivé et m'a encouragé de finir ce travail.*

LOUNES

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime :

◆ *Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'ont permis
D'arriver à ce stade d'éducation.*

Je le dédie aussi à :

◆ *Mes frères et sœurs, qui m'ont soutenus et crus en moi tout au long de
mon parcours .*

◆ *à ma famille et tous les amis .*

surtout Les ingénieurs hamza , Akila et Riad qui ont été toujours a nos coté

ABDANNASSER

ملخص

تجاري (يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طوابق متنوعة تتألف من طابق التحت ارضي + طابق ارضي سفلي + 7 طوابق, يتم) سكني, إداري حسب القواعد IIa انجازها بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم RPA99 version 2003. (الجزائرية المضادة للزلازل)

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات, الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

(. ETABS) الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

(BAEL 91 modifié 99, CBA 93 et RPA 99 modifié 2003)

SOCOTEC. للتحقق من نتائج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي

دراسة الطوابق المشكلة لقاعدة البناية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage multiple (commercial, administrative et habitation) composée d'un RDC + 7 étages + sous-sol qui sera implanté dans la wilaya bouira, classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles de contreventement.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été menées par le logiciel ETABS.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (CBA 93, BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisées le logiciel (SOCOTEC).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Mots clés

Etude dynamique, modélisation

Summary

The aim of this study is the conception of structure used for commerce, administration. It compose of R + 7 stories +one underground that will be established in Bouira state which is classified in zone IIa according to the Algerians rules against of quake(RPA99version2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software ETABS.

The calculations of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in famous strengths in Algeria (CBA 93, BAEL91 modified 99, RPA99 -Version 2003).

About the checking of reinforcement we used software SOCOTEC.

At the end, the study of the elements of the underground, namely the foundations, also part from this project.

sommaire

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1- Introduction	01
I.2.Indications générales sur les règles du (BAEL 91)	02
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	02

Chapitre II : PRE-DIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGE

II.1.Introduction	08
II.2.Evaluations des charges et des surcharges.....	08
II.3.. Prédimensionnement des éléments	13

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère	28
III.2. Balcons.....	38
III.3. Escaliers.....	42
III.4. Poutre palière.....	52
III.5. Les Planchers	57
III.6. Etude de la salle des machines	77

Chapitre. IV : étude dynamique et sismique

IV.1. Etude dynamique	88
IV.1.1. Introduction	88
IV.1.2. Objectif de l'étude dynamique	88
IV.1.3. Modélisation mathématique	88
IV.1.4. Modélisation de la structure étudiée	88
IV.2 Etude sismique de bâtiment	91

IV.2.1. Introduction	91
IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale	94
IV.2.3. Méthode statique équivalente	92
Chapitre V : Calcul des éléments structuraux	
V.1. Ferrailage des poteaux	116
V.1.1 Ferrailage longitudinale	117
V.1.2 Ferrailage transversal	124
V.1.3. Vérification	126
V.2 Ferrailage des poutres	131
V.2.1 Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa.....	131
V.2.2 Recommandation du BAEL 91	132
V.2.3 Choix des barres.....	134
V.2.4 Vérification	139
V.3. Ferrailage des voiles.....	146
V.3.1. Les combinaisons d'action	147
V.3.2. Procèdes de calcul	147
V.3.3. Vérifications	150
Chapitre VI : Etudes des fondations	
VI.1. Introduction	161
VI.2. Stabilités des fondations.....	161
VI.3. Différents types des fondations	161
VI.4. Choix de type de fondation	162
VI.4.1. Semelles filantes.....	163
VI.4.2. Calcul d'un radier général	163
VI.4.2.1. L'épaisseur du radier	163
VI.4.3. Ferrailage du radier	169

VI.5. Débord	173
VI.6. Étude de voile périphérique	175
VI.6.1. Introduction.....	175
VI.6.2. Pré -dimensionnement	175
VI.6.3. Caractéristiques du sol	176
VI.6.4. Evaluation des charges.....	176
VI.6.5. Ferrailage du voile	177
Références	
Annexes	

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure (I.1) : Plan de masse01

Chapitre II : pré dimensionnements des éléments et descente de charge

Figure (II. 1) : Constituant d'un plancher terrasse.....08

Figure (II. 2) : Constituant d'un plancher courant.....09

Figure (II. 3) : Détail des constituants d'un mur extérieure.....10

Figure (II. 4) : poutrelle..... 14

Figure (II. 5) : Pré dimensionnement des voiles..... 16

Figure (II. 6) : Acrotère.....17

Figure (II. 7) : Schéma statique de l'escalier..... 18

Figure (II.8) : La section du plancher pour le poteau central.....22

Figure (II.9) : Dégression vertical des surcharges23

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure (III.1) : coupe verticale de l'acrotère.....28

Figure (III.2) : Section de l'acrotère.....30

Figure (III.3) : Schéma de l'acrotère de la terrasse inaccessible.....30

Figure (III.4) : Schémas de ferrailage de l'acrotère.....37

Figure (III.5) : Schéma statique de balcon.....38

Figure (III.6) : Schéma de ferrailage de balcon.....41

Figure (III.7) : Schéma statique à L'ELU.....42

Figure (III.8) : Diagrammes des sollicitations.....	44
Figure (III. 9) Diagramme des moments retenus.....	45
Figure (III. 10) Diagramme d'effort tranchant.....	46
Figure (III-11) Diagrammes des sollicitations.....	46
Figure (III-12) Schéma de ferrailage d'escalier.....	52
Figure (III.13) Schéma de la poutre palière.....	52
Figure (III.14) : section de la poutre palière.....	53
Figure (III.15) Schéma statique à l'ELU.....	53
Figure (III.16) : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	57
Figure (III.17) : Diagramme des moments fléchissent à ELU.....	65
Figure (III.18) : Diagramme des efforts tranchants à ELU.....	66
Figure (III.19) : Diagramme des moments fléchissent à ELS.....	67
Figure (III.20) : Diagramme des efforts tranchants à ELS.....	67
Figure (III.21) : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	75
Figure (III.22) : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	76
Figure (III.23) : Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	77
Figure (III.24) : Diagrammes des moments à L'ELU	83
Figure (III.25) : Diagrammes des moments à L'ELS	83
Figure (III .26) : schéma de ferrailage de la dalle.....	87
 Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE	
Figure (IV.1) : Schéma de la structure en 3D.....	90
Figure (IV.2) : La disposition des voiles (vue en plan).....	97
Figure (IV.3) : 1 ^{er} Mode de translation suivant le sense x x	100

Figure (IV.4) : 2 ^{ème} Mode de translation suivant le sense y y.....	101
Figure (IV.5) : 3 ^{ème} Mode de rotation autoure de laxe Z de periode.....	102
Figure (IV.6) : Spectre de réponse.....	107

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure (V.1) : Schéma de ferrailage des poteaux.....	130
Figure (V.2) : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	145
Figure (V.3) : Schéma de ferrailage des poutres secondaire	146
Figure (V.4) : Schéma de ferrailage des voiles type V1 zone 1.....	159
Figure (V.5) : Schéma de ferrailage des voiles type V5 zone 1.....	159
Figure (V.6) : Schéma de ferrailage des voiles type V9 zone 1.....	160
Figure (V.7) : Schéma de ferrailage des voiles type V12 zone 1.....	160

Chapitre VI : Etude des fondations

Figure (VI.1) : Schéma statique du débord.....	173
Figure (VI.2) : Schéma de ferrailage du radier.....	175
Figure (VI.3) : Ferrailage du voile périphérique.....	180

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau (I.1) : caractéristiques des aciers.....	06
--	----

Chapitre II : pré dimensionnements des éléments et descente de charge

Tableau (II .1) : Détermination des surcharges.....	08
Tableau (II. 2) : Détermination des charges de terrasse inaccessible.....	09
Tableau (II .3) : Détermination des charges du plancher.....	09
Tableau (II. 4) : Détermination des charges du balcon.....	10
Tableau (II. 5) : Détermination des charges du mur extérieure.....	10
Tableau (II .6) :Détermination des charges du murs.....	11
Tableau (II. 7) : Détermination des charges de palier.....	11
Tableau (II .8) : Détermination des charges de volée.....	12
Tableau (II. 9) : Détermination des charges de palier.....	12
Tableau (II .10) :Détermination des charges de volée.....	13
Tableau (II.11) : Détermination des charges de L'acrotère.....	13
Tableau (II.12) :Pré dimensionnement des poutres.....	15
Tableau (II .13) : Dimension des balcons.....	17
Tableau (II.14) : Escalier orientés a deux volées.....	19
Tableau (II.15) : Poids propre des éléments.....	23
Tableau (II.16) : Dégression des charges.....	24
Tableau (II.17) : Détermination des charges et surcharges.....	25
Tableau (II .18) : vérification de flambement.....	27

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau (III.1) Calcule des sollicitations.....	30
Tableau (III.2) : Calcule des armatures.....	34
Tableau (III.3) : Sollicitation de calcule.....	39
Tableau (III.4) : Tableau récapitulatif des armatures longitudinales.....	40
Tableau (III.5) Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)	44
Tableau (III.6) Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)	46
Tableau (III.7) : Evaluation de la flèche.....	52
Tableau (III.8) Sollicitation de calcule des armatures à L'ELU.....	54
Tableau (III. 9) :les moments et les efforts tranchants.....	58
Tableau (III.10) : Combinaison d'action.....	59
Tableau (III.11) : Tableau récapitulatif des coefficients.....	61
Tableau (III.12) : Sollicitation à L'ELU des poutrelles de plancher stockage.....	65
Tableau (III.13) : Sollicitation à L'ELS des poutrelles de plancher stockage.....	66
Tableau (III.14) : récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	68
Tableau (III.15) : Sollicitation de calcule des armatures à L'ELU.....	69
Tableau (III.16) : Vérification de calcule des armatures à L'ELS.....	71
Tableau (III.17) : les moments à l'ELU.....	80
Tableaux (III.18) : les moments à l'ELS.....	88

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau (IV.1) : Valeurs des pénalités.....	96
---	----

Tableau (IV.2) : Valeurs des paramètres.....	96
Tableau (IV.3) : Centre de masse et inertie des niveaux.....	98
Tableau (IV.4) : Période mode et facteurs de participation massique.....	99
Tableau (IV.5) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale)	103
Tableau (IV.6) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal)	104
Tableau (IV.7) : Combinaison des réponses modales.....	105
Tableau (IV.8) : Vérification des forces sismiques.....	105
Tableau (IV.9) : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.....	106
Tableau (IV.10) : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	106
Tableau (IV.11) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens x-x.....	108
Tableau (IV.12) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens y-y.....	108
Tableau (IV.13) : Le déplacement inter-étage dans les sens xx.....	109
Tableau (IV.14) : Le déplacement inter-étage dans le sens yy.....	110
Tableau (IV.15) : Vérification de l'effet P-Delta sens x-x.....	111
Tableau (IV.16) : Vérification de l'effet P-Delta sens y-y.....	112
Tableau (IV.17) : Calcul le moment de renversement sens x-x.....	113
Tableau (IV.18) : Calcul le moment de renversement sens y-y.....	113
Tableau (IV.19) : Centre de gravité et de torsion.....	114
Tableau (IV.20) : Vérification de renversement.....	114
Tableau (IV.21) : Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.....	115

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau (V.1) : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	117
Tableau (V.2) : Ferrailage maximale et minimale.....	118
Tableau (V.3) : Les sollicitations obtenues par ETABS.....	119
Tableau (V.4) : choix des armatures.....	122
Tableau (V.5) : Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.....	123
Tableau (V.6) : Armature transversale (Zone courante)	126
Tableau (V.7) : Armature transversale (Zone nodale)	126
Tableau (V.8) : Vérification des contraintes.....	127
Tableau (V.9) : Vérification des contraintes tangentielles.....	128
Tableau (V.10) : Vérification de l'effort normal ultime.....	129
Tableau (V.11) : Ferrailage des poutres principales.....	135
Tableau (V.12) : Ferrailage des poutres principales liées aux voiles.....	136
Tableau (V.13) : Ferrailage des poutres secondaires.....	137
Tableau (V.14) : Ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles.....	138
Tableau (V.15) : Vérification du cisaillement du béton PP.....	140
Tableau (V.16) : Vérification du cisaillement du béton PS.....	140
Tableau (V.17) : vérification de Contrainte de compression dans le béton(PP).....	141
Tableau (V.18) : vérification de Contrainte de compression dans le béton (PP liées aux voiles).....	142
Tableau (V.19) : vérification de Contrainte de compression dans le béton(PS).....	142
Tableau (V.20) : vérification de Contrainte de compression dans le béton.....	143
Tableau (V.21) : Calcul des sections d'armatures du voile type 1.....	153
Tableau (V.22) : Ferrailage vertical et horizontal du voile type 1.....	154
Tableau (V.23) : Calcul des sections d'armatures du voile type 2.....	154
Tableau (V.24) : Ferrailage vertical et horizontal du voile type 2.....	155

Tableau (V.25) : Calcul des sections d'armatures du voile type 3.....	155
Tableau (V.26) : Ferrailage vertical et horizontal du voile type 3.....	156
Tableau (V.27) : Calcul des sections d'armatures du voile type 4.....	156
Tableau (V.28) : Ferrailage vertical et horizontal du voile type 4.....	157
Tableau (V.29) : Les vérifications à L'ELS de contrainte de cisaillement.....	158

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau (VI.1) : Vérification des contraintes sous le radier.....	168
Tableau (VI.2) : Vérification de la stabilité au renversement.....	169
Tableau (VI.3) : Calcul des sollicitations.....	170
Tableau (VI.4) : le ferrailage à l'ELU.....	171
Tableau (VI.5) : vérification des moments à ELU	172
Tableau (VI.6) : vérification des moments à ELS.....	172
Tableau (VI.7) : Vérification des contraintes (sens x-x)	173
Tableau (VI.8) : Vérification des contraintes (sens y-y)	173
Tableau (VI.9) : Ferrailage du voile périphérique.....	178
Tableau (VI.10) : Vérification des contraintes à l'ELS.....	180

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, on peut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien ("**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Dans notre projet en vas étudier un bâtiment R+7 + sous-sol à contreventement mixte, la structure est soumise à un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel **ETABS 9.7.4**.

CHAPITRE I

Présentation et description de l'ouvrage

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1- Introduction

Notre projet consiste à l'étude d'un Bâtiment R+7+sous-sols destiné pour des Logements de fonction, L'ouvrage est de groupe d'usage **2**, Il est implanté à Bouira, classé selon le Règlement Parasismique Algérien comme une zone de moyenne sismicité (zone **II a**).

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.1 \text{ bar}$

❖ **L'ouvrage est limité par :**

- ✓ **AU NORD** : une route
- ✓ **AU SUD** : des Logements
- ✓ **A L'EST** : des Logements
- ✓ **A L'OUEST** : La Voie. _04

❖ **Il comporte :**

- ✓ **Le sous-sol** : usage stockage.
- ✓ **Le RDC** : Usage commercial.
- ✓ **1^{er} étage** : Usage service.
- ✓ **2 et 3et 4 et 5 et 6 et 7^{ème} étages** : Usages Habitations

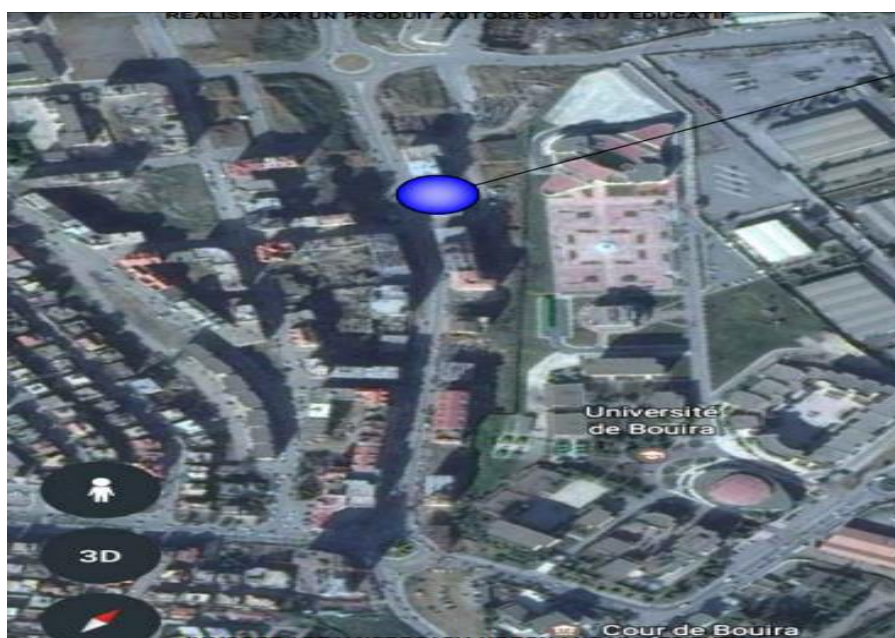


Figure (I.1) : Plan de masse.

❖ Dimension en élévation

- ✓ Hauteur totale du bâtiment : 26,44 m
- ✓ Hauteur du 1^{ère} étage : 3,06 m
- ✓ Hauteur de 2, 3, 4, 5, 6, 7^{ème} étage : 3,06 m
- ✓ Hauteur d'un rez-de-chaussée : 4.06 m
- ✓ Hauteur du sous-sol : 3.06m

I.2. Indications générales sur les règles du (BAEL 91)**I.2.1. Définition des états limites**

C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service :

a/ Etats limites ultimes (ELU)

Leurs dépassements entraîneraient la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- ✓ de l'équilibre statique de la construction (renversement).
- ✓ de la résistance de chacun des matériaux (rupture).
- ✓ de la stabilité de forme (flambement).

b/ Etats limites de service (ELS)

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- ✓ la valeur limite de la compression du béton ou de traction des aciers.
- ✓ la valeur limite de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage.
- ✓ la valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes

Aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le

Règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement

Parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.3.1 Béton

Le béton est un mélange ciment, sable, granulats, et eau, dosé à 350 kg/m³ de ciment portland composé (CPJ). La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25Mpa.

a/ Résistance caractéristique du béton

1/ Résistance caractéristique à la compression (f_{cj}) Art A2.1, 11 B.A.E.L 91

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âges noté f_{c28} .

Pour un dosage de 350Kg/m³, f_{c28} est prise égal 25Mpa, la résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \text{Log}(j+1)$$

2 / La résistance caractéristique du béton à la traction « f_{tj} » Art A2.112 BAEL91

La résistance caractéristique à la traction à j (jour) noté f_{tj} est conventionnellement, définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en Mpa}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

b/ Module de déformation longitudinale

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

1 / Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art : A2.1, 21 BAEL)

la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \longrightarrow (\text{BAEL 91 , art A.2.1, 21})$$

Pour : $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$.

2/ Module de déformation longitudinale différée du béton (Art : A2.1, 22 BAEL)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa.}$$

Pour $f_{c28}=25 \text{ MPa} \longrightarrow E_v=10818.86\text{MPa}$.

3/ Module d'élasticité transversale (§3.2.3) CCM 97

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \text{ en Mpa.}$$

μ : coefficient de poisson , E : module de YOUNG.

4/ Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL)

Le coefficient de Poisson ν est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,20 \longrightarrow \text{pour le calcul des déformations (ELS).} \\ \nu = 0 \longrightarrow \text{pour le calcul des sollicitations (ELU):} \end{array} \right. \Longrightarrow \text{(BAEL91 Art A2.1.3)}$$

C) Contraintes limites de calcul

1/ Contraintes limites à l'état limite ultime(E.L.U) : (ArtA4.3. 41) BAEL91/99

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ en Mpa} \quad (\text{Art 4.5 .2 BAEL 91})$$

2/ Contraintes limite de résistance à la compression « f_{bu} »

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous ArtA4.3. 41BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ en Mpa}$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

θ : coefficient de durée d'application dès l'action considérée,

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24\text{h}$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1h$,

Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.17$ Mpa

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa.

3/ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) (Art : A4.5, 2) B.A.E.L 91/99

C'est l'état au-delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en Mpa}$$

à 28 jours

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : $f_{c28} = 25$ Mpa

4/ Contrainte de cisaillement de béton à l'ELU : (Art : A5.1, 21 BAEL)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} ; \text{ Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d: hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.3.2.Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, on utilisera 3 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivants

Tableau (I.1) : caractéristiques des aciers.

Type d'aciers	nomination	symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	AH	400	480	14‰	1.6	1.5
	Ronds lisses FeE240	RL	235	410-490	22‰	1	1
Aciers en treillis	Treillis soudé(TS) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	550	550	8‰	1.3	1

❖ **Module de déformation longitudinal**

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier $E_s=200000$ MPa

❖ **Contraintes limites**

1/ Contrainte limite ultime La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule

suivante :
$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_{st} = 347.83$ MPa pour les HA.

2/ Contrainte limite de service

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

❖ **Fissurations peu nuisibles**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

❖ **Fissurations préjudiciables**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

❖ **Fissurations très préjudiciables**

Dans ce cas-là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta = 1.3$ pour les HA < 6mm

$\eta = 1.0$ pour les aciers ronds lisses.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II. PRE-DIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGE

II.1.Introduction

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul " des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon les règles des calculs. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et sur charges (application de la règle de dégression).

II.2.Evaluations des charges et des surcharges

a). Charges d'exploitations

Tableau (II .1) : Détermination des surcharges.

Nature des locaux	Valeurs (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher courant à usage d'habitation	1,50
Plancher courant 1 ^{er} étage à usage bureau	2,50
Plancher RDC à usage commercial	2,50
Sous-sol à usage commercial	2,50
Balcon	3,50
Escalier	2,50
Acrotère	1,00

b). Charges permanentes

1). Plancher terrasse (inaccessible)

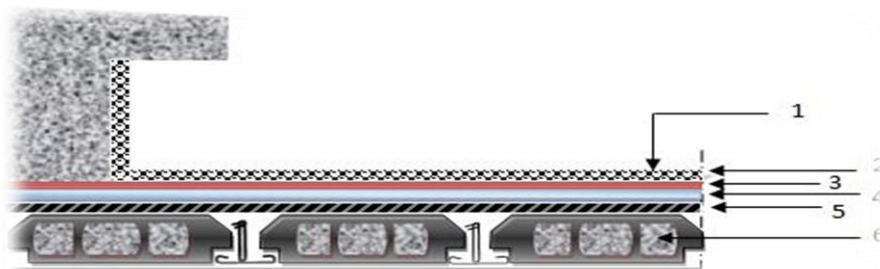


Figure (II. 1) : Constituant d'un plancher terrasse.

Tableau (II. 2) : Détermination des charges de terrasse inaccessible

Plancher terrasse inaccessible			
CHARGEMENT	1-	Gravions roule de protection (4 cm).	0,80 kN/m ²
	2-	Étanchéité multicouche (2 cm).	0,12 kN/m ²
	3-	Forme de pente (10 cm).	2,20 kN/m ²
	4-	Isolation thermique en liège (4 cm).	0,16 kN/m ²
	5-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	2,94kN/m ²
	6-	Enduit sous plafond en ciment (2 cm).	0,20 kN/m ²
- Charge permanente totale G = 6, 42kN/m²			

2). Plancher courant

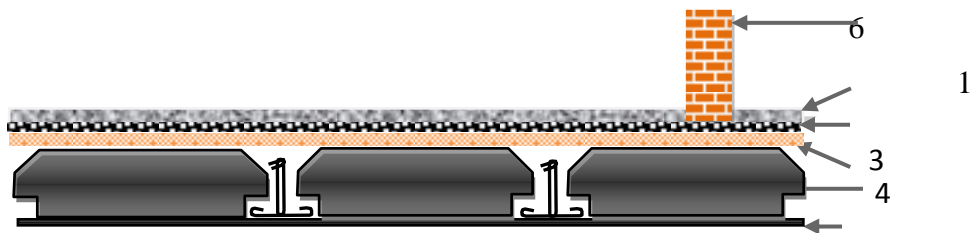


Figure (II. 2) : Constituant d'un plancher courant.

Tableau (II .3) : Détermination des charges du plancher.

Plancher étage courant (habitation)			
CHARGEMENT	1-	Carrelage (2 cm).	0,44 kN/m ²
	2-	Mortier de pose (2 cm).	0,40 kN/m ²
	3-	Lit de sable (3 cm).	0,54 kN/m ²
	4-	Plancher à corps creux (20 + 4) cm.	2,8 kN/m ²
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	0,20 kN/m ²
	6-	Cloison de séparation	1,00 kN/m ²
- Charge permanente totale G = 5, 38kN/m²			

3). Balcon

Tableau (II. 4) : Détermination des charges du balcon.

Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Chape de mortier	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle en B A	0,15	25	3,75
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Garde-corps	-	-	1,00
TOTAL		6,49	

4). Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Tableau (II. 5) : Détermination des charges du mur extérieure.

Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Brique extérieure	0,15	9	1,35
Brique intérieure	0,10	9	0,90
Revêtement de ciment	0,02	18	0,36
TOTAL		= 2,81	

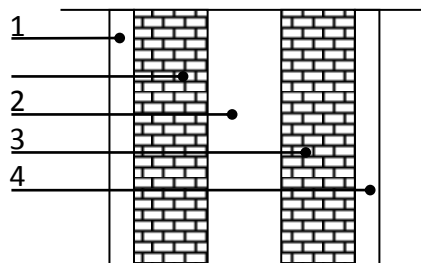


Figure (II. 3) : Détail des constituants d'un mur extérieure.

5). Murs intérieurs

Tableau (II .6) :Détermination des charges du murs

Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Briques	0,10	/	0,90
Revêtement de ciment	0,02	18	0,36
TOTAL		1,46	

6). Escaliers

Escalier de deux volées

- Palier

Tableau (II. 7) : Détermination des charges de palier.

Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Poids propre de la dalle en BA	0,15	25	3,75
Lit de sable	0,03	18	0,54
Chape de ciment	0,02	20	0,36
Carrelage	0,02	22	0,44
TOTAL		5,45	

- Volée

Tableau (II .8) : Détermination des charges de volée.

Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Paillasse	0,15/cos36	25	4,64
Les marches	0,18/2	25	2,25
Lit de sable	0,03	18	0,54
Chape de ciment	0,02	20	0,40
Carrelage	0,02	22	0,44
Garde-corps	-	-	1,00
TOTAL	9,63		

➔ Escalier de quatre volées

- Palier

Tableau (II. 9) : Détermination des charges de palier.

Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Poids propre de la dalle en BA	0,20	25	5,00
Lit de sable	0,03	18	0,54
Chape de ciment	0,02	20	0,36
Carrelage	0,02	22	0,44
TOTAL		6,70	

- Volée

Tableau (II .10) :Détermination des charges de volée.

Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Paillasse	0,20/cos33	25	5,96
Les marches	0,17/2	25	2,13
Lit de sable	0,04	18	0,72
Chape de ciment	0,03	20	0,56
Carrelage	0,02	22	0,44
Garde-corps	-	-	1,00
TOTAL		11,17	

7)L’acrotère

Tableau (II.11) : Détermination des charges de L’acrotère

Désignation des éléments	Surface(m ²)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Béton armée	0,0475	25	1,19
TOTAL		1,19	

c). Charges accidentelles

Charge sismique

Zone sismique : Zone IIa.

Classe de l’ouvragegroupe 2

II.3.Pré dimensionnement des éléments

a). Plancher en corps creux

Il sent composer de corps creux (hourdis) et d’une dalle de compression ferrailé par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit,

L’épaisseur des planches et déterminée à partir de la condition de rigidité :

$$e \geq \frac{\min (Lx_{\max}, Ly_{\max})}{22,5}$$

Avec : e : épaisseur de la dalle

L : longueur max prise entre nue d'appui

On a Condition RPA 2003 :

Pour les poteaux $\longrightarrow \min (b, h) \geq 30\text{cm}$

On prend $b=h=50\text{cm}$

Alors : $L_x = 3,40 - 0,50 = 2,9\text{m}$.

$L_y = 5,00 - 0,50 = 4,50\text{m}$.

Donc : $e \geq 2,9/22,5 = 0,128\text{m}$.

On prend des hourdis de **16 cm** et une dalle de compression de **4cm**.

b). Poutrelles

1). Définition

Ce sont des éléments préfabriqué ou coulé sur place en béton armé destinée à transmettre les charges verticales aux poutres.

2). La disposition des poutrelles

Il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition des poutrelles qui sont :

- Critère de plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte les plus grands nombres d'appuis possible.

Les poutrelles sont calculées comme des sections en "Té" dont les dimensions sont montrées sur la figure II.5.

La longueur efficace de la dalle de compression "b" est déterminée par la relation suivante :

$$(b-b_0) \leq \text{Min} (L_1/2, L/10).$$

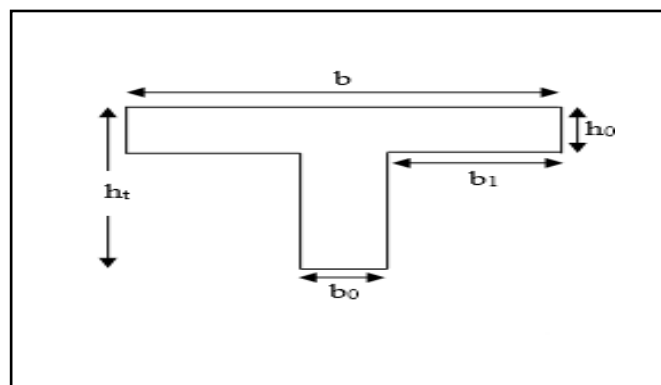


Figure (II.4) : poutrelle.

$b_0 = (0,4 ; 0,6) \times h_t = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$ Soit $b_0 = 12 \text{ cm}$

L_y : distance entre nus d'appuis des deux poutrelles, si 65cm entre axes des poutrelles

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

L_y : distance entre nus d'appuis des poutres selon la disposition des poutrelles.

$L_x = 3,4 - 0,50 = 2,9 \text{ m}$

$b_1 \leq \min (53/2 ; 290/10) \longrightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$b \leq 2b_1 + b_0 \longrightarrow b \leq 2 \times 26,5 + 10 = 65 \text{ cm} \longrightarrow$ soit $b = 63 \text{ cm}$

b). Les Poutres

Tableau (II.12) :Pré dimensionnement des poutres

Règle	Formule	Poutres	Poutres
		Porteuses	Non porteuses
		$L_{max} = 5,00 \text{ m}$	$L_{max} = 3,40$
BAEL 99	Hauteur $\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10}$	$h = 50 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$
	Largeur $0,3h \leq b \leq 0,7h$	$b = 40 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$
RPA99/V2003	La vérification		
	$h \geq 30 \text{ cm}$	Ok	Ok
	$b \geq 20 \text{ cm}$	Ok	Ok
	$h/b \leq 4$	$1,25 \leq 4$	$1,33 \leq 4$

- L_{max} : portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.
- h : la hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.

c). Les Voiles

➔ **Voile de contreventement**

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 du 'RPA 99'

Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent), et les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$, dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$$e \geq \max (h_e / 25, h_e / 22, h_e / 20)$$

- **pour le rdc :** $e \geq h_e / 20 = (4,06 - 0,20) / 20 = 0,193\text{m}$

On adopte

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

- **Pour les étages courants :** $e \geq h_e / 20 = (3,06 - 0,20) / 20 = 0,143\text{m}$

$$e \geq h_e / 20$$

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

- **Pour le sous-sol :**

Pour les voiles de périphérique on a :

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

$$h / 25 \longrightarrow 3,06 / 20 = 0,153\text{m}$$

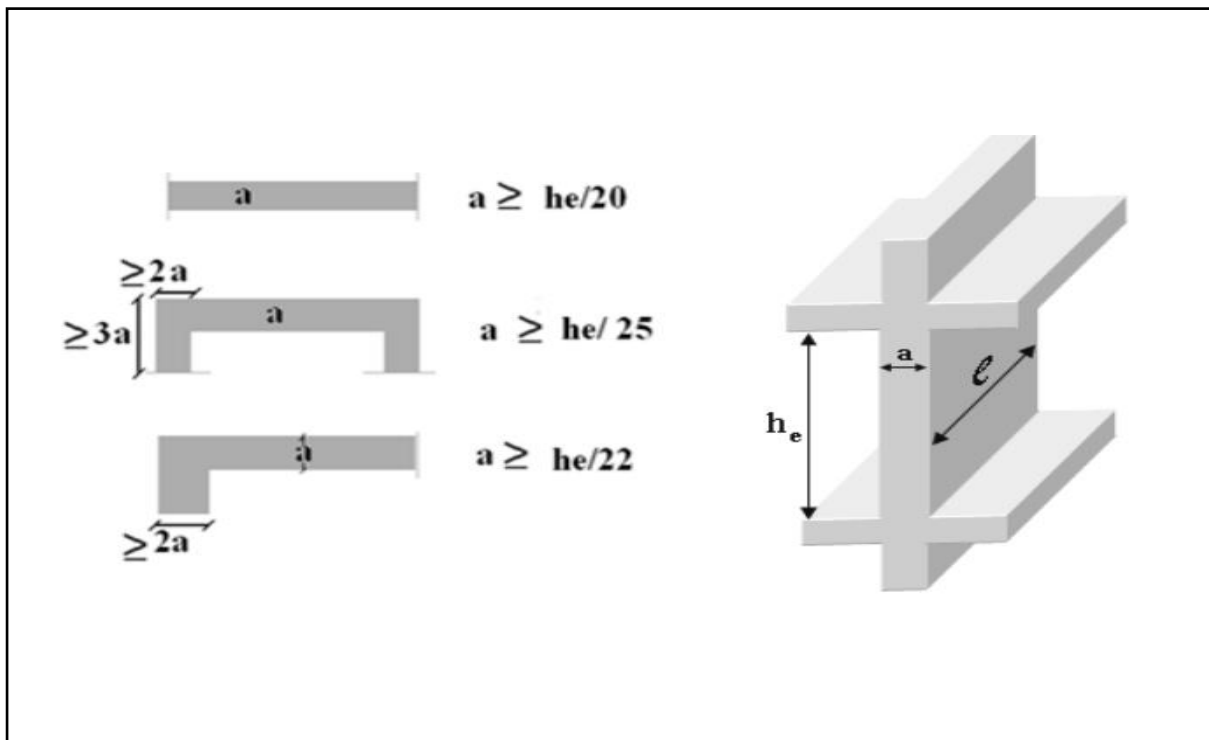


Figure (II.5) : Pré dimensionnement des voiles.

d).Les balcons

Les balcons sont encastrés dans les planchers, ils sont donc Calculer comme étant des consoles

Selon BAEL : $e \geq L/10$

Tableau (II .13) : Dimension des balcons.

Longueur (L) cm	110
(e) adopté cm	11

On adopte : $e=15$ cm

e). Acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

- S : la surface transversale totale de l'acrotère
- ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25$ kN/m³

$$S = (0,6 \times 0,1) + ((0,1 \times 0,05) + 0,1 \times \frac{0,05}{2}) = 0,0675m^2 \quad \text{D'où :}$$

Le poids des éléments en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,0675 = 1,68$ kN/ml

Le poids du revêtement : $G_2 = 18 \times 0,02 \times 0,97 = 0,349$ kN/ml

$G = G_1 + G_2 = 1,68 + 0,349 = 1,029$ kN/ml

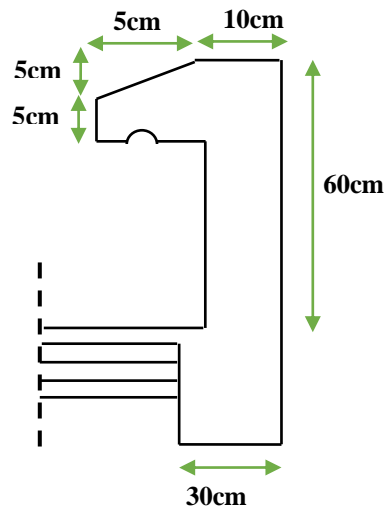


Figure (II.6) : Acrotère

f).L'escalier

Les escaliers sont des éléments permettant le passage d'un niveau à un autre dans un bâtiment.

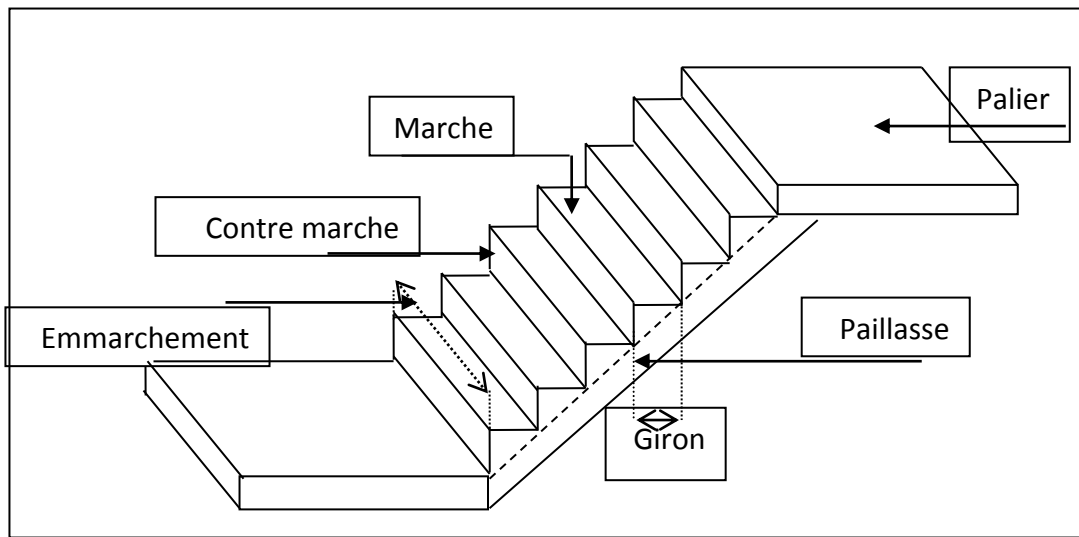


Figure (II. 7) : Schéma statique de l'escalier

➔ Caractéristique technique

Un escalier est caractérisé par :

- g : largeur de la marche (GIRON).
- ep : épaisseur de la paillasse.
- h : hauteur du contre marche.
- L : largeur de la volée.
- N : nombre de marche

pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement des marches(g) et contre marches(h) on utilise la formule de BLONDAL.

$$\begin{cases} 59 \leq (g+2h) \leq 66\text{cm} \\ 14,5 \leq h \leq 18,5 \end{cases}$$

-Le nombre de marche n : $n=H/h$; avec H : hauteur d'étage.

-Hauteur de la paillasse : $h'=h \times n$.

-La longueur projetée de la paillasse : $l=g (n-1)$.

-L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = h'/l$.

-La largeur de la paillasse : $lv=h'/\sin \alpha$.

-L'épaisseur de la paillasse $lv/30 \leq ep \leq lv/20$.

➔ Escalier à deux volées

Tableau (II.14) : Escalier orientés a deux volées.

h (cm)	g(cm)	n	h' (cm)	l (cm)	$\alpha(^{\circ})$	lv (cm)
17	30	9	153	240	32,51	284
17	30	9	153	240	32.51	284

• Volée n°1

$h' = 1,53m$ on a $14,5cm \leq h \leq 17,5 cm$ on prend $h = 17 cm$.

Donc $n = \frac{h'}{h} = \frac{1,53}{0,17} = 9$ (nombre des contres marches)

$n-1 = 8$ (nombre de marches) ➔ $g = 30cm$.

D'après la formule de Blondel, on a $59 cm \leq 64 cm \leq 66 cm$ **Vérifier.**

$tg \alpha = \frac{1,53}{2,40} = 0,63 \rightarrow \alpha = \text{arc tg } \alpha = 32,51^{\circ}$

La longueur de la paillasse : $lv = \frac{1,53}{\sin 32,51} = 2,84m$

• Volée n°2

$h' = 1,53m$ on prend ($h=17cm$; $g=30cm$).

Donc $n = \frac{h'}{h} = \frac{1,53}{0,17} = 9$ (nombre des contres marches)

$n-1 = 8$ (nombre de marches)

D'après la formule de Blondel, on a :

$59 cm \leq 64 cm \leq 66 cm$ **Vérifier.**

$tg \alpha = \frac{1,53}{2,40} = 0,63 \rightarrow \alpha = \text{arc tg } \alpha = 32,51^{\circ}$

La longueur de la paillasse :

$lv = \frac{1,53}{\sin 32,51} = 2,84 m$

L'épaisseur de la paillasse et le palier est comprise entre

$L/30 \leq \text{ép} \leq L/20$

$L = 2,84 m$

$0,094 \leq \text{ép} \leq 0,142$

On prend : **ép = 15cm**

➔ Escalier à quatre volées (RDC)

• Volée n°01

$h' = 1,53\text{m}$ on a $14,5\text{cm} \leq h \leq 17,5\text{cm}$ on prend $h = 17\text{cm}$.

Donc $n = \frac{h'}{h} = \frac{1,53}{0,17} = 9$ (nombre des contres marches)

$n-1 = 8$ (nombre de marches) $\longrightarrow g = 30\text{cm}$.

D'après la formule de Blondel, on a $59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$ **Véifier.**

$$\text{tg } \alpha = \frac{1,53}{2,10} = 0,72 \longrightarrow \alpha = \text{arc tg } \alpha = 35,75^\circ$$

La longueur de la paillasse : $lv = \frac{1,53}{\sin 35,75} = 2,61\text{m}$

• Volée n°2

$h' = 0,68\text{m}$ on prend ($h=17\text{cm}$; $g=30\text{cm}$).

Donc $n = \frac{h'}{h} = \frac{0,68}{0,17} = 4$ (nombre des contres marches)

$n-1 = 3$ (nombre de marches)

D'après la formule de Blondel, on a :

$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$ **Véifier.**

$$\text{tg } \alpha = \frac{0,68}{0,90} = 0,75 \longrightarrow \alpha = \text{arc tg } \alpha = 36,86^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$lv = \frac{0,68}{\sin 36,86} = 1,13\text{m}$$

L'épaisseur de la paillasse et le palier est comprise entre

$$L/30 \leq \text{ép} \leq L/20$$

$$L = 2,61\text{m}$$

$$0,087 \leq \text{ép} \leq 0,1305$$

On prend : **ép = 15cm**

g) Prédimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité à la compression simple Centré par un calcul basé sur la descente des charges.

On mènera le calcul à ELU et les vérifications selon RPA 99 version 2003.

➔ **Dimensionnement selon BAEL 91**

• **Poteau rectangulaire**

$B_r = (a-0,02) (b-0,02)$: section réduite obtenue en retirant 1cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du poteau

• **Poteau circulaire**

$B_r = \pi (D - 2)^2 / 4 \rightarrow$ section circulaire

$$D = \sqrt{\frac{B_r \times 4}{\pi}} + 2$$

$$B = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

• **La formule générale**

$$B_r \geq \frac{k \times \beta \times Nu}{\frac{\theta \times f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 f_{ed}}{100}} \text{ Avec : } \begin{cases} K = 1 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

Tel que :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra : $\lambda = 35$

D'où :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,2$$

- Nu : Effort normal ultime sollicitant le poteau

- D'après le BAEL 99 Nu doit respecter la condition ci –après :

$$Nu \leq \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Connaissant le pourcentage minimal des armatures longitudinales donné dans l'article 7.4.2.1 du RPA99/V2003 on pourra déterminer la section minimale réduite du béton :

- $B_r \leq 0,64 N_u$

NB : le dimensionnement se fera pour les poteaux les plus sollicités

- NB : Pour tenir compte du problème de continuité on doit majorer la surface de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas d'une poutre comportant au moins 3 travées.
- Pour tenir compte du poids des poteaux et des poutres on doit majorer la charge surfacique au niveau des planchers terrasses et étage courant de 10 %.

Poteau central

➤ **Surface d'influence**

- ❖ Surface du plancher revenant au poteau

$$S = 1,675 (2,425 + 2) + 1,7 (2,425 + 2) = 14,93 \text{ m}^2$$

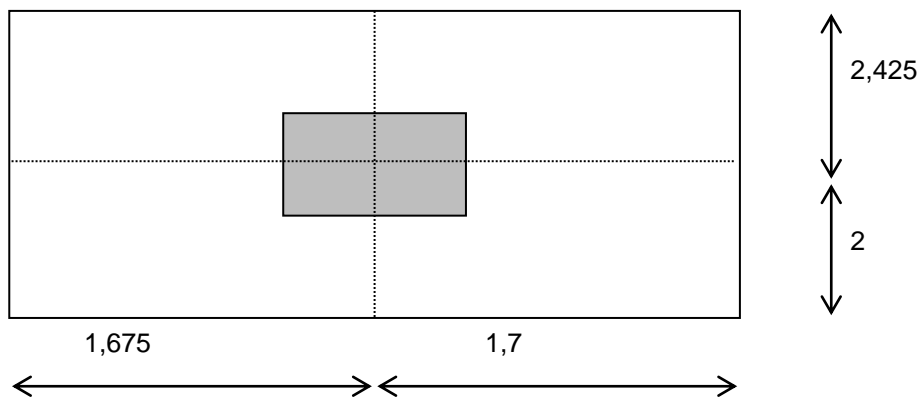


Figure (II.8) : La section du plancher pour le poteau central.

Tableau (II.15) : Poids propre des éléments.

Poids éléments(KN)	Plancher		Poutre		Poteaux		
	Terrasse	Etage Courant	Principale	Secondaire	Etage courant	Rdc	S sol
Application	16,42×6,5 1	16,42× 5,38	(0,3 × 0,5) × 4,35×25	(0,30 × 0,40) 3.1×25	(0,5 × 0,5) × 3, 06 × 25	(0,5x0,5) × 4,06 × 25	(0,5x0,5) × 3.06 × 25
Resultats	106,89 KN	88,33 KN	16,31 KN	9,3 KN	19,125 KN	25,375 KN	19,125 KN

❖ Poids propre des éléments

Surcharge d’exploitation

- Plancher terrasse inaccessible : $1 \times 16,42 = 16,42$ KN.
- Plancher à usage d’habitation : $1.5 \times 16,42 = 24,63$ KN.
- Plancher à usage bureau : $2.5 \times 16,42 = 41,05$ KN.
- Plancher à usage stockage : $4 \times 16,42 = 65,68$ KN.

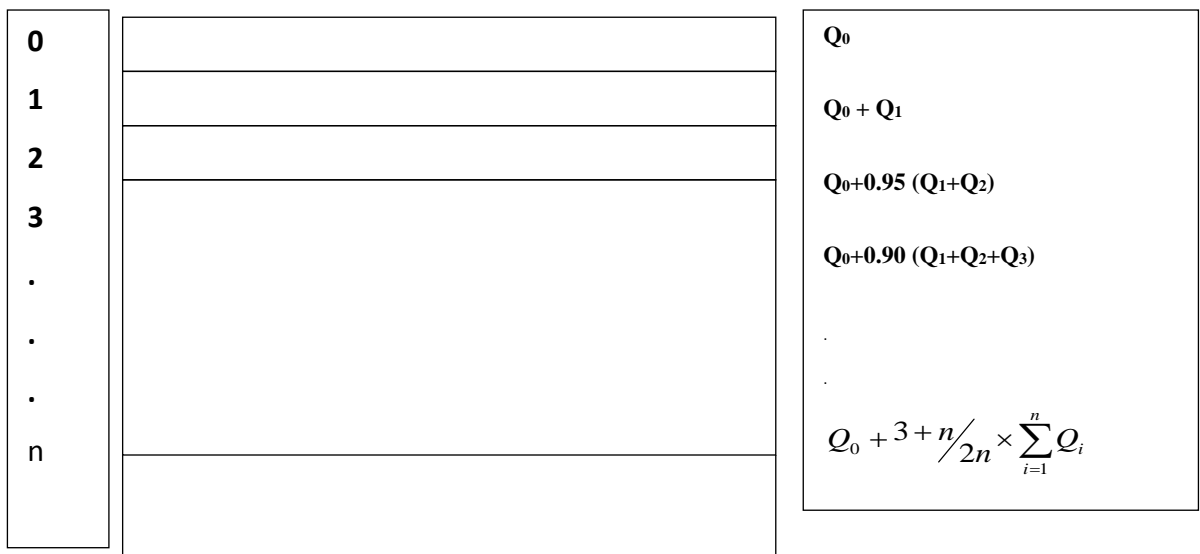


Figure (II.9) : Dégression vertical des surcharges

Avec : $Q_0 = 1 \times 16,42 = 16,42 \text{KN}$.

- ❖ $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots \dots \dots Q_6 = 1,5 \times 16,42 = 24,63 \text{KN}$
- ❖ $Q_7 = Q_8 = \dots \dots \dots = 2,5 \times 16,42 = 41,05 \text{KN}$.
- ❖ $Q_{S_{sol}} = \dots \dots \dots = 4 \times 16,42 = 65,68 \text{KN}$

Tableau (II.16) : Dégression des charges 1.

Niveaux	Opération	Résultats
7	Q_0	16,42KN
6	$Q_0 + Q_1 = 16,42 + 24,63$	41,05 KN
5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	63,21KN
4	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	82,92KN
3	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	100,16KN
2	$Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5)$	114,94KN
1	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	127,25 KN
RDC	$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	151,24KN
S_{sol}	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	174,34 KN

Les résultats de calcul sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau (II.17) : Détermination des charges et surcharges.

NIVEAU	Charges permanentes [KN]			Surcharges d'exploitation [KN]				Efforts normaux	Nu Majoré	Section du poteau [cm ²]				V
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _c	N _u =1.35G+1.5Q	1,1Nu	Section réduite (Br)	a	b (cm)	(axb)	
T	106,89	20,02	/	126,91	/	16,42	/	/	/	/	/	/	/	/
7	88,33	20,02	19,12	127,47	126,9	24,63	16,42	195,9	215,54	138,2	13,7	13,75	40 40	0,05
6	88,33	20,02	19,12	127,47	254,3	24,63	41,05	404,9	445,47	285,8	18,9	18,9	40 40	0,11
5	88,33	20,02	19,12	127,47	381,8	24,63	65,6	614,02	675,42	433,3	22,8	22,81	40 40	0,16
4	88,33	20,02	19,12	127,47	509,3	24,63	90,3	823,05	905,35	580,8	26,1	26,1	45 45	0,17
3	88,33	20,02	19,12	127,47	636,7	24,63	114,9	1032	1135,2	728,4	28,9	28,98	45 45	0,22
2	88,33	20,02	19,12	127,47	764,2	24,63	139,5	1241,1	1365,2	875,9	31,5	31,59	50 50	0,21
1	88,33	20,02	19,12	127,47	891,7	41,05	180,6	1474,7	1622,2	1040	34,2	34,26	50 50	0,25
RD C	88,33	20,02	25,37	133,72	1019,2	41,05	221,6	1708,4	1879,2	1205	36,7	36,72	55 55	0,24
SS	/	/	19,12	127,47	1152,9	65,68	287,3	1987,4	2186,2	1402	39,4	39,45	55 55	0,28

Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentrée ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 page 110})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0,7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

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

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

$B = a \times b =$ Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}} \cdot \frac{1}{b}} = \frac{0,7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

- Poteaux de s sol : (55x55) cm², L₀=3,06m $\Rightarrow \lambda = 13,49 < 35$ **Vérifiée.**
- Poteaux de rdc : (55x55) cm², L₀= 4,06m $\Rightarrow \lambda = 17,89 < 35$ **Vérifiée.**
- Poteaux de 1^{er} étage : (50x50) cm², L₀= 3,40m $\Rightarrow \lambda = 16,48 < 35$ **Vérifiée.**
- Poteaux du 2^{ème} étage (50x50) cm², L₀= 3,06m $\Rightarrow \lambda = 14,84 < 35$ **Vérifiée.**
- Poteaux du 3^{ème}, et 4^{ème} étages (45x45) cm², L₀= 3,06 m $\Rightarrow \lambda = 16,48 < 35$ **Vérifiée.**
- Poteaux du 5^{ème} et 6^{ème} et 7^{ème} étages (40x40) cm², L₀= 3,06 m $\Rightarrow \lambda = 18,55 < 35$... **Vérifiée.**

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée.

• **Conclusion**

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

• **Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)**

Tableau (II .18) : vérification de flambement.

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
40x40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
50x50	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée
55x55	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 55$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq (h_e/20)$	$(h_e/20) = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$(b_1/h_1) = 1$	Condition vérifiée

❖ Conclusion

- ❖ Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques.
- ❖ Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance.
- ❖ Les conditions étant vérifiées, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère

III.1.1. Calcul de l'acrotère terrasse inaccessible

III.1.2. Définition

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de **1m** linéaire.

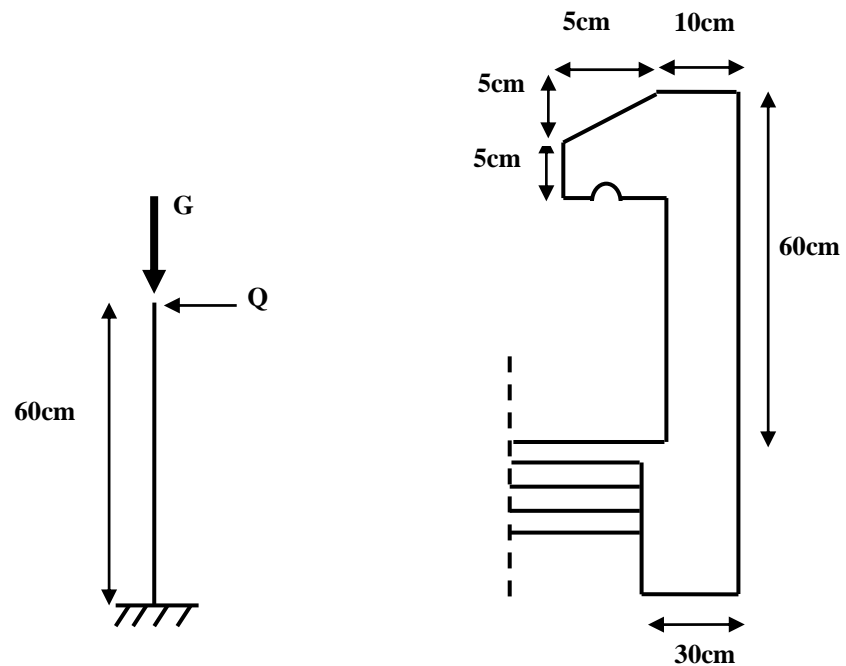


Figure (III.1) : coupe verticale de l'acrotère.

III.1.3. Evaluation des surcharge

➤ Poids propre

$$G_{\text{acr}} = G_{\text{BETON}} + G_{\text{enduit}}$$

✓ Calcul du périmètre P

$$P = (0,6 + 0,1 + 0,05 + 0,05 + 0,1 + 0,5) = 1,4 \text{ m}$$

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,05 / 2) = 0,0675 \text{ m}^2$$

Poids de béton :

$$G_b = \rho_b \times S = 25 \times 0.0675 = 1,68 \text{ KN / m}$$

Poids d'enduit TQ : $e = 2 \text{ cm}$

$$G_{en} = 1,4 \times 0,02 \times 18 = 0,504 \text{ KN / m}$$

$$\text{Donc: } G_{acr} = 0,504 + 1,68 = 2,184 \text{ KN / m}$$

III.1.4. Charge accidentelle due au séisme

D'après le RPA99/2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante : < **Ch. 06 § 6.2.3** > **RPA 99/2003**

$$F_p = 4 \times A \times c_p \times w_p \text{ (D-T-R B.C 2.2.7.7)}$$

Dans notre cas on a

Zone **IIa** : wilaya de Bouira. Groupe 2

Donc : ($A = 0.15$) tq **A** : Coefficient d'accélération de zone

$C_p = 0.8$. tq **Cp** : Facteur de force horizontale

$W_p = G_{acr} = 2,184 \text{ KN / ml}$ (poids de l'acrotère)

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 2,184 \times 0.8 \times 0.15 = 1,04 \text{ KN/ml}$$

$$F = \max (Q, F_p) = 1,04 \text{ KN/ml}$$

On prendre F_p comme charge horizontale

$$G = 2,184 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,35 \text{ KN / ml}$$

III.1.5. Calcul des sollicitations

$$M (F_p) = 1.35 \times G = 1.35 \times 2,184 = 2,94 \text{ KN}$$

$$M (q) = 1.5 \times Q \times H = 1,5 \times 2,35 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN}$$

$$N (G) = 2,184 \text{ KN}$$

Tableau (III.1) Calcul des sollicitations.

	E.L.U	E.L.S
Sollicitation	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2,94	2,184
M (KN*M)	0,9	0,6

Le ferraillage se fera en flexion composée avec une section $S = (60 \times 10) \text{ cm}^2$.

III.1.6. Calcul des armatures à L'E.L.U

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

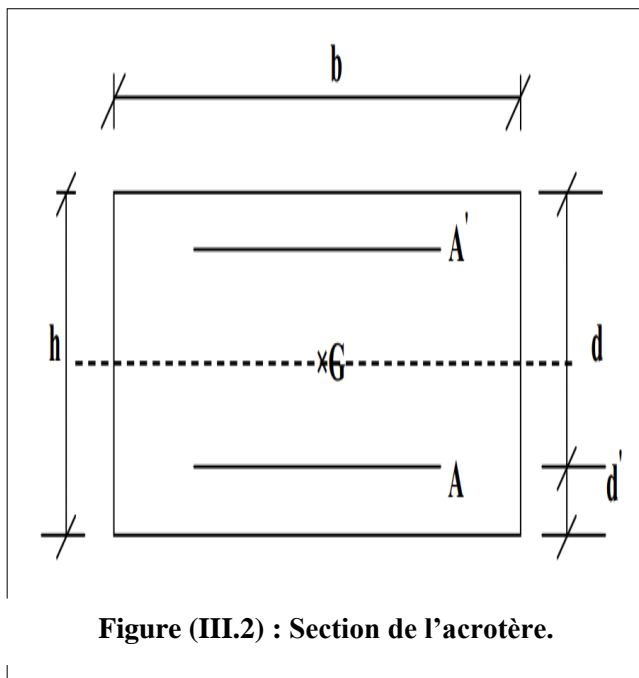


Figure (III.2) : Section de l'acrotère.

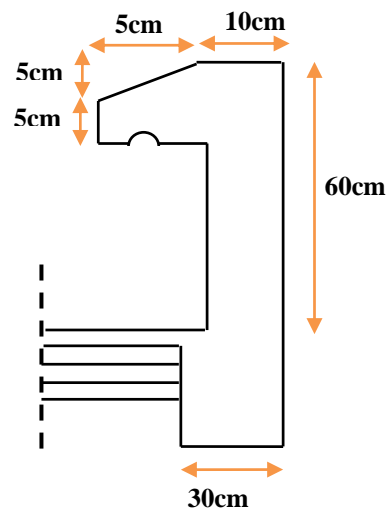


Figure (III.3) : Schéma de l'acrotère de la terrasse inaccessible.

-Acier : $F_e E 400$; $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

$\gamma_s = 1.15$; $F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$; $M_u = 1,39 \text{ KN.m}$; $N_u = 3,71 \text{ KN}$.

a) Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,39 \times 10^2}{3,71} = 37,5 \text{ cm} = 38 \text{ cm}$$

$$e \notin [A_s, A'_s] = [-6, +6] \text{ cm}$$

$N_u > 0$ alors N est un effort de compression.

$$e_o = 0,71 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017 \text{ m}$$

$e_o > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par assimilation à la

flexion simple.

$$e_a = e_o + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,38 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,41 \text{ m}$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 3,71 \times 0,41 = 1,52 \text{ KN.m}$$

b) Moment réduit (μ_u)

$$\mu_u = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0,013$$

$$\mu_u < 0,186 \longrightarrow (A_s' = 0)$$

✓ Calcul de μ_t

On a : $f_e E 400$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74\text{‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.67$$

$$\text{donc : } \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.392 \Rightarrow \mu_u = 0.013 < \mu_1$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus).

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \mu_u = 0.032 \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta_u = 0,8 \times \alpha = 0.013$$

$$\text{D'où } A_s = 0,5 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,4 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{s \min} = 0,76 \text{ cm}^2$$

Avec : $A_s = 0,5 \text{ cm}^2 < A_{s \min} = 0,76 \text{ cm}^2$, donc on prend $A_{s \min}$

$A_{s \min} = 0,76 \text{ cm}^2$ qui correspond à **4T8** avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Donc on adopte $A_s = 4 \times \text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

III.1.7. Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

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

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

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

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

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 1,5 \times 1,32 = 1,98 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{1,98 \times 10}{100 \times 9} = 0.031 \text{ MPa}$$

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

Donc pas besoin d'armatures transversales.

III.1.8. Vérification de Contrainte d'adhérence : BAEL91 : Art A.6.1, 3

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des armatures tendues.

Donc :

$$\sum U_i = 4 \times 2 \times \pi \times R = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

III.1.9. Calcul des armatures de répartition

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

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 4 \times HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 15 cm.

Tableau (III.2) : Calcul des armatures.

$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{ado} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix (ml)	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix (ml)
0,22	0,76	2.01	4HA8	2.01	4HA8

III.1.10. Vérification des espacements des barres

a) Armature principale

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

avec h: hauteur de la section = 15 cm

b) Armature transversal

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.1.11. Vérification à L'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201.6 \text{ MPa}$$

$\eta = 15$; c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

Pour une section partiellement comprimée on a :

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

$e > \frac{h}{4} = 17,5 \text{ cm}$: il ya de forte chance que la section soit partiellement comprimée

$$C = \frac{h}{2} - e \quad \text{D'où } C = -43 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = C + y_2$$

y_2 est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$y_2^3 + Py_2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3C^2 - \frac{90A_1}{b}(C - C') + \frac{90A_2}{b}(d - C) = -5520,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et : } q = -2C^3 - \frac{90A_1}{b}(C - C')^2 - \frac{90A_2}{b}(d - C)^2 = 157623,37 \text{ cm}^3$$

$$\text{D'où } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -0,76 \cdot 10^8 \text{ cm}^6$$

$\Delta < 0$ donc :

$$y_{2,1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_{2,2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_{2,3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 85,79 \text{ cm}$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) = 3,09 \text{ rad}$$

$$\text{Donc : } y_{2,1} = 44,17 \text{ cm}$$

$$y_{2,2} = -85,78 \text{ cm}$$

$$y_{2,3} = 41,61 \text{ cm}$$

Parmi les 3 solutions de l'équation on prend qui vérifie la relation suivante :

$$0 < y_{2,i} + C < d$$

La 1^{ère} solution vérifie la relation :

$$0 < 44,17 - 43 = 1,17 < 9$$

$$\text{D'où } y_2 = 44,17 \text{ cm}$$

$$\text{Et } y_{\text{ser}} = 1,17 \text{ cm}$$

➤ Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{by_{\text{ser}}^3}{3} + nA_2(d - y_{\text{ser}})^2 + nA_1(y_{\text{ser}} - C')^2 = 1885,83 \text{ cm}^4$$

Alors :

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{y_2 N_{\text{ser}} y_{\text{ser}}}{I} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{st}} = n \frac{y_2 N_{\text{ser}}}{I} (d - y_{\text{ser}}) = 75,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{st}} = 201,6 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$\sigma_{\text{st}} > 0 \Rightarrow$ Donc la section effectivement partiellement comprimée.

❖ Conclusion

On prend comme valeur de section des armatures inférieure ($A_2 = 2,01 \text{ cm}^2$) et pour des raisons pratiques et car les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone supérieure ($A_1 = 2,01 \text{ cm}^2$).

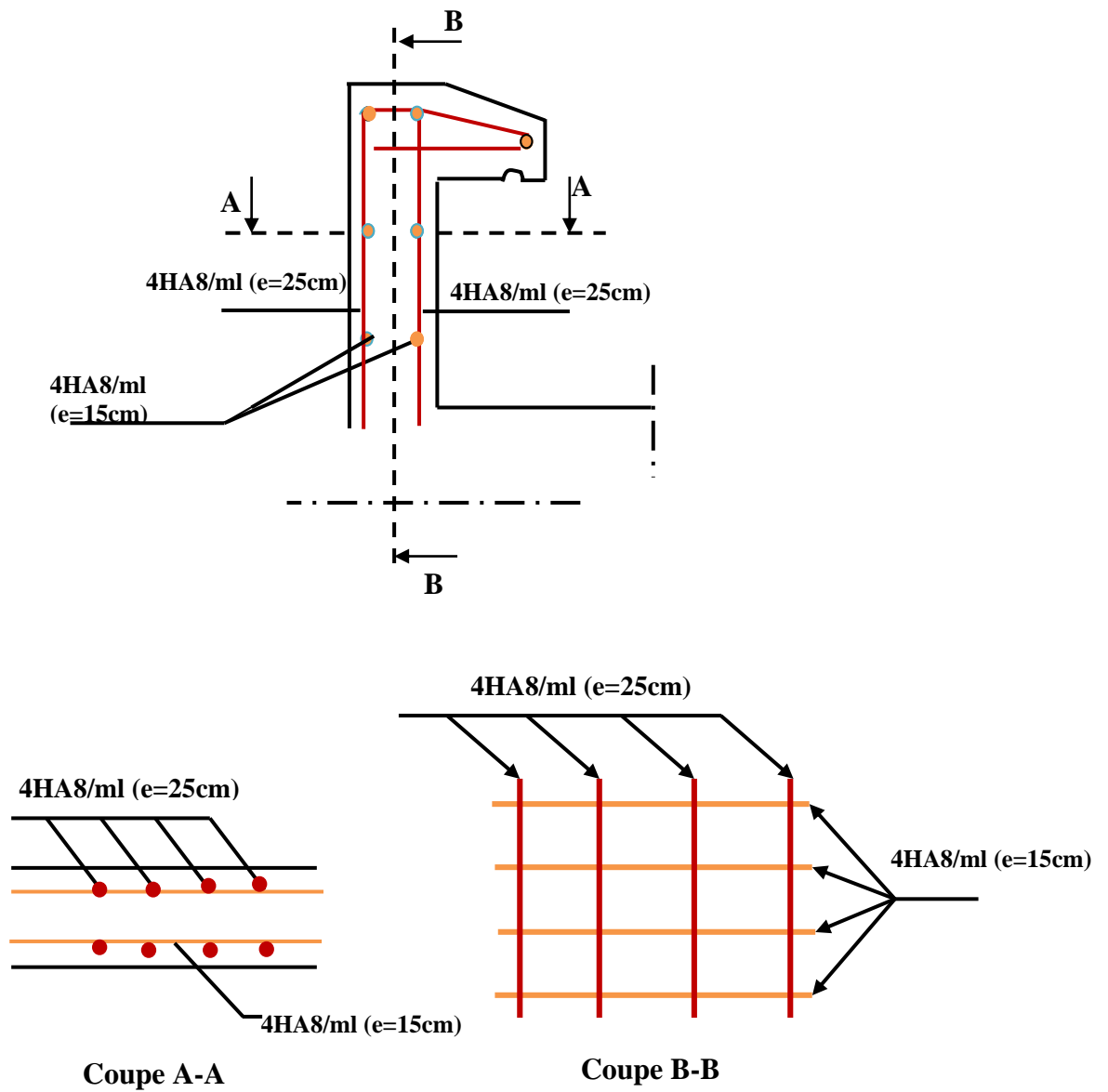


Figure (III.4) : Schémas de ferrailage de l'acrotère.

III.2. Balcons

Les balcons sont assimilés à une console encastrée à la poutre porteuse, le calcul se fait pour une bande d'1m de largeur d'un élément de console soumise à la flexion simple.

III .2.1-Charges sollicitant le balcon

a-charges permanentes

Poids propre du balcon $6.49 \times 1\text{m}=6.49\text{KN/m}$.

Poids du garde-corps $P_1=1\text{KN/m}$.

$G=6.49\text{KN/m}$.

b- surcharge d'exploitation

Surcharge du balcon $3.50 \times 1\text{m}=3.50\text{KN/m}$.

Force ponctuelle due à la main courante $P_2=1\text{KN/m}$.

c- schéma statique du balcon

$G=6.49\text{KN} / \text{m}$.

$P_1=1\text{KN} / \text{m}$.

$Q=3.50\text{KN} / \text{m}$.

$P_2=1\text{KN} / \text{m}$.

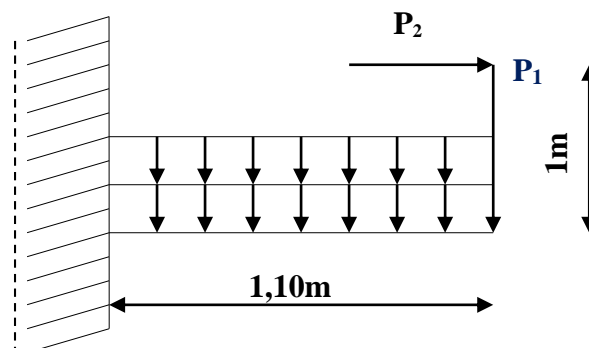


Figure (III.5) : Schéma statique de balcon.

III.2.2-Calcul des sollicitations

➤ ELU

$q_u=1.35 \times G+1.5 \times Q=14\text{KN/ml}$.

$Q_u=1.5 \times p_2=1.5\text{KN}$.

On a : $M_u=(q_u \times l^2/2) +q_{pu} \times l=14.72\text{KN.m}$

$V_u= q_u \times l +p=20.6\text{KN}$.

ELS

$$q_s = G + Q = 9.99 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

$$M = (q_s \times l^2 / 2) + q_{ps} \times l = 11.19 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times l + p = 14.99 \text{ KN}$$

Tableau (III.3) : Sollicitation de calcul.

Combinison	M(KN.m)	V(KN)
ELU	14.72	20.6
ELS	11.19	14.99

III.2.3. Calcul des armatures longitudinales

On calcul les armatures en flexion simple à l'ELU.

On a :

$$\left[\begin{array}{l} - b_0 = 100 \text{ cm.} \\ - h = 15 \text{ cm.} \\ - c = 1.5 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \times \gamma_b = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = M_u / b_0 d^2 f_{bu} = 14.72 \times 10^3 / 1 \times (13.5)^2 \times 14.17 \times 10^2$$

$$\mu_{bu} = 0.057$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 14.72 / 11.19 = 1.32$$

$$10^4 \mu_{lu} (\theta = 1) = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \dots \text{FeE400.}$$

$$\mu_{lu} = 0.27$$

$$\mu_{bu} = 0.057 < \mu_{lu} = 0.27 \dots \text{Armatures simples.}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{A' = 0.}$$

$$\mu_{bu} = 0.057 < 0.27 \text{ (méthode simplifié).}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 13.04 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA.}$$

$$A = 14.72 \times 10^6 / 130.4 \times 348 \times 10^2 = 3,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A = 3.20 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures longitudinales**

On adopte: $A = 5HA10 = 3.93\text{cm}^2/\text{ml}$

$S_t = 20\text{cm}$.

Tableau (III.4) : Tableau récapitulatif des armatures longitudinales.

MA(KN.m)	Mbu	μ_u	Zb(cm)	A(cm ²)	A' (cm ²)
14.72	0.057	0.27	13.04	3,20	0

III.2.4. Choix des armatures de répartitions

$A_r = A / 4 = 0.98\text{cm}^2$.

On adopte:

$A_r = 5 \times HA8 = 2.51\text{cm}^2$.

$S_t = 20\text{cm}$.

III.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS

On a:

$b = 100\text{cm}$; $d = 13.5\text{cm}$; $c = 1.5\text{cm}$; $M_{ser} = 11.19\text{KN.m}$; $A = 3.93\text{cm}^2$.

➤ **La position de l'axe neutre**

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

Y = 3.44cm.

➤ **Moment d'inertie**

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante

$$I = by^3 / 3 + 15[A (d-y)^2 + A' (y-d')^2]$$

I = 7322.87cm⁴

Soit:

$$K = M_{ser} / I = 11.19 \cdot 10^5 / 7322.87 = 152.8\text{N/cm}^3$$

➤ **La contrainte maximale dans le béton comprimée**

$$\sigma_{bc} = KN.m = 152.8 \times 3.44 = 5.26\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.26\text{MPa} < \sigma'_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

La contrainte maximale dans les aciers tendus

$$\sigma_s = 15K (d-y) = 15 \times 152.8 (13.5 - 3.44)$$

$$\sigma_s = 230.6\text{MPa} < \sigma'_{st} = 348\text{MPa}$$

III.2.6. Vérification de l'effort tranchant $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = V_u / b_0 d = 20.6 \times 10 / 100 \times 13.5 = 0,15 \text{ MPa.}$$

$$F.P.P \dots \dots \dots \bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.7. Vérifications à l'adhérence

$$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} \quad \tau_{su} = V_u / 0,9 d \Sigma_{\mu i}$$

$\Sigma_{\mu i}$: La somme des périmètres des barres. $\Sigma_{\mu i} = n \pi \varnothing$ **n** : nombre des barres.

$$\tau_{su} = 20.6 \times 10^3 / 0,9 \times 135 \times 5 \times 3.14 \times 10 = 1.08 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche (BAEL91/Art.6.5,2)**

Nous avons une fissuration non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,11 > 0,0625 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad 0,11 > \frac{11.19}{10 \times 11.19} = 0.1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0,0029 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

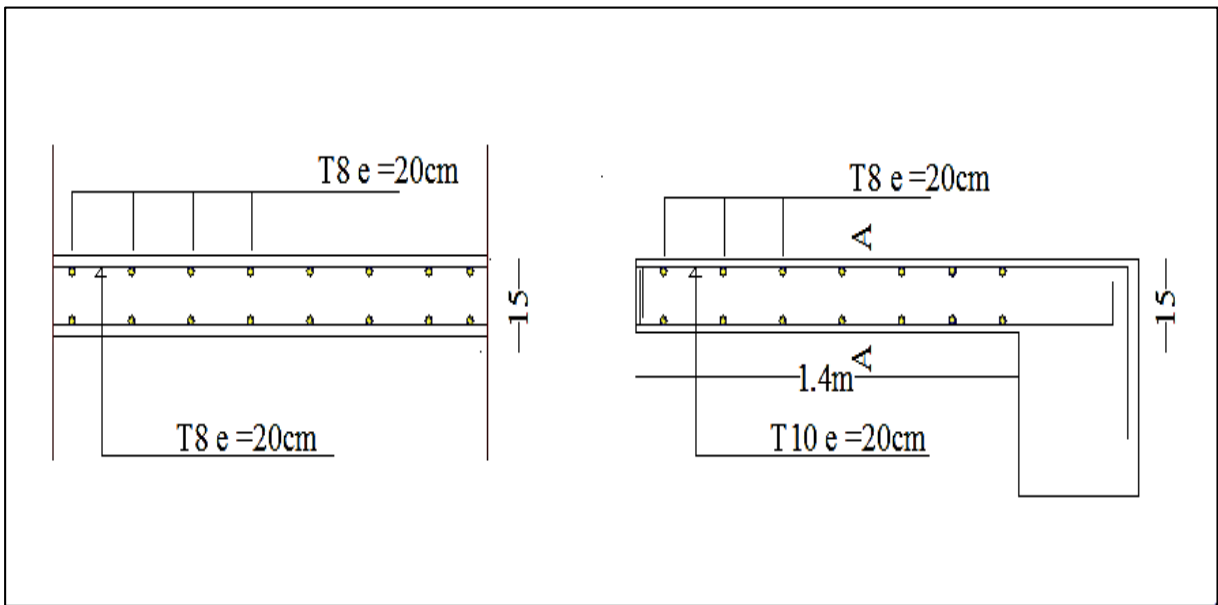


Figure (III.6) : Schéma de ferrailage de balcon.

III.3. Escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière des plans horizontaux qui permettent l'axée aux différents niveaux. Il peut être en béton armé ou en bois.

III.3.1.1^{er}Volée

a) Détermination des sollicitations de calcul

➤ Charges permanentes

✓ Paillasse $G_{\text{paillasse}} = 8.97 \text{KN/m}^2$

✓ Palier $G_{\text{palier}} = 5.35 \text{KN/m}^2$

➤ Surcharge d'exploitation

Le DTR de charges et surcharges nous donne

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison des charges et surcharges

1) État limite ultime ELU

$$q_{u \text{ paillasse}} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 8.97 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.86 \text{KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.97 \text{KN/ml}$$

2) État limite de service ELS

$$q_s \text{ paillasse} = (G + Q) \times 1 = 11.47 \text{KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = (G + Q) \times 1 = 7.85 \text{KN/ml}$$

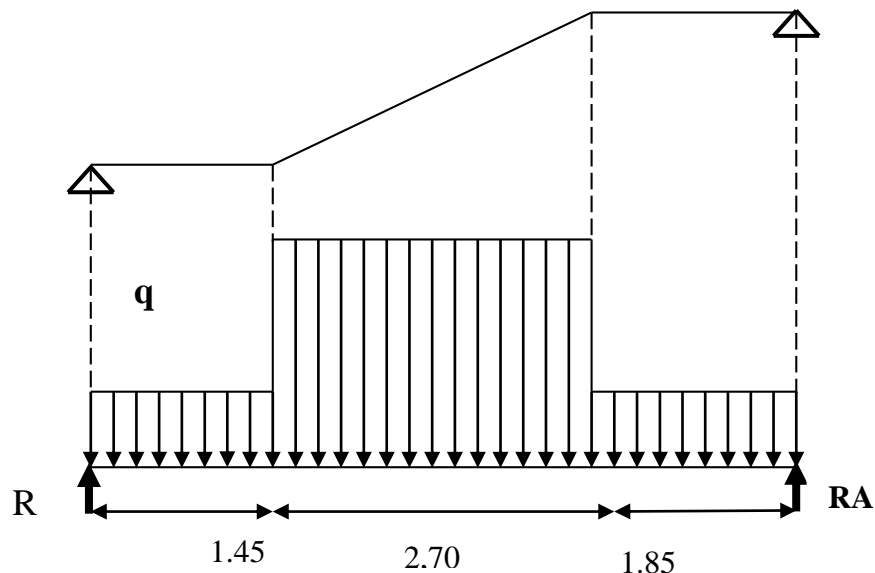


Figure (III.7) Schéma statique à L'ELU

a. E.L.U

➤ Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,45) + (q_1 \times 2,70) + (q_2 \times 1,85)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 79.02 \text{KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.85)^2}{2} q_2 + 2.70 \left(\frac{(2.70)}{2} + 1.85 \right) q_1 + 1.45 \left(\frac{(1.45)}{2} + 2.70 + 1.85 \right) q_2 \right] / 6$$

$$\Rightarrow R_A = 39.95 \text{KN}$$

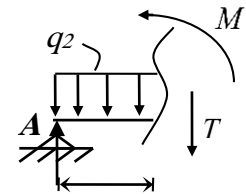
$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.45)^2}{2} q_2 + 2.70 \left(\frac{(2.70)}{2} + 1.45 \right) q_1 + 1.85 \left(\frac{(1.85)}{2} + 2.70 + 1.45 \right) q_2 \right] / 6$$

$$\Rightarrow R_B = 39.07 \text{KN}$$

➤ Effort tranchant et moment fléchissant

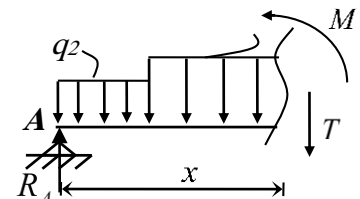
- $0 \leq x \leq 1.45$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



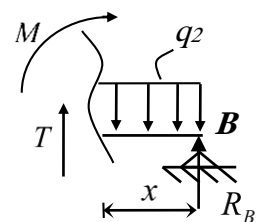
- $1.45 \leq x \leq 4.15$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.45q_2 - q_1(x - 1.45) \\ M(x) = R_A x - 1.45 \left(x - \frac{1.45}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1.45)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1.85$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



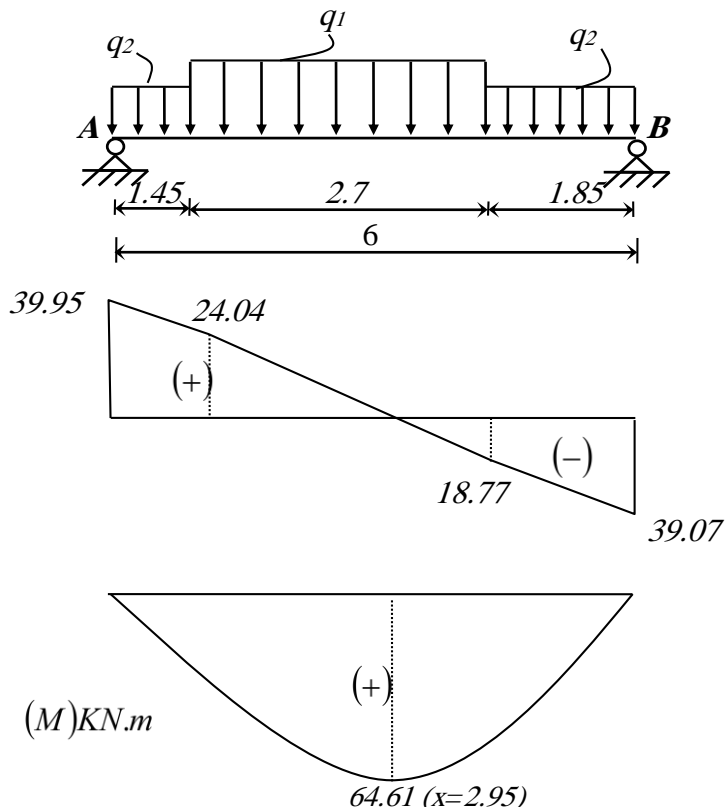


Figure (III.8) Diagrammes des sollicitations

Tableau (III.5) : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{\max} (KN)	M_{\max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
0	39.95	39.95	0	39.95	64.61	19.39	51.68
1.45	-	24.04	46.39				
2.95	-	0	64.61				
4.15	-	-18.77	53.5				
6	39.07	-39.07	0				

✓ Remarque

Les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

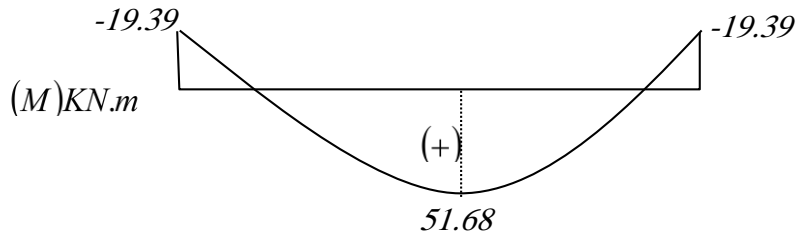


Figure (III. 9) Diagramme des moments retenus

b. E.L.S

➤ Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,45) + (q_1 \times 2,70) + (q_2 \times 1,85)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 56.87 \text{KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.85)^2}{2} q_2 + 2.70 \left(\frac{(2.70)}{2} + 1.85 \right) q_1 + 1.45 \left(\frac{(1.45)}{2} + 2.70 + 1.85 \right) q_2 \right] / 6$$

$$\Rightarrow R_A = 28.76 \text{KN}$$

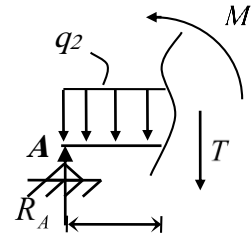
$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.45)^2}{2} q_2 + 2.70 \left(\frac{(2.70)}{2} + 1.45 \right) q_1 + 1.85 \left(\frac{(1.85)}{2} + 2.70 + 1.45 \right) q_2 \right] / 6$$

$$\Rightarrow R_B = 28.11 \text{KN}$$

➤ Effort tranchant et moment fléchissant

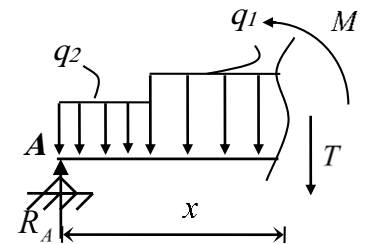
- $0 \leq x \leq 1.45$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



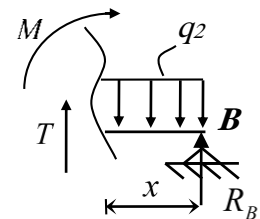
- $1.45 \leq x \leq 4.15$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.45 q_2 - q_1 (x - 1.45) \\ M(x) = R_A x - 1.45 \left(x - \frac{1.45}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1.45)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1.85$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



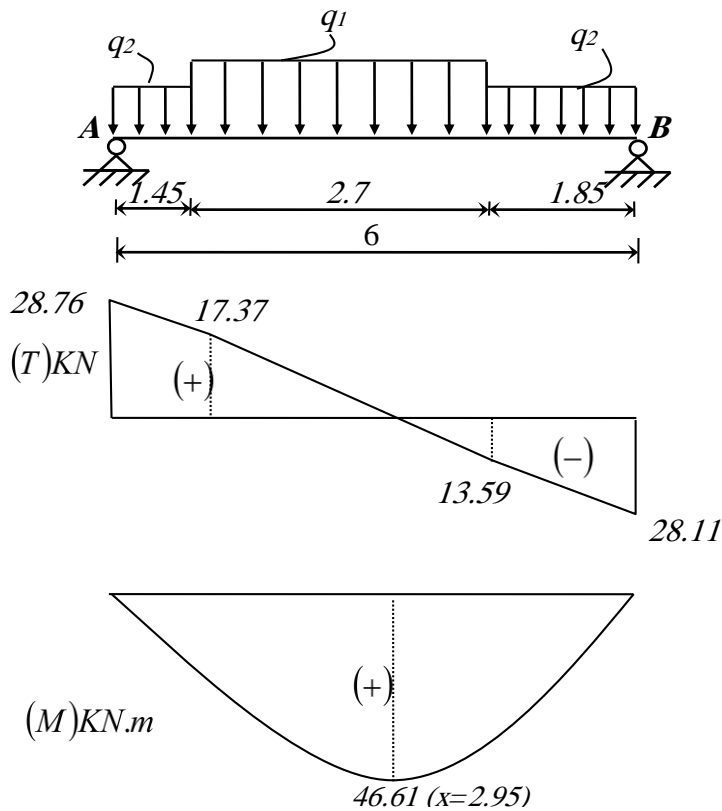
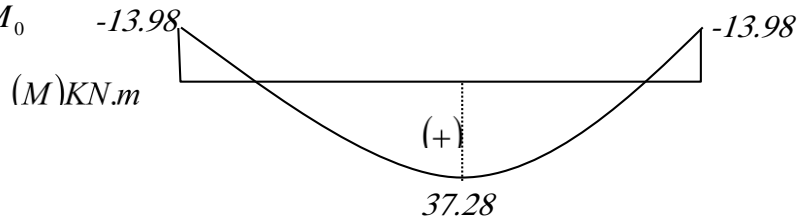


Figure (III.10) Diagramme d'effort tranchant

Tableau (III.6) Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.3M ₀)	Moment en travée (M _t =0.8M ₀)
0	28.76	28.76	0	28.76	46.61	13.98	37.28
1.45	-	17.37	33.44				
2.95	-	0	46.61				
4.15	-	-13.59	38.56				
6	28.11	-28.11	0				

Remarque les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$



Figure(III-11) Diagrammes des sollicitations

Conclusion**E.L.U**

$$M_t \max = 51,68 \text{ kn.m}$$

$$M_a \max = 19,39 \text{ kn.m}$$

$$T_{\max} = 39,95 \text{ kn}$$

E.L.S

$$M_t \max = 37,28 \text{ kn.m}$$

$$M_a \max = 13,98 \text{ kn.m}$$

$$T_{\max} = 28,76 \text{ kn}$$

III.3.2. Calcul de ferraillage**a.E.L.U****a.1 En travée**

$$\mu = \frac{51,68 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,199 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,28$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,88$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{51680}{0,88 \times 13,5 \times 348} = 12,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 12,5 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T20 esp 20.

T20 → e = 20 cm ≤ min [3h ; 33cm] = min [45 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée

- **Armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{12,57}{4} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Ar : 5T10 → Ar = 3,93 cm²/ml

T10 → $e = 25\text{cm} \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = \min [60 ; 45] \text{cm} = 45 \text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

a.2 En appui

$$\mu = \frac{19,39 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,07 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,09 \quad ; \quad \beta = 0,64$$

$$A = 6,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 6,44 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T14 esp 20.

$$\text{Ar} : 4\text{T8} \rightarrow \text{Ar} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T8} \rightarrow e = 25\text{cm}.$$

b.E.L.S

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

$$\gamma = \frac{51,68}{37,28} = 1,39$$

$$\alpha = 0,28 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appuis

$$\alpha = 0,09 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Contrainte de compression dans le béton

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2 \quad \eta = 15$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta (A + A') y - \eta (A d - A' d) = 0$$

En travée

$$Y = 15(A+A') \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA-d'A')}{(A+A')^2}} - 1 \right]$$

$$b 7.5 (A+A')^2$$

$$y = 5.48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \cdot (5.48)^3}{3} + 15 \times 12.5 (13.5 - 5.45)^2 = 17636.02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{37.28 \times 10^2}{17636.02}$$

$$K = 0.2113 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 15 \text{ MPa} = 0.2113(54.8) = 11.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

En appuis

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

$$y = 4.23 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \cdot (4.23)^3}{3} + 15 \times 4.66 (13.5 - 4.23)^2 = 8529.6 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{19.39 \times 10^2}{8529.6}$$

$$K = 0.227 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 15 \text{ MPa} = 0.227(42.3) = 9.6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

a- Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$V_u = T_{max} = 39.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{39.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13}$$

$$\tau_u = 0.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.3. Calcul de la flèche

Condition de la flèche

$$\checkmark \quad \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

Vérification

$$\bullet \quad \frac{A_s}{b.d} = \frac{12.57}{100 \times 13.5} = 0.00931 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} = 0.055 < \frac{37.28}{10 \times 64.61} = 0.057 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} = \frac{15}{270} = 0.0555 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CN.V}$$

Donc on doit calculer la flèche

Calcul de la flèche

$$\text{Tel que : } \Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \implies L < 7 \text{ m.}$$

$$f_i = \frac{L^2 \cdot M_{ser}}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{fi}} \quad , \quad f_v = \frac{L^2 \cdot M_t}{10 \cdot E_{vj} \cdot I_{fv}}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_{vj} : Module de déformation différé. $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA}$.

E_{ij} : Module de déformation instantanée. $E_{ij} = 32164,20$ MPA.

I_{fi} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($\eta = 15$) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + \eta \cdot A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 12.57 \times \left(\frac{15}{2} - 1.5\right)^2 I_0 = 34912.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - y) = \implies \sigma_s = 15 \times 0,227 \times (135 - 42.3) = 315.64 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des coefficients**

$$\checkmark \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{12.57}{100 \cdot 13.5} \rho \implies = 0.00931$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0\right)$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00931 \times 315.64 + 2,1} ; 0\right) \mu = \max(0,265 ; 0) \mu = 0,265$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,00931} \implies \lambda_i = 2.25$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_i} = \frac{1,1 \times 31912.8}{1 + 2.25 \times 0.265} = 21991.59 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{L^2 \cdot M_{ser}}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{fi}} = \frac{600^2 \times 37.28 \times 100}{32164,20 \times 21991.59} = 1.89 \text{ cm.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i \implies \lambda_v = 0,4 \times 2.25 = 0.9 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot 0,4 \cdot \lambda_i} = \frac{1,1 \times 34912.8}{1 + 0,265 \times 0.9} = 31008.54 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{L^2 \cdot M_t}{10 \cdot E_{vj} \cdot I_{fv}} = \frac{600^2 \times 37.28 \times 100}{10818,86 \times 31008.54} = 4 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec : } \implies \bar{f} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 4 - 1.86 = 2.14 \text{ cm}$$

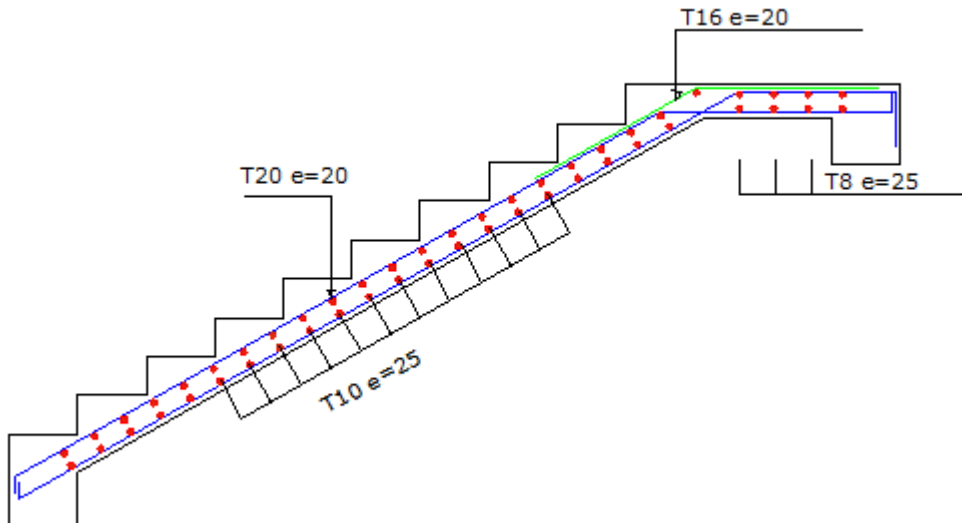
Donc :

$$\Delta f = 2.14 \text{ cm} \leq \bar{f} = 2.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau (III.7) : Evaluation de la flèche.

➤ Schéma de ferrailage

F_{t28} (Mpa)	Portée (cm)	Largeur (cm)	Hauteur (cm)	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_{gv} (cm)	f_i (cm)	Δf_t (cm)
2.1	600	100	15	34912.8	21991.59	31008.54	4	1.89	2.14



Figure(III-12) Schéma de ferrailage d'escalier

III.4. Poutre palière

III.4.1. Pré dimensionnement

a-Hauteur

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3.10m.

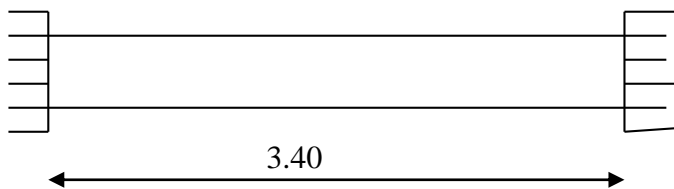


Figure (III.13) Schéma de la poutre palière.

b) Pré dimensionnement

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis} \\ \frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22,66\text{cm} \leq h_t \leq 34\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend $h_t = 30\text{cm}$

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 9 \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend $b = 25\text{cm}$

• **Recommandations de RPA (Art 7.5.1)**

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

c) Détermination des charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur $G_M = 1,46 \times 2,8 = 4,08 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 39,07\text{KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 28,11\text{KN}$

d) Calcul à l'ELU

• **Calcul des efforts internes**

$$q_u = 1,35G + R_u$$

$$q_u = 1,35 \times (1,875 + 4,08) + 39,07 = 47,1 \text{ KN/ml}$$

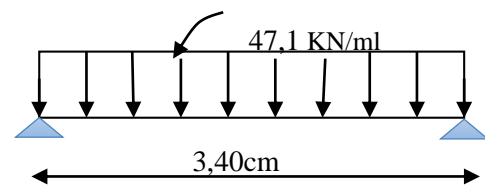


Figure (III.15) Schéma statique à l'ELU.

• **Moment isostatique**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{47,1 \times 3,40^2}{8} = 68,05 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{47,1 \times 3,40}{2} = 80,07 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -20,41\text{KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 57,84\text{KN.m}$$

III.4.2. Calcul des armatures

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

$$M_{uap} = 20,41\text{KNm}, M_{utr} = 57,84\text{KN.m}, d = 27\text{cm}, C = 2\text{cm}, b = 25\text{cm}$$

$$f_{bu} = 14,17\text{MPa}$$

➤ **Armatures principales**

Tableau (III.8) : Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.

	μ_{bu}	γ	μ_{lu}	Z_b	$A_{calculé}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	St (cm)
appui	0.079	1.38	0.292	25.72	2.28	3HA12=3.39cm ²	25
travée	0.223	1.38	0.292	23.38	7.1	5HA14=7.7cm ²	25

Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL)**

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815\text{cm}^2$$

a) **En travée :** $A_t = 7.7\text{cm}^2 > A_{min} = 0,815\text{cm}^2$

b) **Aux appuis :** $A_a = 3.39\text{cm}^2 > A_{min} = 0,815\text{cm}^2 \Rightarrow \dots\dots\text{condition est vérifiée}$

❖ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \{2.5\text{MPa}, 4\text{MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{80.07 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.18\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.18\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL)**

a) **Influence sur les aciers**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(80.07 \times 10^3 - \frac{20.41 \times 10^6}{0.9 \times 270} \right) = 0.11\text{cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.39\text{cm}^2 > 0.11\text{cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

b) **Influence sur le béton**

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 270 \times \frac{25}{1.5} = 405 \text{ KN} > T_u = 80.07 \text{ KN. Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{80.07 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 11.304 \times 10} = 2.91 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 2.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

❖ **Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.6 ; 25 \} = 8.6 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Ecartement des barres**

D'après le RPA2003 Art (7.5.2.2), l'espacement est donné selon deux zones :

a) **En zone nodale**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{7.7}{0.003 \times 25} = 102.66 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \}$$

On prend: $S_t = 7.5 \text{ cm}$

b) **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Ancrage des barres (A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$.

Calcul à l'ELS

1-Combinaison des charges

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 1.875 + 4.08 + 28.11 = 34.06 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{34.06 \times 3.40^2}{8} = 49.21 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{34.06 \times 3.40}{2} = 57.9 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -14.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 41.82 \text{ KN.m}$$

2-Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.40} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.40} = 0.088 > \frac{41.82}{10 \times 49.21} = 0.085 \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.7}{27 \times 25} = 0.011 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Etat limite de déformation

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

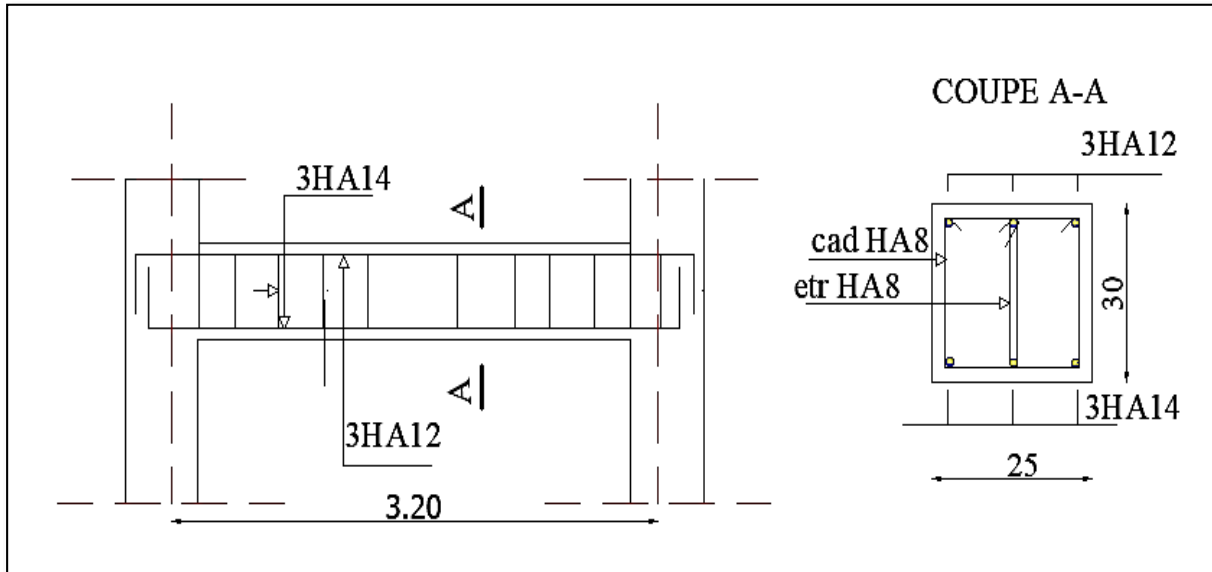


Figure (III.16) : Schéma de ferraillage de la poutre palière.

III.5. Les Plancher

Les planchers sont des éléments en plan horizontaux qui ont le rôle de :

- ✓ Résister aux charges, Permettre une isolation thermique
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux..

III.5.1.Principe de la méthode

A.1-Calcul avant coulage

Avant le coulage de la dalle de compression, les poutrelles sont supposées reposant sur deux appuis simples soumis sous des charges.

a-charges permanentes

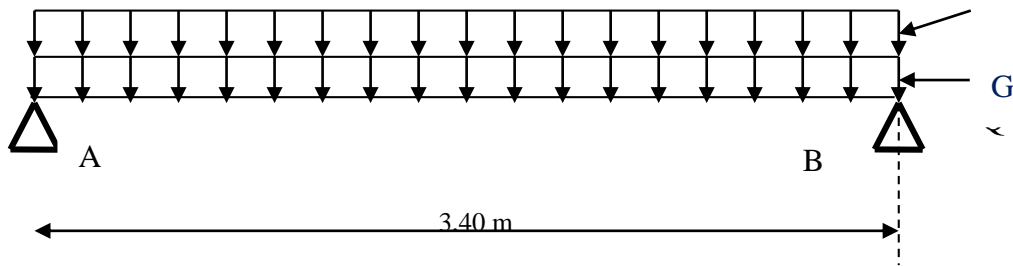
Poids du corps creux0,65x0.95=0.62KN/ml.

Poids propre de la poutrelle0.10x0.04x25=0.1KN/ml. **G=0.72KN/ml.**

b- surcharges d’exploitations

Surcharge de l’ouvrier q=1KN/ml

c- Schéma statique du plancher



$G=0.72\text{KN} / \text{ml}.$

$q=1\text{KN} / \text{ml}.$

d-Combinaisons d’actions

A.2-Calcul après coulage

Tableau (III. 9) : les moments et les efforts tranchants.

Combinaison des charges	Les moments	Efforts tranchants
$q_u=1,35G + 1,5Q$	$M_u=q_u \times l^2 / 8$	$T_u=q_u.l / 2$
$q_u = 1,35(0,72) + 1,5(1)$	$M_u=2,47 \times (3,4)^2 / 8$	$T_u= 2,47 \times 3,4 / 2$
$q_u=2,47\text{KN/ml}.$	$M_u=3,56\text{KN.m}.$	$T_u=4,19\text{KN}.$
$q_s=G + Q$	$M_s=q_s l^2 / 8$	$\mu_{bu}= M_u / b o d^2 \sigma_{bc}$
$q_s=0,72+1$	$M_s=1,72 \times (3,4)^2 / 8$	$\mu_{bu}=3,56 \times 10^6 / 100.180^2.14, 17$
$q_s=1,72 \text{ KN/ml}.$	$M_s=2,48 \text{ KN.m}.$	$\mu_{bu}=0.077$
		$\mu_{lu}=0.299 >$
		$\mu_{bu}=0.077 \dots \dots \dots A \neq 0.$

Après le coulage de la dalle de compression .la forme de poutrelle est (T).

$b_1=27,5\text{cm} ; b=65\text{cm} ; b_0=12\text{cm}.$

III.5.2-Etude de la poutrelle

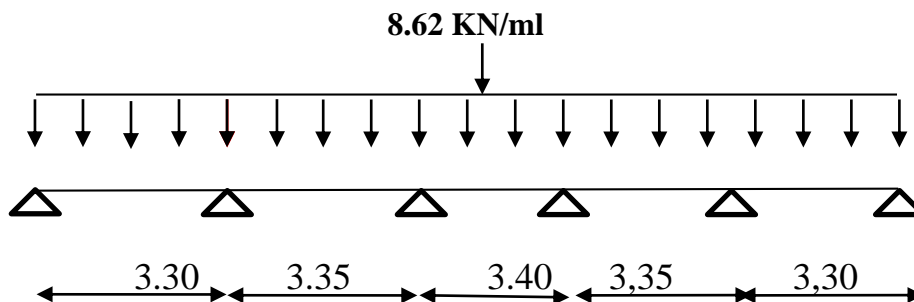
1) Charges revenants aux poutrelles

- ✓ L’ELU : $q_u= (1,35G+1.5Q) \times b$
- ✓ L’ELS : $q_u= (G+Q) \times b$

Tableau (III.10) : Combinaison d'action.

Niveau	G (KN /m ²)	Q (KN /m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
commercial	5.38	2,5	0.65	7.15	5.12
Bureau	5.38	2.5	0.65	7.15	5.12
Etage courant	5.38	1.5	0.65	6.18	4.47
Terrasse inaccessible	6.51	1	0.65	6,69	4.82

Nb : Pour le calcul des poutrelles on prend le cas le plus défavorable (plancher RDC ou 1^{er} étage) en considérant la file des poutrelles la plus longue



2) Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant

a) Vérification des conditions d'application de la méthode Forfaitaire

* $q \leq \max(2g, 5\text{KN/m}^2) \dots 1, 5 < 2(5,38) = 10,76\text{KN/m}^2$.et $4 < 5\text{KN/m}^2 \dots$ condition vérifiée.

* les sections transversales sont les même dans les différent travées en continuité, donc les moments d'inertie sont les mêmes.....condition vérifiée.

* les fissurations sont considère comme peu préjudiciablecondition vérifiée.

* les portées successives sont dans le rapport entre 0,8 et 1,25.

$0,8 \leq l_i / l_{(i+1)} \leq 1,25 \dots \dots 0,8 \leq 3,4 / 3,35 = 1,01 \leq 1,25 \dots \dots$ condition vérifiée.

Donc la méthode Forfaitaire est applicable.

⇒ Alors cette méthode est applicable.

On doit respecter les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

Avec :

M_w et M_e sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (W) et de droite(e) dans la travée considérée.

M_t le moment maximal en travée dans la travée considérée.

On retiendra les coefficients suivants :

1) Calcul des moments

➤ Moment sur travées

✓ L'ELU :

✓ Travée 1-2=Travée 5-6 :(L=3.30 m)

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2,47 \cdot (3,30)^2}{8} = 3,36 \text{ KN.m}$$

✓ Travée 2-3 =travée 4-5

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2,47 \cdot (3,35)^2}{8} = 3,46 \text{ KN.m}$$

✓ Travée 3-4 (L=3,40m)

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2,47 \cdot (3,40)^2}{8} = 3,56 \text{ KN.m}$$

✓ L'ELS

✓ Travée 1-2=Travée 5-6 :(L=3.30 m)

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{1,72 \cdot (3,30)^2}{8} = 2,34 \text{ KN.m}$$

✓ Travée 2-3 =travée4-5

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{1,72 \cdot (3,35)^2}{8} = 2,41 \text{ KN.m}$$

✓ Travée 3-4(L=3,40m)

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{1,72 \cdot (3,40)^2}{8} = 2,48 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis**

a) **Appuis de rive**

$M_1=M_6=0$; sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à $0.15M_0$.

b) **Appuis voisin de rive**

✓ **L'ELU**

$$\begin{cases} M_2 = -0,5 M_{2-3} = -0,5 \times 3,46 = -1,73 \text{KN.m} \\ M_5 = -0,5 M_{5-6} = -0,5 \times 3,36 = -1,68 \text{KN.m} \end{cases}$$

c) **Appuis intermédiaires**

$$\begin{cases} M_3 = -0,4 \max (M_{2-3}, M_{3-4}) = -0,4 \max (3,56, 3,46) = -1,42 \text{KN.m} \\ M_4 = -0,4 \max (M_{3-4}, M_{4-5}) = -0,4 \max (3,56, 3,46) = -1,42 \text{KN.m} \end{cases}$$

d) **Appuis voisin de rive**

✓ **L'ELS:**

$$\begin{cases} M_2 = -0,5 M_{2-3} = -0,5 \times 2,41 = -1,2 \text{KN.m} \\ M_5 = -0,5 M_{5-6} = -0,5 \times 2,34 = -1,17 \text{KN.m} \end{cases}$$

e) **Appuis intermédiaires**

$$\begin{cases} M_3 = -0,4 \max (M_{2-3}, M_{3-4}) = -0,4 \max (2,41, 2,48) = -0,99 \text{KN.m} \\ M_4 = -0,4 \max (M_{3-4}, M_{4-5}) = -0,4 \max (2,48, 2,41) = -0,99 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment sur travées**

➤ **Calcul des coefficients**

Tableau (III.11) : Tableau récapitulatif des coefficients.

Coefficients / plancher	stockage
$\alpha = Q/G + Q$	0,58
(1+0,3α)	1,174
(1,2+0,3α) / 2	0,68

✓ **L'ELU**

- Travée 1-2

$$\begin{cases} M_t \geq 1,174 \times 3,63 + \frac{-1,73}{2} = 3,57 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,68 \times 3,63 = 2,46 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Travée 2-3

$$\begin{cases} M_t \geq 1,174 \times 3,46 + \frac{-1,73 - 1,42}{2} = 2,48 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,68 \times 3,46 = 2,35 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Travée 3-4

$$\begin{cases} M_t \geq 1,174 \times 3,56 + \frac{-1,42 - 1,42}{2} = 2,75 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,68 \times 3,56 = 2,42 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée 4-5

$$\begin{cases} M_t \geq 1,174 \times 3,46 + \frac{-1,42 - 1,68}{2} = 2,51 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,68 \times 3,46 = 2,35 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Travée 5-6

$$\begin{cases} M_t \geq 1,174 \times 3,36 + \frac{-1,68}{2} = 3,1 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,68 \times 3,36 = 2,28 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ L'ELS**- Travée 1-2**

$$\begin{cases} M_t \geq 1,174 \times 2,34 + \frac{-1,2}{2} = 2,14 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,68 \times 2,34 = 1,59 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Travée 2-3

$$\begin{cases} M_t \geq 1,174 \times 2,41 + \frac{-1,42 - 0,99}{2} = 1,62 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,68 \times 2,41 = 1,63 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Travée 3-4

$$\begin{cases} M_t \geq 1,174 \times 2,48 + \frac{-0,99 - 0,99}{2} = 1,92 \text{KN.m} \\ M_t \geq 0,68 \times 2,48 = 1,68 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Travée 4-5

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.174 \times 2,41 + \frac{-0,99 - 1,17}{2} = 1,74 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.68 \times 2,41 = 1,63 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Travée 5-6

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.174 \times 2,34 + \frac{-1,17}{2} = 2,16 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.68 \times 2,34 = 1,59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2) Calcul de efforts tranchant**✓ L'ELU****- Travée 1-2**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{7,15 \times 3,30}{2} = 11,79 \text{ KN} \\ V_2 = 1.15 \times V_1 = 13,56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée 2-3

$$\left\{ \begin{array}{l} V_2 = 1.15 \times \frac{7,15 \times 3,35}{2} = 13,77 \text{ KN} \\ V_3 = 1.15 \times V_2 = 15,83 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée 3-4

$$\left\{ \begin{array}{l} V_3 = 1.15 \times \frac{7,15 \times 3,40}{2} = 13,97 \text{ KN} \\ V_4 = 1.15 \times V_3 = 16,07 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée 4-5

$$\left\{ \begin{array}{l} V_4 = 1.15 \times \frac{7,15 \times 3,35}{2} = 13,77 \text{ KN} \\ V_5 = 1.15 \times V_4 = 15,83 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée 5-6

$$\left\{ \begin{array}{l} V_5 = 1.15 \times \frac{7,15 \times 3,30}{2} = 13,56 \text{ KN} \\ V_6 = \frac{7,15 \times 3,30}{2} = 11,79 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ L'ELS

- Travée 1-2

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{5,12 \times 3,30}{2} = 8,44 \text{ KN} \\ V_2 = 1,15 \times V_1 = 9,71 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée 2-3

$$\left\{ \begin{array}{l} V_2 = 1,15 \times \frac{5,12 \times 3,35}{2} = 9,86 \text{ KN} \\ V_3 = 1,15 \times V_2 = 11,33 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée 3-4

$$\left\{ \begin{array}{l} V_3 = 1,15 \times \frac{5,12 \times 3,40}{2} = 10 \text{ KN} \\ V_4 = 1,15 \times V_3 = 11,51 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée 4-5

$$\left\{ \begin{array}{l} V_4 = 1,15 \times \frac{5,12 \times 3,35}{2} = 9,86 \text{ KN} \\ V_5 = 1,15 \times V_4 = 11,34 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée 5-6

$$\left\{ \begin{array}{l} V_5 = 1,15 \times \frac{5,12 \times 3,30}{2} = 9,71 \text{ KN} \\ V_6 = \frac{5,12 \times 3,30}{2} = 8,44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tableau (III.12) : Sollicitation à L'ELU des poutrelles de plancher stockage

Travée	L(m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_e (KN.m)	M_w (KN.m)	M_t (KN.m)	V_e (KN)	V_w (KN)
1-2	3.30	7.15	3.36	0	-1.73	3.57	11.79	13.56
2-3	3.35	7.15	3.46	-1.73	-1.42	2.48	13.77	15.83
3-4	3.40	7.15	3.56	-1.42	-1.42	2.75	13.97	16.01
4-5	3.35	7.15	3.46	-1.42	-1.68	2.51	13.77	15.83
5-6	3.30	7.15	3.36	-1.68	0	3.1	13.56	11.79

MOMENT FLECHISSANT [KN.m]

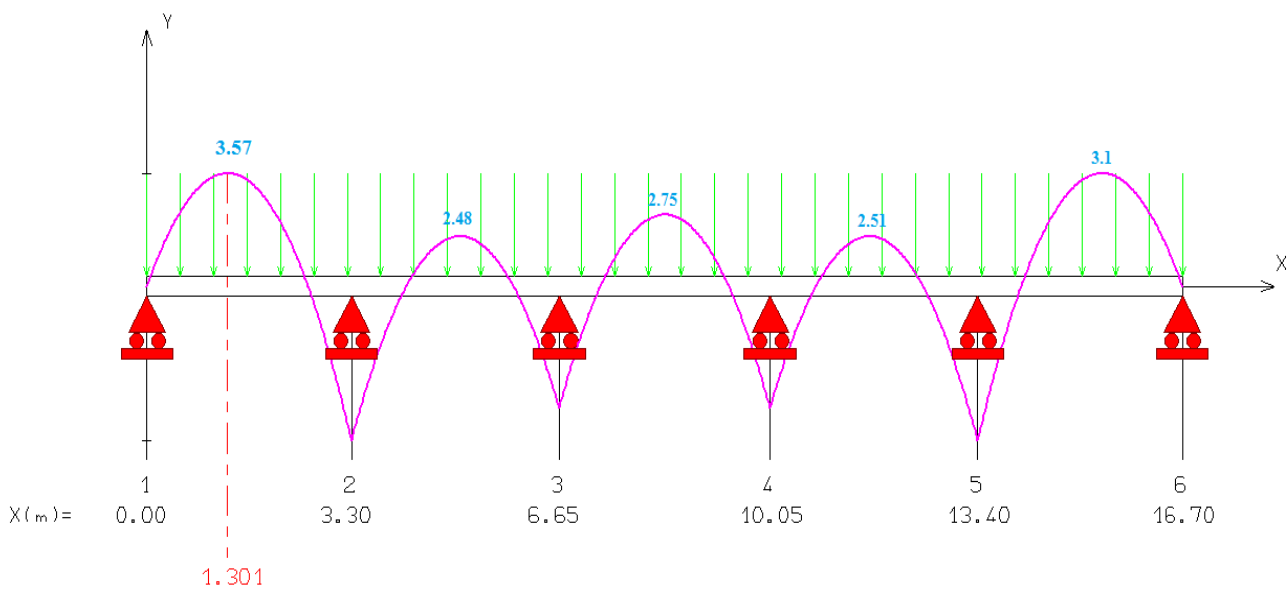


Figure (III.17) : Diagramme des moments fléchissant à ELU

EFFORT TRANCHANT [kN]

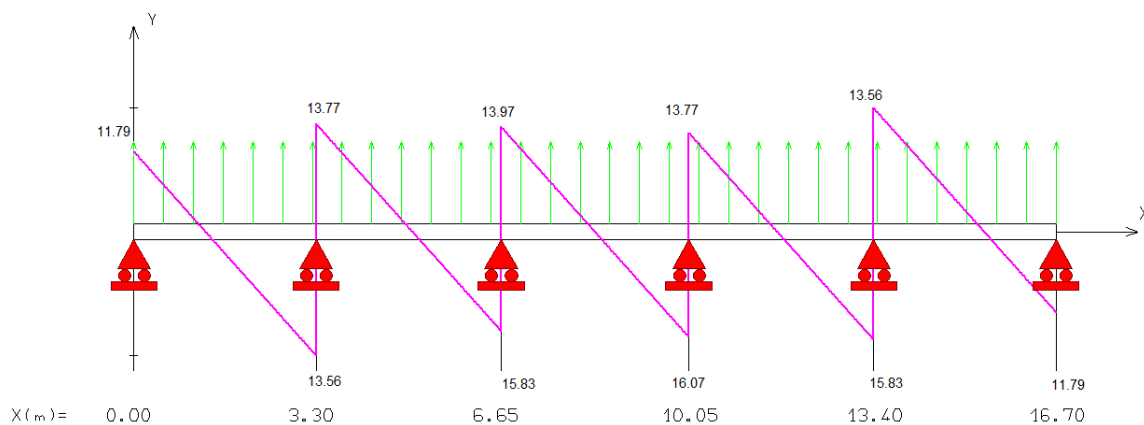


Figure (III.18) : Diagramme des efforts tranchants à ELU

Tableau (III.13) : Sollicitation à L'ELS des poutrelles de plancher stockage

Travée	L(m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_e (KN.m)	M_w (KN.m)	M_t (KN.m)	V_e (KN)	V_w (KN)
1-2	3.30	5.12	2.34	0	-1.2	2.14	8.44	9.71
2-3	3.35	5.12	2.41	-1.2	-0.99	1.63	9.86	11.33
3-4	3.40	5.12	2.48	-0.99	-0.99	1.92	10	11.51
4-5	3.35	5.12	2.41	-0.99	-1.17	1.74	9.86	11.34
5-6	3.30	5.12	2.34	-1.17	0	2.16	9.71	8.44

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

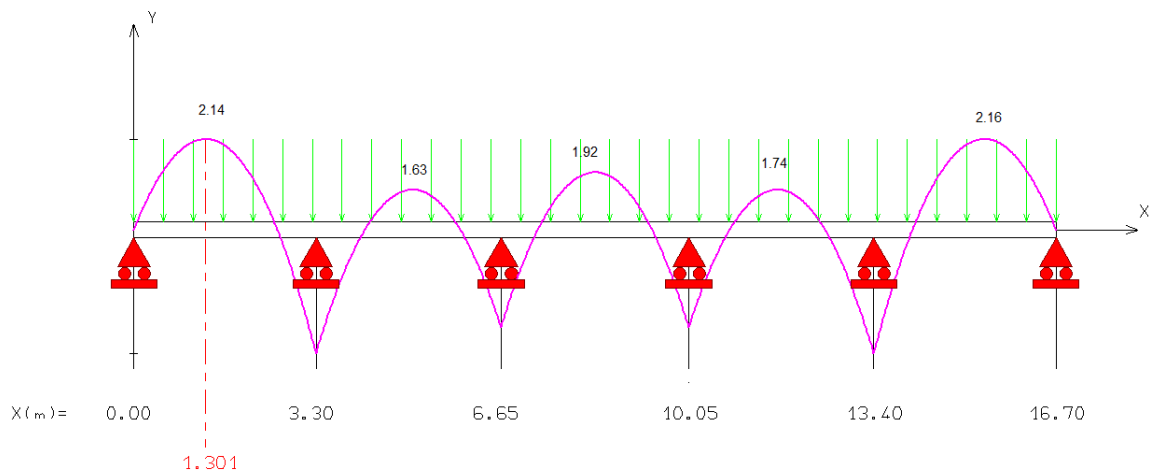


Figure (III.19) : Diagramme des moments fléchissants à ELS

EFFORT TRANCHANT [kN]

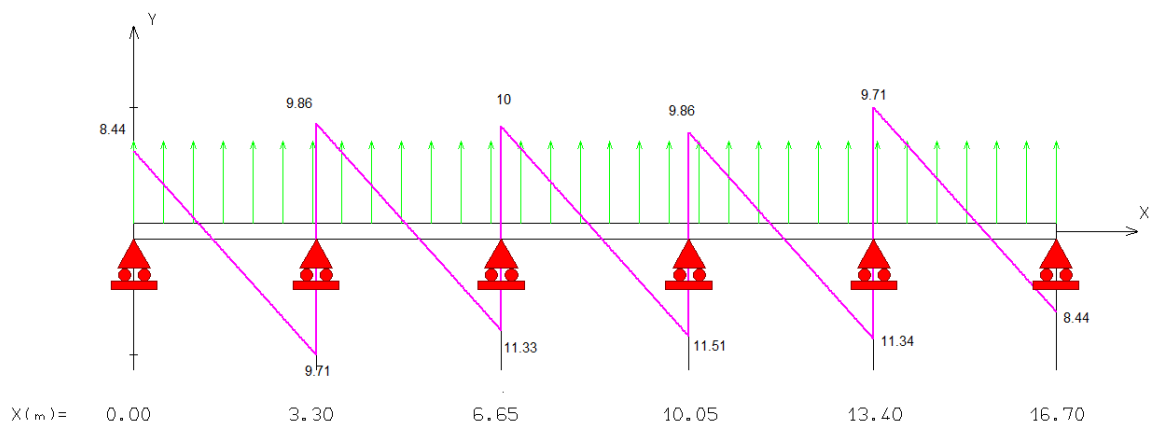


Figure (III.20) : Diagramme des efforts tranchants à ELS

Tableau (III.14) : récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

Type de plancher	Solicitations	ELU			ELS		
		M ^{max} ape (KN.m)	M ^{max} trav (KN.m)	V ^{max} (KN)	M ^{max} appui (KN.m)	M ^{max} trav (KN.m)	V ^{max} (KN)
Plancher de commercial		1.73	3.57	16.07	1.2	2.16	11.51

III.5.3.calcul des armatures à L'E.L.U

En travée

M_{u max} = 3.57 KN.m , M_{ser max} = 2.16 KN.m et b ≠ b₀ . →

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants.

$$F_{bc} = b \times h_0 \times F_{bu}$$

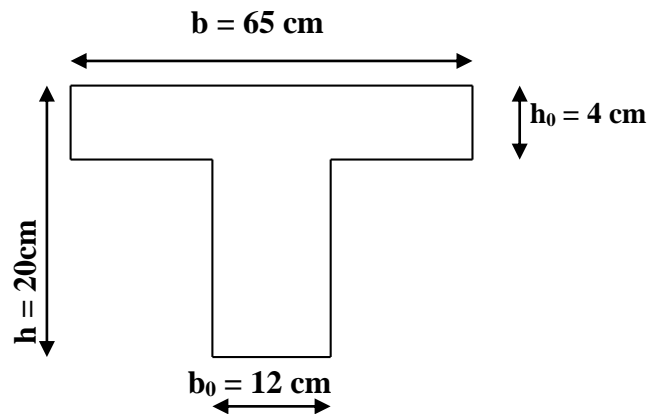
$$F_{bc} = 650 \times 40 \times 14.17 \times 10^{-3} = 368.42 \text{KN}$$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2}$$

Avec d = 0.9h = 0.9 × 20 = 18

$$Z_b = d = 0.9h - \frac{h_0}{2} = 16 \text{cm}$$

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b = 368.42 \times 0.16 = 58.95 \text{KN.m}$$



M_{tu} > M_u ⇒ l'axe neutre passe dans la table de compression, nous considérons une section rectangulaire de largeur (b = 65 cm).

- le ferraillage est calculé à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,57 \times 10^3}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17 \times 10^6} = 0.011$$

$$10^4 \mu_{tu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.65$$

$$\mu_{tu} = 0.385 > \mu_{bu} = 0.051 \rightarrow A' = 0$$

Méthode simplifiée

$$Z_b = d [1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}]$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b F_{ed}}$$

Tableau (III.15) : Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.

	M _u (KN. m)	μ _{bu}	μ _{lu}	A'(cm ²)	Z _b (cm)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée
Travée	3.57	0.011	0,385	0	17.88	0.57	1.41	3HA8
								1,51cm²
Appui	1.73	0.005	0.385	0	17.94	0.27	0.21	2HA8
								1.01cm²

➤ **Armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{20}{35}, \frac{10}{10}, 8\right) \Rightarrow \phi \leq 0,57 \text{ cm}$$

On prend Ø = 8 mm on adopte **2HA8** avec A_t = 0.56cm²

Espacement :

D'après RPA99/V2003

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement : St = 15cm.

Vérification

1) **Vérification à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)**

-Sur appui : A_t=1,01cm²>0,21cm²..... Vérifiée.

-Sur travée : A_t=1,51cm²> 1,41cm²..... Vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

➤
$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d} \leq \tau_{u \lim} \quad \text{Avec : } V_{u \max} = 16,07 \text{ KN.}$$

➤ Pour des fissurations peu préjudiciables ; on a

$$\tau_{u\lim} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,20 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{u\lim} \leq 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16,07}{100 \times 180} \times 10^3 = 0,89 \text{ MPa} \Rightarrow$$

$$\tau_u = 0,89 \text{ MPa} < \tau_{u\lim} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de Contrainte d'adhérence BAEL91 Art A.6.1, 3**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq 1,5$ on prend $\bar{\Psi}_s = 1.5$

D'où $\bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

et on a : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des armatures tendus.

Donc :

$$\sum U_i = 3 \times 2 \times \pi \times R = 113.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'ancrage des barres**

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \text{ , } l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,16 \text{ cm}$$

➤ **Espacement**

$$S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267 b_0 \times a \times f_{c28}$ Avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,10 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 108,13 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 108,13 \text{ KN}$$

- Appuis de rive :
 $V_{\max} = 13,56 \text{ KN} < 108,13 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**
- Appuis intermédiaires :
 $V_{\max} = 16,07 \text{ KN} < 108,13 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

2) Vérification à l'ELS

➤ **Contrainte de compression dans le béton**

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

➤ **La position de l'axe neutre**

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$Y = 15 \frac{(A+A')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b}{dA-d'A'}} - 1 \right]$$

$$b = 7.5 (A + A')^2$$

➤ **Moment d'inertie**

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante :

$$I = by^3 / 3 + 15[A(d-y)^2 + A'(y-d')^2]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Tableau (III.16) : Vérification de calcul des armatures à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	condition
travée	2.16	1.51	5671.20	3.21	0.038	1.21	15	Condition vérifié
appuis	1.2	1.01	5671.20	3.21	0.021	0.67	15	Condition vérifié

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

➤ **Vérification de la flèche (BAEL91/ArtB.6.5,2)**

Nous avons une fissuration non préjudiciable **donc** aucune vérification n'est nécessaire.

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,05 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

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

$$\frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

➤ **Calcul de la flèche**

Avec : $h_t = 20 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $L = 3.40 \text{ m}$; $A_s = 1.51 \text{ cm}^2$

$M_{\text{ser, travée}} = 2.16 \text{ kN.m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

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

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{pour : } L \leq 5.00 \text{ m}$$

$$L = 3.40 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{340}{500} = 0.68 \text{ cm.}$$

-Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[1.51 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 44782.93 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul du facteur (λ)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1.51}{10 \times 18} = 0.0083$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0083 \times (2 + 3 \times 0.154)} = 5.13$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i$$

✓ Calcul des moments

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{5.38 \times 3.40^2}{8} = 7.77 \text{ KN.m}$$

2. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{3.8 \times 3.40^2}{8} = 5.49 \text{ KN.m}$$

3. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{\text{ser}} = 2.16 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des contraintes

$$* \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 7.77}{5671.2} (18 - 3.21) \Rightarrow \sigma_{sg} = 303.95 \text{ MPa}$$

$$* \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 5.49}{5671.2} (18 - 3.21) \Rightarrow \sigma_{sj} = 214.76 \text{ MPa}$$

$$* \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 2.16}{5671.2} (18 - 3.21) \Rightarrow \sigma_{sp} = 84.49 \text{ MPa}$$

✓ Calcul des paramètres (μ)

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0083 \times 303.95 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.30$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0083 \times 214.76 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.39$$

$$* \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0083 \times 84.49 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.74$$

✓ Calcul de l'inertie fissurée

$$* I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 44782.93}{1 + 0.4 \times 5.13 \times 0.30} \Rightarrow I_{fv}^g = 30490.97 \text{cm}^4$$

$$* I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 44782.93}{1 + 5.13 \times 0.30} \Rightarrow I_{fi}^g = 19401.82 \text{cm}^4$$

$$* I_{fi}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 44782.93}{1 + 5.13 \times 0.39} \Rightarrow I_{fi}^i = 16416.57 \text{cm}^4$$

$$* I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 44782.93}{1 + 5.13 \times 0.74} \Rightarrow I_{fi}^p = 10008.37 \text{cm}^4$$

✓ Calcul des flèches

$$* f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{7.77 \times 340^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 30490.97} \Rightarrow f_{gv} = 0,27 \text{cm}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{7.77 \times 340^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 19401.82} \Rightarrow f_{gi} = 0.14 \text{cm}$$

$$* f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{5.49 \times 340^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 19401.82} \Rightarrow f_{ji} = 0.10 \text{cm}$$

$$* f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{2.16 \times 340^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 10008.37} \Rightarrow f_{pi} = 0.077 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\text{Donc } \Delta f_t = (0.27 - 0.1 + 0.077 - 0.14) = 0.1 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = 0.1 \text{cm} < \bar{f} = 0.68 \text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion** : ferraillage adopté

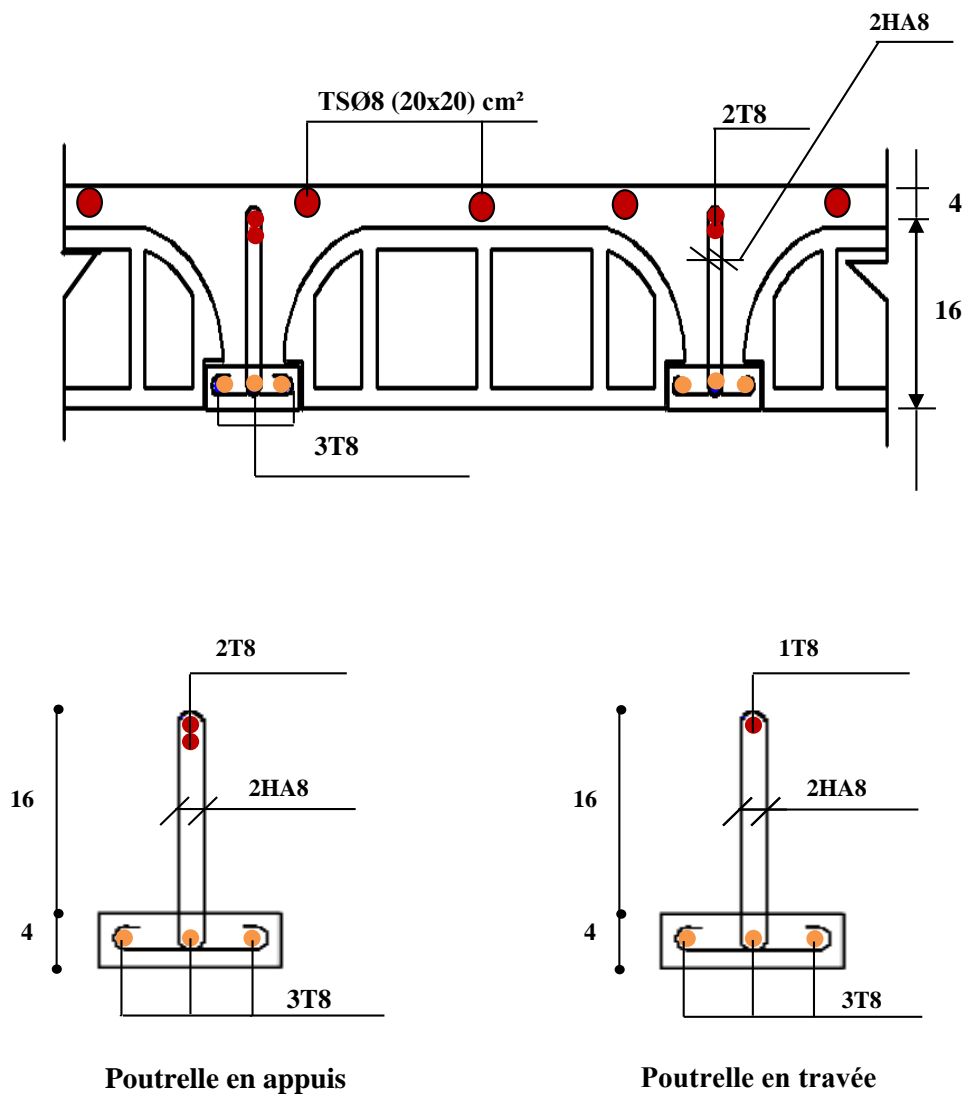


Figure (III.21) : Schéma de ferraillage des poutrelles.

➤ **Ferraillage de la dalle de compression**

La dalle de compression sera armée par des treillis soudé continue, totalement ancrés dans les appuis de rive.

➤ **Les armatures perpendiculaires**

Selon le CBA 93 (A.6.8.4.2.3)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ **Les armatures parallèles**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte :

$A_{\perp} = 5\text{HA8} = 1.41 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm

$A_{\parallel} = 5\text{HA8} = 1.41 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm

On prend un treillis soudé de **HA8 (200*200)**

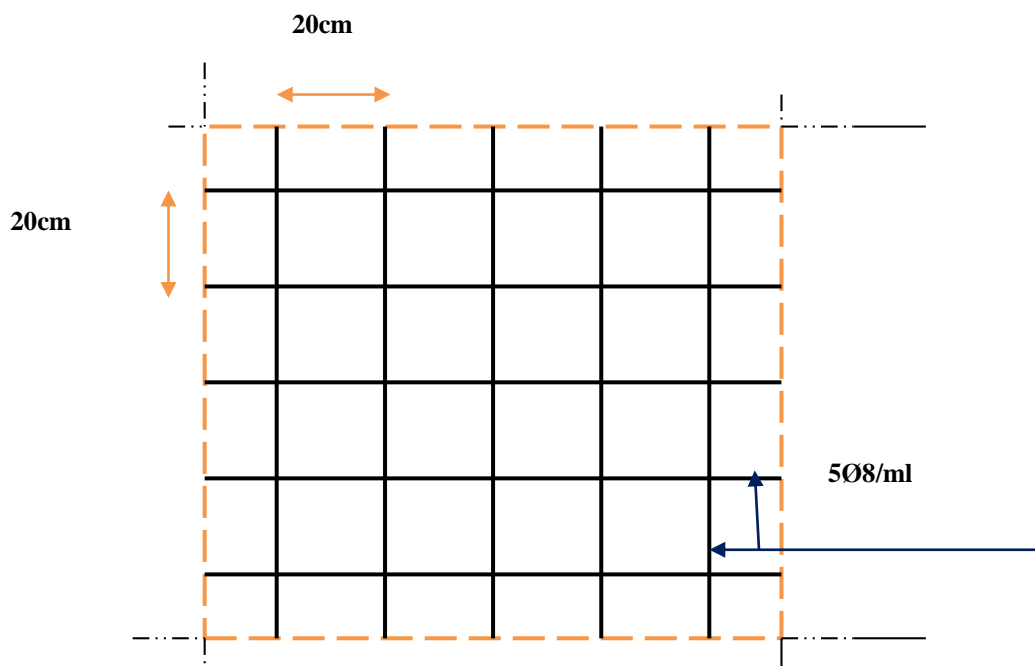


Figure (III.22) : Schéma de ferraillage de la dalle de compression.

III.6. Etude de la salle des machines

Définition

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $V = 1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(1,55 \times 1,70) \text{ m}^2$ pouvant charger huit (08) personnes. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de $5,7$ tonnes.

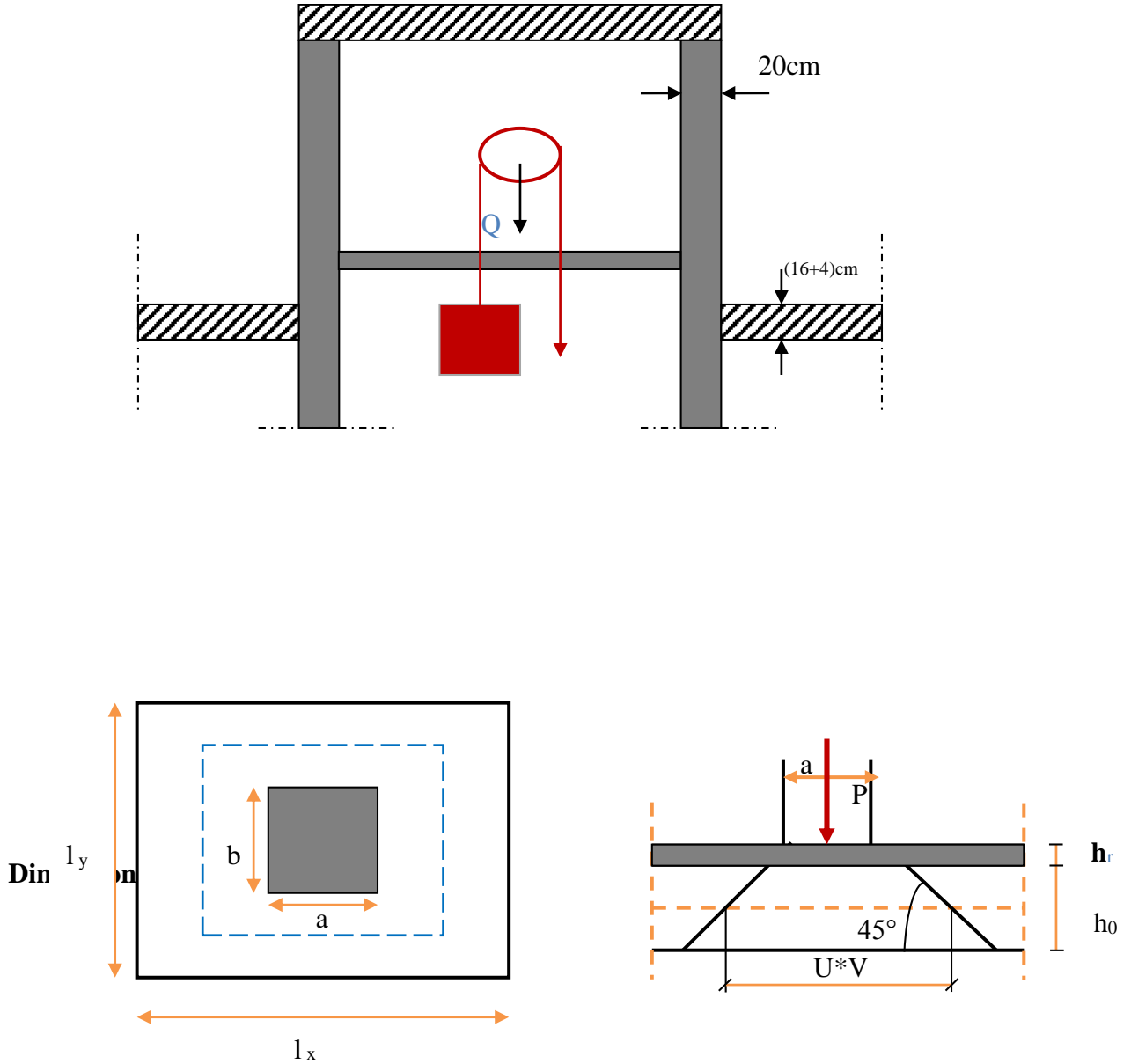


Figure (III.23) : Répartition de la charge localisée sur la dalle.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,55}{1,70} = 0,91 > 0,4 \quad \Longrightarrow \quad \text{La dalle porte sur les deux sens, elle est}$$

soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

➔ **Pour un panneau isolé**

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{155}{30} = 5,16 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend : $h_0 = 15 \text{ cm}$

La dalle encastrée sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

- h_0 : Epaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)
- e : Epaisseur du revêtement ($e=4\text{cm}$)
- p : la charge concentrée
- $k = 1$, car les revêtements est aussi solide que le béton.
- $a = b=100\text{cm}$

ν : coefficient de poisson

$$\text{On aura } \begin{cases} U = a+2k.e+h_0 = 100+2 \times 4+15 = 123 \text{ cm} \\ U = V = 123 \text{ cm} \\ V = b+2k.e+h_0 = 100+2 \times 4+15 = 123 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

1) À L'ELU ($\nu = 0$)

- Système de levage : $q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KN}$
- Dalle en béton armé : $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,04) = 4,63 \text{ KN/m}$.

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

$$q_u = (1,35 \times 4,63 + 1,5 \times 1) = 7,75 \text{ KN/m.}$$

2) À L'ELS ($\nu = 0,2$)

- Système de levage : $q_{\text{ser}} = 57 \text{ KN}$.

➤ Dalle en béton armé : $q_{ser} = (4,63 + 1) = 5,63$ KN.

Principe de calcul

• **Calcul des moments dus au système de levage**

M_1, M_2 : coefficients donnés en fonction de $(\alpha, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y})$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \cdot M_1 \\ M_{y1} = q_u \cdot M_2 \end{cases}$$

• **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}**

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec: coefficient de poisson $\begin{cases} v = 0,2 \longrightarrow \text{à L'ELS.} \\ v = 0 \longrightarrow \text{à L'ELU.} \end{cases}$

1) **À L'ELU ($v = 0$)**

a) **Calcul de M_{x1} ; M_{y1} dus au système de levage**

$$\begin{cases} \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,55}{1,70} = 0,91 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{123}{155} = 0,79 \mathbf{D'ou} : M_1 = 0,062 ; M_2 = 0,043 \longrightarrow \text{(tableau de PIGEAUD)} \\ \frac{V}{L_y} = \frac{123}{170} = 0,72 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q (M_2 + v M_1) \end{cases} \longrightarrow \mathbf{Avec : v=0}$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 76,95 \times 0,062 = 4,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 76,95 \times 0,043 = 3,3 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M \end{array} \right. \longrightarrow \text{Avec : } M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Pour: $\rho=0,91$ \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0448 \\ \mu_y = 0,798 \end{array} \right.$

$M_{x2} = 0,0448 \times 7,75 \times (1,55)^2 = 0,83 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = 0,83 \times 0,798 = 0,66 \text{ KN.m}$

c) Superposition des moments

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,77 + 0,83 = 5,6 \text{ KN.m}$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,3 + 0,66 = 3,96 \text{ KN.m}$

Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$M_{X \text{ app}} = \left\{ \begin{array}{l} -0,30M_x \longrightarrow M_{Y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85M_x \longrightarrow M_{y \text{ tra}} = 0,85M_y \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (III.17) : les moments à l'ELU.

	Sens	Zone	Moments (KN.m)
ELU	X-X	Sur appuis	1,68
		En travée	4,76
	Y-Y	Sur appuis	1,18
		En travée	3,36

2) À L'ELS ($\nu=0,2$)

a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,55}{1,70} = 0,91 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{123}{155} = 0,79 \text{ D'où : } M_1 = 0,062 ; M_2 = 0,043 \longrightarrow (\text{tableau de PIGEAUD}) \\ \frac{V}{L_y} = \frac{123}{170} = 0,72 \end{array} \right.$$

Donc :

$$M_{x1} = q_s \cdot (M_1 + \nu M_2) = 57 \times (0,062 + 0,2 \times 0,043) = 4,02 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_s \cdot (M_2 + \nu M_1) = 57 \times (0,043 + 0,2 \times 0,062) = 3,15 \text{ KN.m.}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right. \longrightarrow \text{ Avec : } \nu = 0,2$$

Pour : $\rho = 1$ $\left[\begin{array}{l} \mu_x = 0,0519 \\ \mu_y = 0,861 \end{array} \right] \longrightarrow \text{ tableau BAEL 91 mod 99}$

$$M_{x2} = 0,0519 \times 5,63 \times (1,55)^2 = 0,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,861 \times 0,70 = 0,6 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,02 + 0,7 = 4,72 \text{ KN.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,15 + 0,6 = 3,75 \text{ KN.m}$$

• Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X \text{ app}} = -0,30M_x \longrightarrow M_{Y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85M_x \longrightarrow M_{Y \text{ tra}} = 0,85M_y \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableaux (III.18) : les moments à l'ELS.

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	1,41
		En travée	4,01
	Y-Y	sur appuis	1,12
		En travée	3,18

Diagrammes des moments

À L'ELU

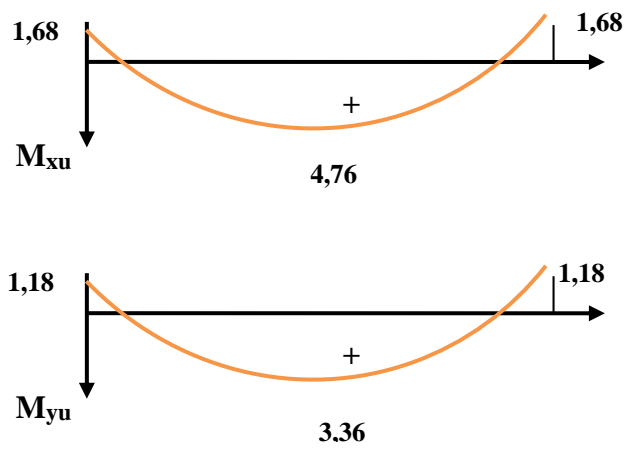


Figure (III.24) : Diagrammes des moments à L'ELU (KN.m)

À L'ELS

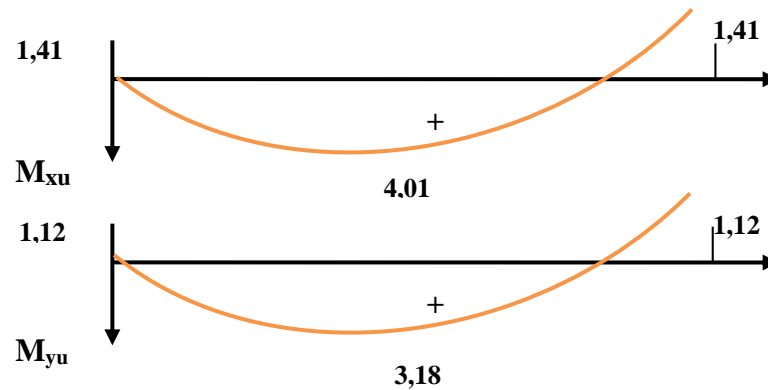


Figure (III.25) : Diagrammes des moments à L'ELS (KN.m).

Calcul des armatures en flexion simple

➤ Calcul à L'ELU

Le calcul se fait pour une bande de 1m

1. Ferraillage dans le sens x-x

✓ (fissuration peu préjudiciable).

$H=15\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $\gamma_s=1,15$; $\gamma_b=1,5$; FeE400 ; $F_{ed}=348\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$;
 $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $F_{bu}=14,2\text{MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{4,76 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,20} = 0,018$$

⇒ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,18$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,18) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,223$$

$$\mu_{bu} = 0,018 < \mu_{lu} = 0,223 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0,018 < 0,223 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,135[1 - 0,6(0,018)] = 0,133\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{4,76 \times 10^6}{133 \times 348} = 1,02\text{cm}^2$$

$$\mathbf{As = 1,02\text{cm}^2}$$

On adopt:

$$\mathbf{4T 8 = 2.01\text{ cm}^2}$$

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h=15cm

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : **St=25cm**

2. Ferraillage dans le sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{3.36 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,20} = 0,012$$

⇒ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.18$$

$$\mu_{tu} = [3440(1.18) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.223$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_{tu} = 0,223 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0,012 < 0,223 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,135[1 - 0,6(0,012)] = 0,134\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{3.36 \times 10^6}{134 \times 348} = 0.72\text{cm}^2$$

$$\mathbf{As = 0.72\text{cm}^2}$$

On adopt:

$$\mathbf{4T 8 = 2.01\text{ cm}^2}$$

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h=15cm

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend: $S_t=25\text{cm}$

III.6.1. Les Vérifications

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \delta_0 b \cdot h \frac{3-\rho}{2}$$

Avec : $\delta_0 = 0,0008$ pour FeE400 et $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3 - \frac{155}{170}}{2} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_x = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Condition vérifiée

$A_y = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x) et (y).

b) Diamètre maximal des barres

$$\phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Nous choisissons des T8, donc la condition est vérifiée.

c) Espacement des barres

Armatures $A_x // L_x$

➤ $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = \min \{45, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Armatures $A_y // \text{à } L_y$

➤ $S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min \{60 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : périmètre du contour de l'aire suivant laquelle la charge agit dans le plan du feuillet moyen.

e) Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

On doit vérifier que :

$$U=V \longrightarrow V = \frac{qu}{2u+v} = \frac{76,95}{2 \times 1,23 + 1,23} = 20,85 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{20,85 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,154 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$ **Vérifiée.**

III.6.2. Vérification à L'ELS

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

❖ Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

▪ Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

➤ **Sens XX :**

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
appuis	1.42	0.72	0	1.36	15	Vérifiée
travée	4.01	2.01	0	2.46	15	Vérifiée

➤ Sens YY :

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appuis	1.12	0.72	0	1.07	15	Vérifiée
travée	3.18	2.01	0	1.95	15	Vérifiée

Schéma de ferraillage

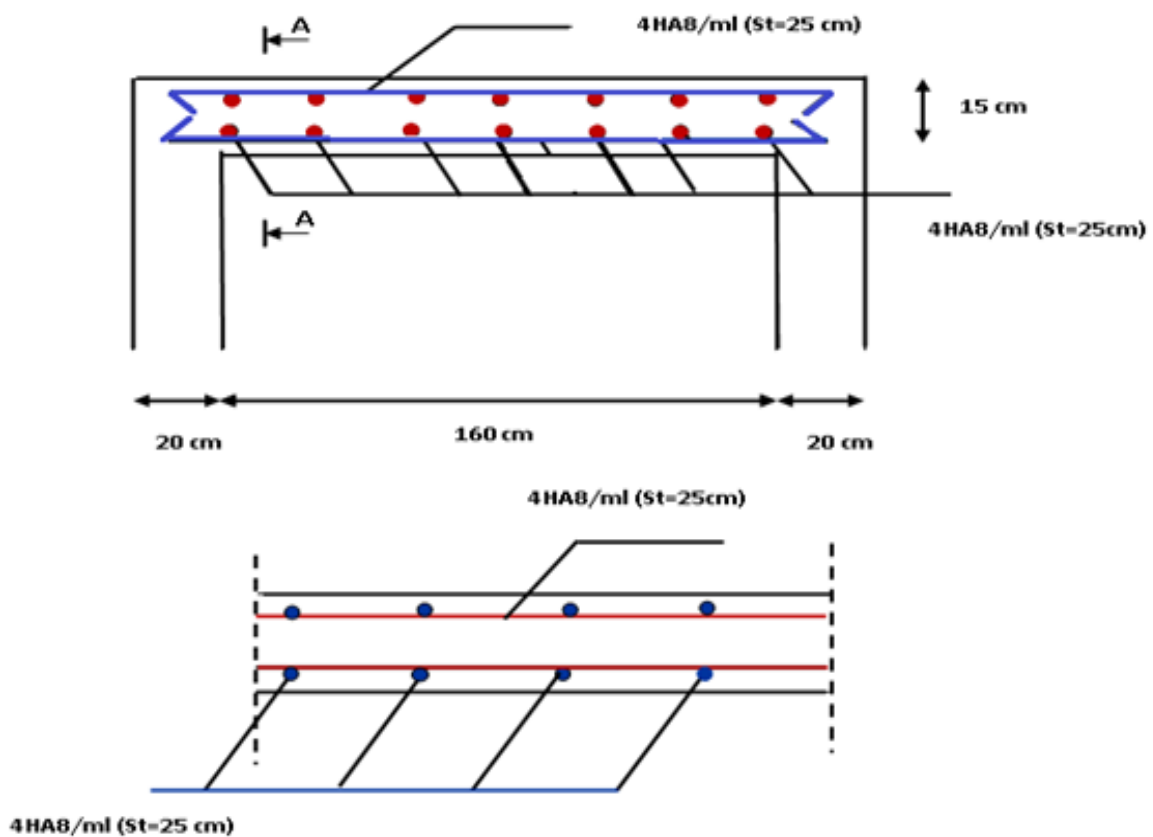


Figure (III .26) : schéma de ferraillage de la dalle.

CHAPITRE IV

Etude dynamique et sismique

IV.1. Etude dynamique

IV.1.1. Introduction

La structure en question est sujette à l'action du séisme. Les secousses telluriques engendrent dans les constructions des accélérations qui peuvent être d'un ordre de grandeur de telle sorte à influencer négativement sur la stabilité de celle-ci. Il en résulte des efforts importants pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Notre structure se trouvant dans une zone sismique, une étude dynamique s'impose dans le but de limiter dans la mesure du possible, les dégâts sur éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure.

IV.1.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.3. Modélisation mathématique

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

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

IV.1.4. Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux,), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits en utilisant le logiciel ETABS.

a/ Description du logiciel ETABS

ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.)

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

b/Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on choisit.

c/Modélisation de la masse

Selon le RPA 99/V2003, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité βQ avec $\beta=0.2$ correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

❖ Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7.4 nous à donner la vue en 3D suivante :

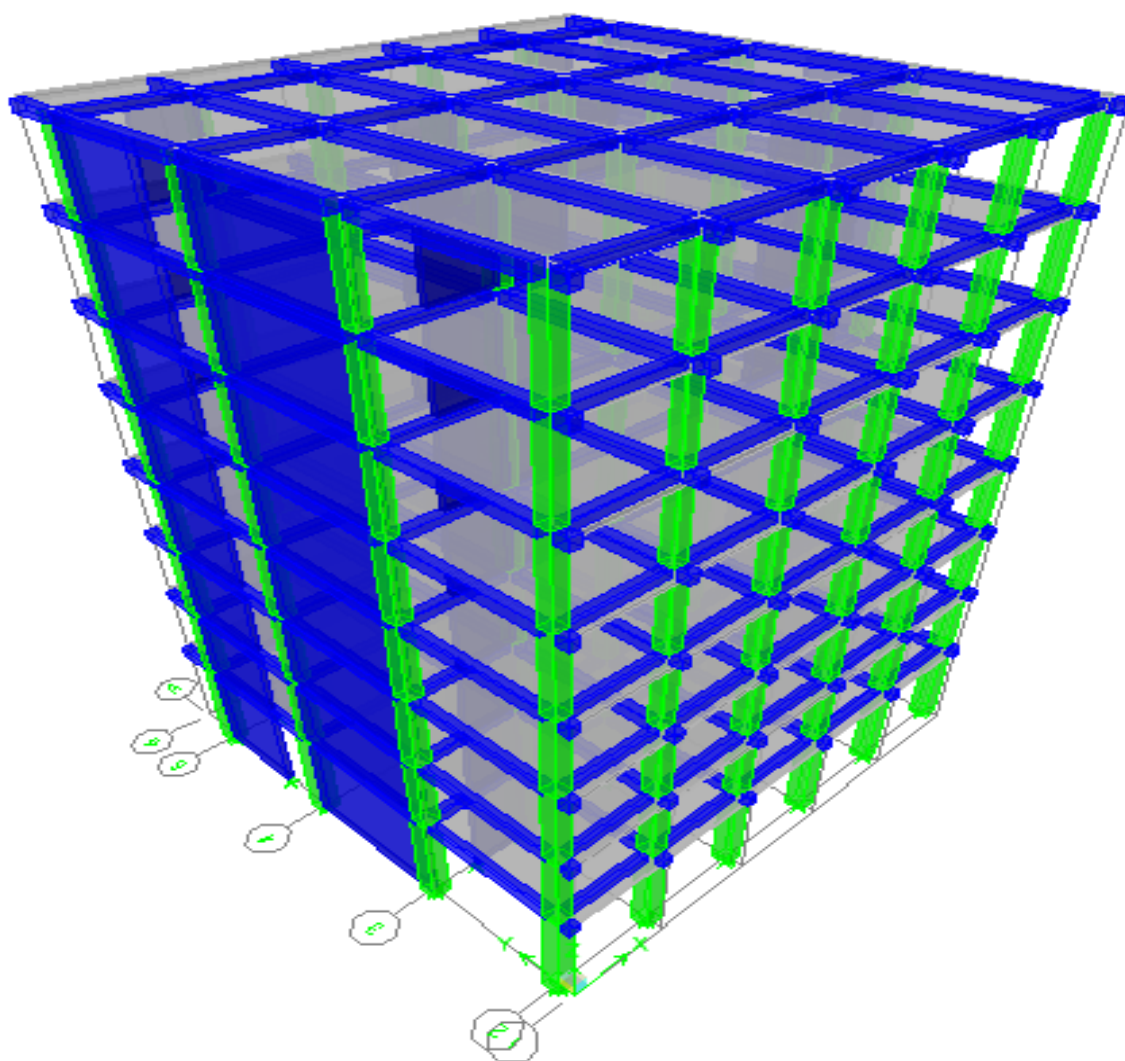


Figure (IV.1) : Schéma de la structure en 3D.

IV.2 Etude sismique de bâtiment

IV.2.1. Introduction

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante, le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

➤ Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre bâtiment on a une irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

➤ Condition d' RPA99/Version 2003 :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 / Version 2003 (article 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

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

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

a) Principe

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- ✓ La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- ✓ Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- ✓ Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.

- ✓ Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.
- ✓ cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- ✓ méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) Application

On a la formule suivante : $V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$

Avec : V_t : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure

1) Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV.2.3. Méthode statique équivalente : RPA (Article 4.2)

a) Principe

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone IIa , 30 m en zone III et IIb.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, toutes les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

b) Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule

suivante:
$$V = \frac{ADQ}{R} W_T$$

A: coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

D: facteur d'amplification dynamique.

Q: facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W_T: poids total du bâtiment

❖ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone (**IIa**) et groupe d'usage **2** \Rightarrow **A = 0.15**

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble (S₃).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \dots\dots\dots \end{cases} \text{ (Tableau 4.7 R.P.A 2003).}$$

η : Facteur de correction d’amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 = \mathbf{0.816} \dots\dots\dots \text{(Article 4.2 R.P.A 2003).}$$

ξ: est le pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance de remplissages.....(Tableau 4-2 R.P.A 2003).

On prend le cas le plus défavorable pour ξ =8,5%.

c) Estimation de la période fondamentale

- La période fondamentale T= 0.6498s inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

$$T = C_T h_N^{3/4} \text{(Article 4-2-4 RPA99/VER2003).}$$

C_T: Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A 2003) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé ⇒ . C_T = **0,05**

$$h_N = 25.48m.$$

$$D'où : T = 0,05(25.48)^{\frac{3}{4}} = 0.5670s$$

$$\text{Alors : } 1.3 \times 0.567 = 0.7371$$

$$\mathbf{T = 0.7371s}$$

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d}}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a) sans longitudinale : $dx = 16.7 \text{ m} \longrightarrow T = 0.561 \text{ s.}$

b) sens transversale : $dy = 14.7 \text{ m} \longrightarrow T = 0.598 \text{ s.}$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Dunc:

$$\begin{cases} T_x = 0.561 \text{ s.} \\ T_y = 0.598 \text{ s.} \end{cases}$$

On a: $T_2 = 0.5 \text{ s}$

$$\checkmark T_2 = 0.5 \text{ s} < T_x < 3.0 \text{ s} \text{ donc } D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\checkmark T_2 = 0.5 \text{ s} < T_y < 3.0 \text{ s} \text{ donc } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

✓ D'où:

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.561}\right)^{2/3} = 1,88 \\ D_y = 2,5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.598}\right)^{2/3} = 1.81 \end{cases}$$

❖ **Coefficient de comportement global (R)**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement ; $R=3.5$ (notre structure est contreventée par des voiles porteurs).

❖ **Facteur de qualité Q**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots \text{(Article 4 .4 R.P.A 2003).}$$

Ou : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P. A 2003

Tableau (IV.1) : Valeurs des pénalités.

Critère	P _q (S. long)	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1
Q (totale)	1.25	

❖ **Poids total de la structure, W**

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

$\beta = 0,20$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés)

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes. ; W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau (IV.2) : Valeurs des paramètres.

A	D _x	D _y	Q	R	T(S)	W(KN)
0.15	1.88	1.81	1.25	3.5	0.7371	21965,11091

d) Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} : T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

Le nombre de modes à considérer est : 12 modes. (Participation modale de mode 12 ; 90.20%).

IV.2.4. Choix de la disposition des voiles

On a pris en considération le plan d'architecture en prévoyant un nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

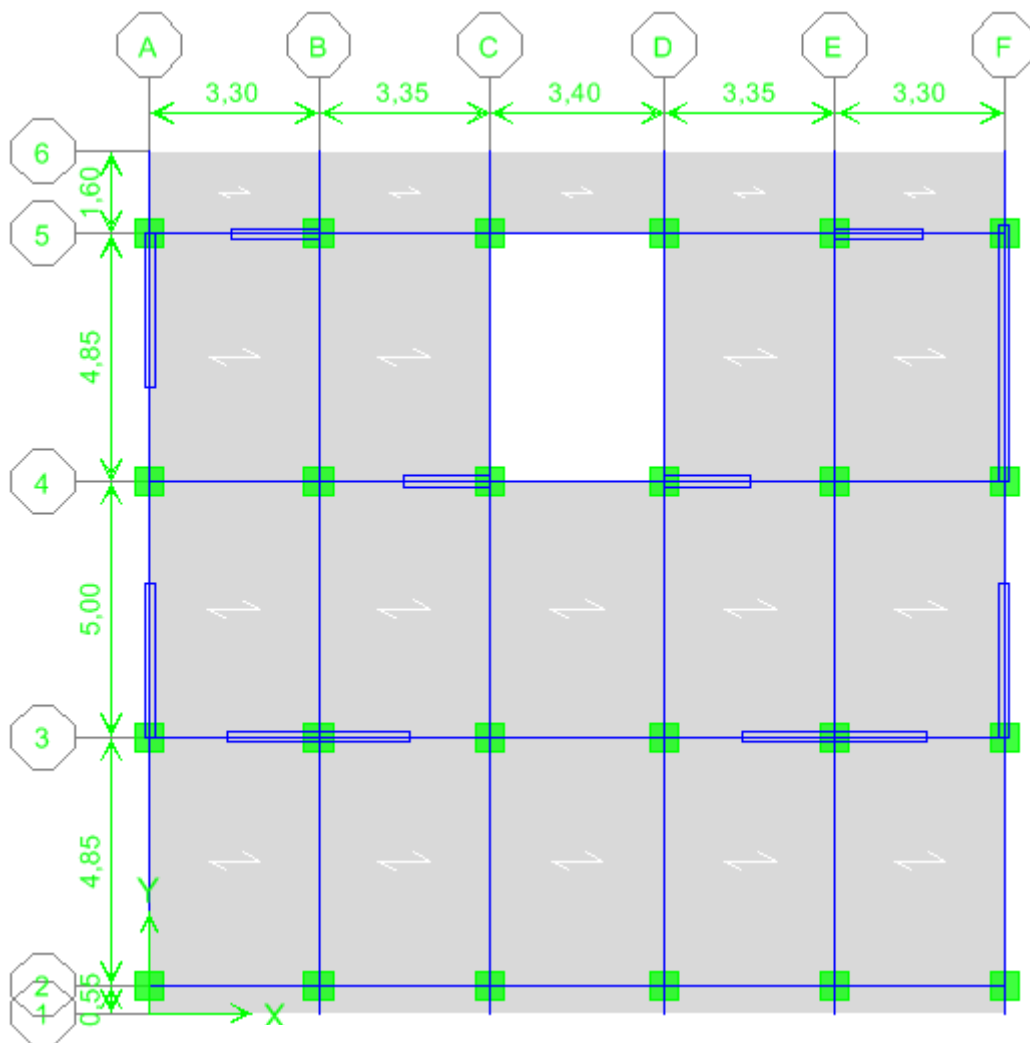


Figure (IV.2) : La disposition des voiles (vue en plan).

- ❖ **Caractéristiques géométriques et massique de la structure**
- **Détermination des masses et centre de masse par étages**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure

Les coordonnées du centre de masse sont données par

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ;

X_i, Y_i : les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ **Caractéristiques massiques**

Tableau (IV.3) : Centre de masse et inertie des niveaux.

Position de centre de masse				Position de centre de torsion		excentricité	
Story	Mass(t)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	EX(m)	EY(m)
STORY1	303,7763	8,223	8,209	8,288	8,383	-0,065	-0,174
STORY2	285,7355	8,233	8,21	8,22	8,029	0,013	0,181
STORY3	281,289	8,231	8,214	8,167	7,889	0,064	0,325
STORY4	277,4314	8,229	8,219	8,123	7,796	0,106	0,423
STORY5	273,453	8,228	8,223	8,086	7,717	0,142	0,506
STORY6	270,0635	8,226	8,227	8,054	7,652	0,172	0,575
STORY7	270,0635	8,226	8,227	8,025	7,596	0,201	0,631
STORY8	277,2409	8,292	8,401	8,003	7,551	0,289	0,85
SOMME	2239,0531						

(X_{CR}, Y_{CR}) : coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité)

➤ **L'excentricité accidentelle :** (article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (l_x, l_y) = \pm 0.05 \max (16.7, 14.7) = 0.83 \text{ m}$$

$$e_{acc} = 0,83\text{m} \quad ; \quad e_{réel} = \max (e_x, e_y) = 0,861\text{m}$$

$$\text{Donc } e_x = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = 0.861 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = 0.861\text{m} \\ W_t = M_t \times g = 2486,7144 \times 9.81 = \mathbf{21965,11091\text{KN}} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc on a: } \begin{cases} V = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{X_{\text{stat}}} = 2123,712437\text{KN} \\ V = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{y_{\text{stat}}} = 2044,638038\text{KN} \end{cases}$$

❖ Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

- **Mode de vibrations et taux de participation des masses**

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7.4**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau.

Tableau (IV.4) : Période mode et facteurs de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	Nature
1	0,536519	74,6914	0,0327	73,148	0,0327	0,137	0,137	Translation Y
2	0,376388	0,0242	73,091	73,1722	71,1295	0,7899	0,9269	Translation X
3	0,309619	0,207	0,808	73,3792	71,9375	74,0259	72,6189	Rotation Z
4	0,153252	15,42	0,005	88,7992	71,9425	0,0518	72,6707	/
5	0,103137	0,0007	17,9851	88,7999	89,9276	0,102	72,7727	/
6	0,087963	0,0386	0,0873	88,8385	90,0149	17,1609	89,9336	/
7	0,071718	5,9489	0,0009	94,7874	90,0158	0,029	89,9627	/

➤ **Modes de vibrations obtenus**

- **Premier mode de vibration : Translation suivant Y**

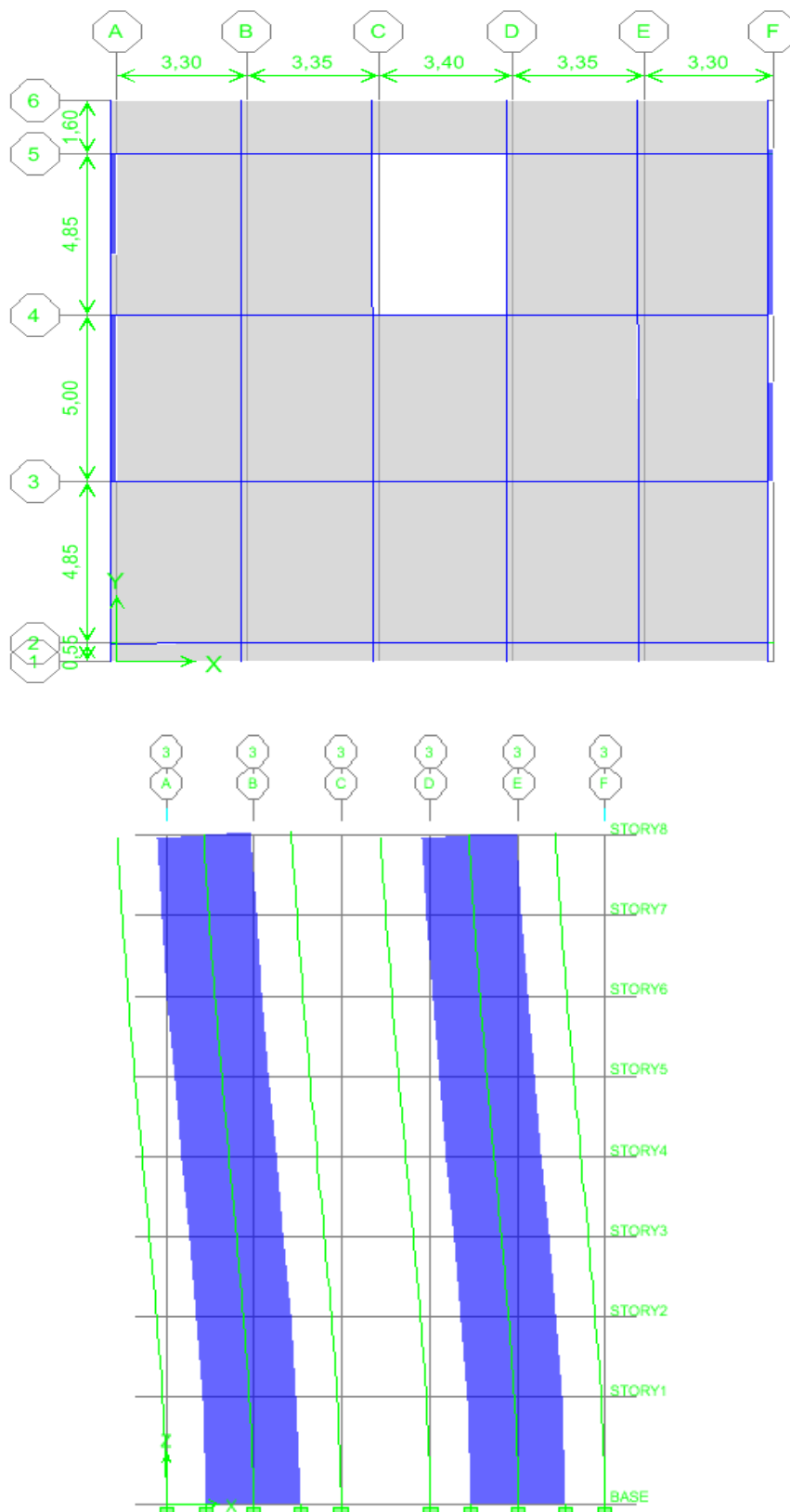


Figure (IV.3) :1^{er} Mode de translation suivant le sense y et de periode $T = 0.5365s$.

- Deuxième mode de vibration : Translation suivant X

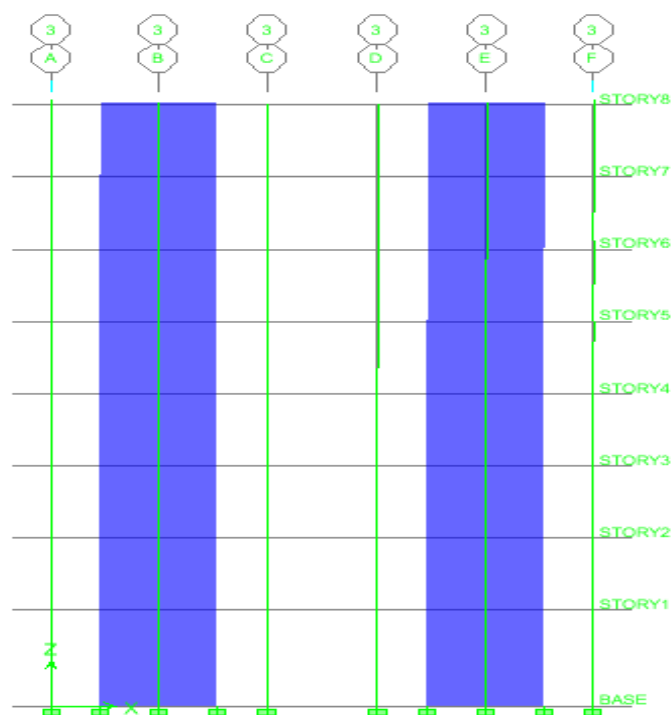
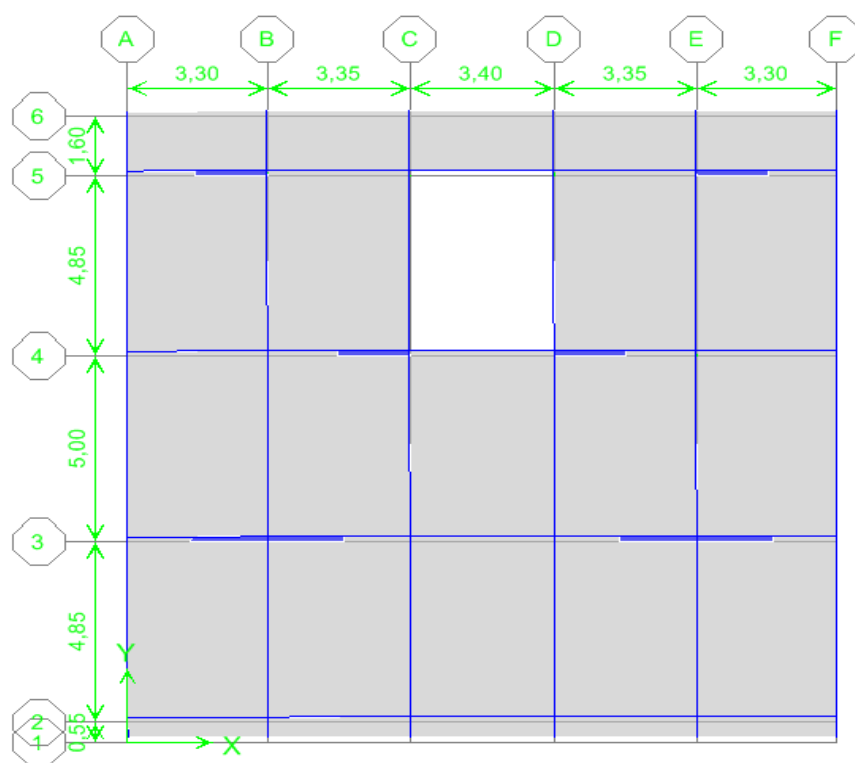


Figure (IV.4) : 2^{eme} Mode de translation suivant le sense y y de periode $T = 0.3764s$.

- Troisième mode de vibration : rotation suivant Z

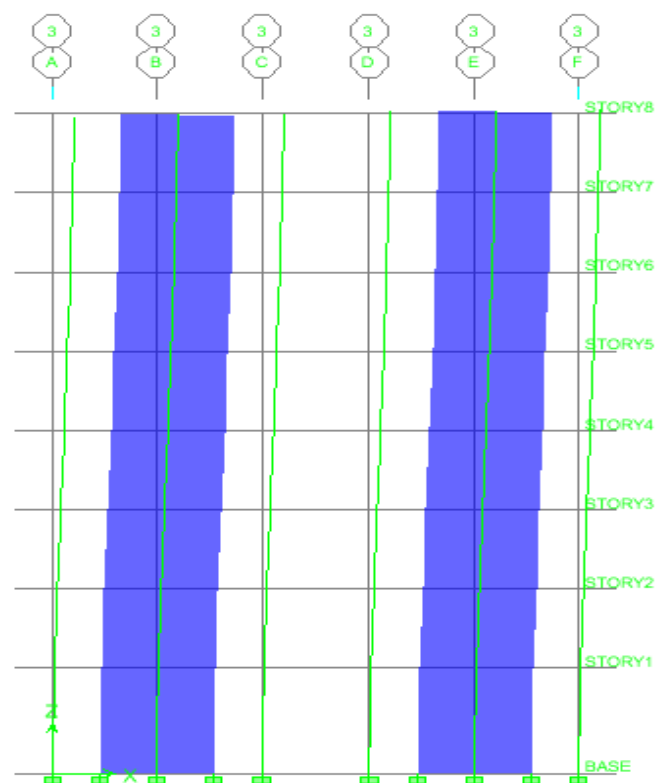
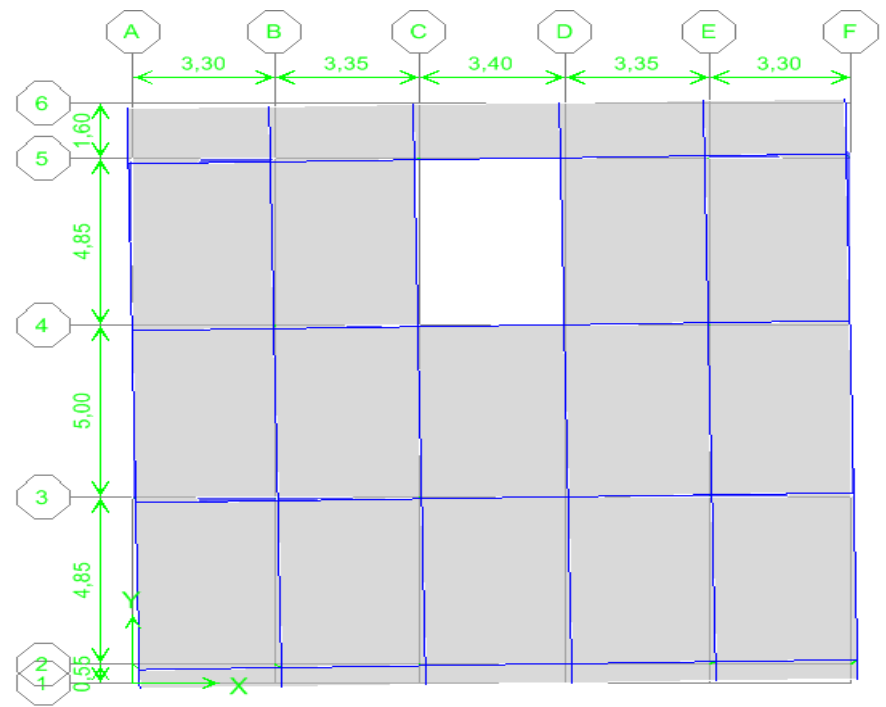


Figure (IV.5) : 3^{ème} Mode de rotation autour de laxe Z de periode $T = 0.3096s$.

➤ **Commentaire**

D’après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_E calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T=0.5365s < T = 0.567*1.30 = 0.7371s$ Vérifiée.

➤ **Calcul de l’effort tranchant modal à la base** D’après le (RPA99v03)

$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$

Avec :

V_i : l’effort tranchant à la base.

α_i : coefficient de participation i.

W : poids total de la structure

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

❖ **Sens longitudinal (X_X)**

Tableau (IV.5) : Valeur de l’effort tranchant à la base (sens longitudinale).

Mode	Période	ai(%)	Sa/g	W(KN)	Vt
1	0,536519	0,73148	0,1101	21965,11091	1768,98103
2	0,376388	0,000242	0,1311	21965,11091	0,696869501
3	0,309619	0,00207	0,1311	21965,11091	5,960825903
4	0,153252	0,1542	0,1311	21965,11091	444,0383354
5	0,103137	0,000007	0,1467	21965,11091	0,022555972
6	0,087963	0,000386	0,1520	21965,11091	1,288736987
7	0,071718	0,059489	0,1587	21965,11091	207,37051

➤ **Sens transversal (YY) :**

Tableau (IV.6) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).

Mode	Période	ai(%)	Sa/g	W(KN)	Vt
1	0,536519	0,000327	0,1101	21965,1109	0,790803298
2	0,376388	0,710968	0,1311	21965,1109	2047,321967
3	0,309619	0,00808	0,1311	21965,1109	23,26737841
4	0,153252	0,00005	0,1311	21965,1109	0,143981302
5	0,103137	0,179851	0,1467	21965,1109	579,5305987
6	0,087963	0,000873	0,1520	21965,1109	2,914682357
7	0,071718	0,000009	0,1587	21965,1109	0,031372767

➤ **Combinaisons des réponses modales :** (RPA99/VERSION2003. Art.4.3.5)

Si toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la

réponse totale est donnée par :
$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

E : l'effet de l'action sismique considéré.

E_{ai} : valeur modale de E selon le mode i.

K : nombre de mode retenu

Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E₁ et E₂ par

exemple, la réponse totale est donnée par :
$$E = \sqrt{(|E_1|+|E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots \dots \dots (2)$$

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ζ_i, ζ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport r vérifie la relation

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \left(\frac{10}{10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j}} \right) = 0,54 \text{ avec : } T_i \leq T_j$$

➤ **Combinaisons des réponses modales**

Tableau (IV.7) : Combinaison des réponses modales.

Mode	Période T(s)	r=Ti/Tj	Observation
1 ^{ème} Mode	0,536519	0,70153713	C. N. Vérifiée
2 ^{ème} Mode	0,376388	0,82260592	C. N. Vérifiée
3 ^{ème} Mode	0,309619	0,49496962	C. Vérifiée
4 ^{ème} Mode	0,153252	0,67298958	C.N. Vérifiée
5 ^{ème} Mode	0,103137	0,85287530	C .N .Vérifiée
6 ^{ème} Mode	0,087963	0,811545766	C.N. Vérifiée
7 ^{ème} Mode	0,071718	/	

➤ **Remarque**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2) :

Ex =1888,285063KN; Ey = 2135,859504KN

➤ **Vérification des exigences de RPA99/2003**

1) Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99ver.03** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V_{dy} < 0.8 V_s**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport **r= 0.8V/V_t**

Tableau (IV.8) : Vérification des forces sismiques.

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8 V _{statique}	0.8 V _s < V _{dyn}
Sens X-X	2123,712437	1888,285063	1698,96995	C. Vérifiée
Sens Y-Y	2044,638038	2135,859504	1635,71043	C. Vérifiée

Justification du système de contreventement

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales repris par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

✓ **Sous charges horizontales**

Tableau (IV.9) : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile		Portique		(%) voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niv 1	2224,49	2069,4	242,511	174,79	90,17	92,211	9,83	7,8

✓ **Sous charges verticales**

Tableau (IV.10) : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%)Portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	8516,42	19829,37	30,04	69,96

Avec :

F3 : la charge verticale reprise par l'élément.

F1 : la charge horizontale suivant X

F2 : la charge horizontale suivant Y

➤ **Conclusion**

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. (R=3,5)

➤ Spectre de réponse

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**

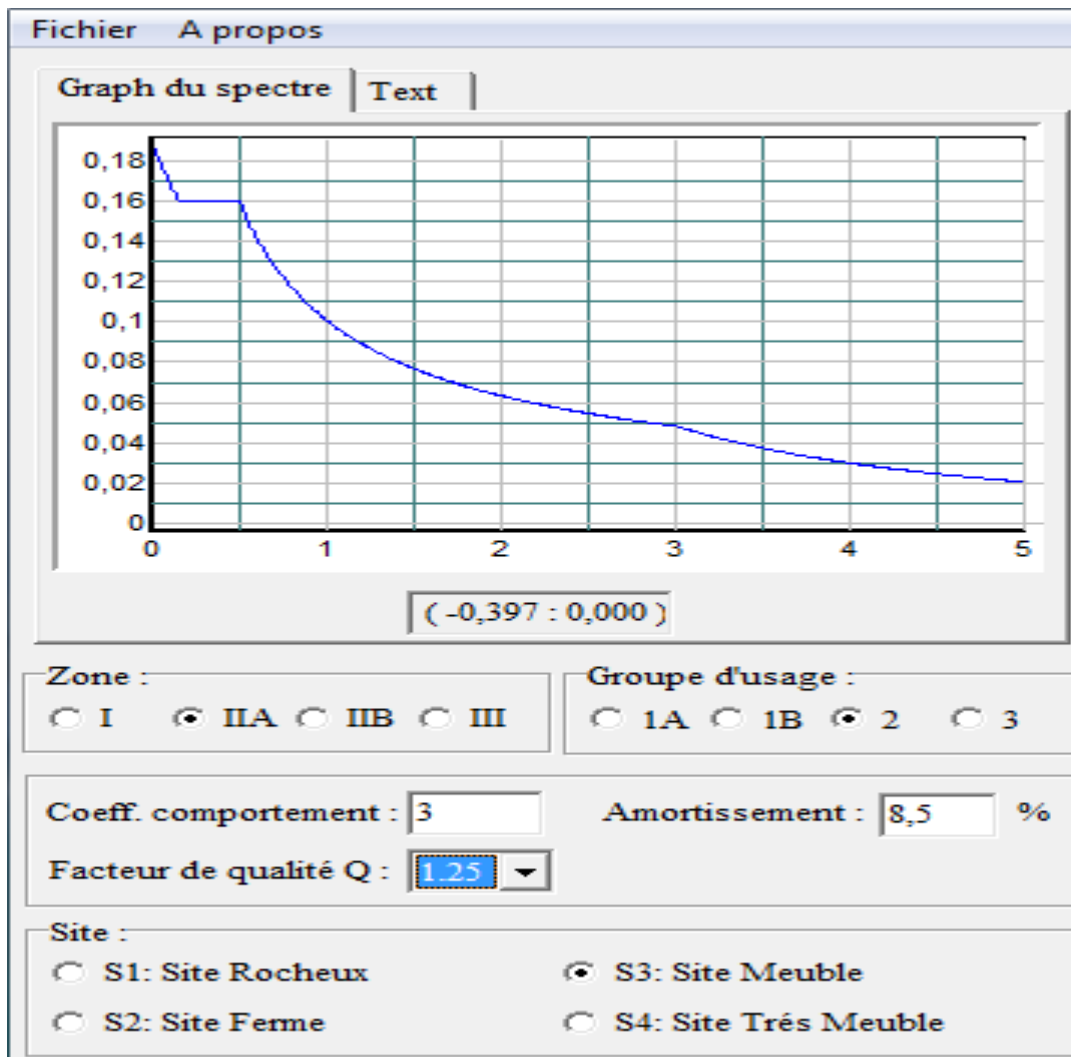


Figure (IV.6) : Spectre de réponse

2) Distribution des forces sismique selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (Art 4.2.5) RPA99/2003.

Sens xx

$V_x = 1888,285063 \text{KN}$

Tableau (IV.11) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens **x-x**.

C	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	∑ W*hi	Fi(KN)
Niveau 1	2980,0455	4,06	22846332,1	319895,441	71,4181234
Niveau2	2803,06526	7,12	37686062,1	319895,441	117,807437
Niveau 3	2759,44509	10,18	53044100,8	319895,441	165,816995
Niveau 4	2721,60203	13,24	68042484,5	319895,441	212,702264
Niveau 5	2682,57393	16,3	82567067,9	319895,441	258,106423
Niveau6	2649,32294	19,36	96851825,2	319895,441	302,76088
Niveau 7	2649,32294	22,42	112160017	319895,441	350,614614
Niveau 8	2719,73323	25,48	130855894	319895,441	409,058327

Sens **yy****Vy =2135,859504KN****Tableau (IV.12) :** La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens **y-y**.

C	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	∑ W*hi	Fi(KN)
Niveau 1	2980,0455	4,06	25841731,5	319895,441	80,7818061
Niveau2	2803,06526	7,12	42627109,4	319895,441	133,253257
Niveau 3	2759,44509	10,18	59998751,8	319895,441	187,557383
Niveau 4	2721,60203	13,24	76963584,6	319895,441	240,589814
Niveau 5	2682,57393	16,3	93392496,8	319895,441	291,946945
Niveau6	2649,32294	19,36	109550139	319895,441	342,456081
Niveau 7	2649,32294	22,42	126865399	319895,441	396,583954
Niveau 8	2719,73323	25,48	148012506	319895,441	462,690264

3) Vérification des déplacements latéraux inter-étage

D'après l'article (Art 5.10) du **RPA99**, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Principe de calcul (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec :

- ✓ **R** : coefficient de comportement.
- ✓ **δ_{ek}** : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est :

$$\Delta_{k adm} = 1\% h_0$$

Avec :

h₀:est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal**

Tableau (IV.13) : Le déplacement inter-étage dans les sens xx.

SENS X-X							
Niveau	δ _{ek} (m)	R	δ _k (m)	δ _{K-1}	Δ _k (x)	Δ _{k adm}	Observation
Niveau 8	0,0169	3,5	0,05915	0,05215	0,007	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 7	0,0149	3,5	0,05215	0,0448	0,00735	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 6	0,0128	3,5	0,0448	0,0364	0,0084	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 5	0,0104	3,5	0,0364	0,02765	0,00875	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 4	0,0079	3,5	0,02765	0,0189	0,00875	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 3	0,0054	3,5	0,0189	0,0105	0,0084	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 2	0,003	3,5	0,0105	0,0042	0,0063	0.0340	C. Vérifiée
Niveau 1	0,0012	3,5	0,0042	-	0,0042	0.0406	C. Vérifiée

➤ **Sens transversal :**

Tableau (IV.14) : Le déplacement inter-étage dans le sens yy.

Sens Y-Y								
Niveau	δ_{ek}	R	$\delta_{ek} * 1,03$	δ_k		Δ_k	Δ_k	Observation
	(m)			(m)		(y)	adm	
Niveau 8	0,0086	3,5	0,008858	0,031003	0,026677	0,004326	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 7	0,0074	3,5	0,007622	0,026677	0,022351	0,004326	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 6	0,0062	3,5	0,006386	0,022351	0,018025	0,004326	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 5	0,005	3,5	0,00515	0,018025	0,0133385	0,0046865	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 4	0,0037	3,5	0,003811	0,0133385	0,0090125	0,004326	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 3	0,0025	3,5	0,002575	0,0090125	0,005047	0,0039655	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 2	0,0014	3,5	0,001442	0,005047	0,002163	0,002884	0.0340	C. Vérifiée
Niveau 1	0,0006	3,5	0,000618	0,002163	-	0,002163	0.0408	C. Vérifiée

➤ Conclusion

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

4) Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ RPA 99 [art5-9]

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

Tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_k : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_k : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_k : hauteur d'étage K

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal

Tableau (IV.15) : Vérification de l'effet P-Delta sens x-x.

Niveau	P_k	V_x	H_k	Δ_k		$<0,1$
Niveau8	277,2409	409,05	3,06	0,007	0,0015	C.Vérifiée
Niveau7	270,0635	396,583954	3,06	0,00735	0,0016	C.Vérifiée
Niveau6	270,0635	342,456081	3,06	0,0084	0,0021	C.Vérifiée
Niveau5	273,453	291,946945	3,06	0,00875	0,0026	C.Vérifiée
Niveau4	277,4314	240,589814	3,06	0,00875	0,0032	C.Vérifiée
Niveau3	281,289	187,557383	3,06	0,0084	0,0041	C.Vérifiée
Niveau2	285,7355	133,253257	3,4	0,0063	0,0039	C.Vérifiée
Niveau1	303,7763	80,7818061	4,06	0,0042	0,0038	C.Vérifiée

➤ Sens transversal

Tableau (IV.16) : Vérification de l'effet P-Delta sens y-y.

Niveau	P _k	V _y	H _k	Δ _k	θ _{ky}	<0,1
Niveau8	277,2409	462,690264	3,06	0,004326	0,0008471	C.Vérifiée
Niveau7	270,0635	396,583954	3,06	0,004326	0,0009627	C.Vérifiée
Niveau6	270,0635	342,456081	3,06	0,004326	0,0011149	C.Vérifiée
Niveau5	273,453	291,946945	3,06	0,0046865	0,0014345	C.Vérifiée
Niveau4	277,4314	240,589814	3,06	0,004326	0,0016302	C.Vérifiée
Niveau3	281,289	187,557383	3,06	0,0039655	0,0019435	C.Vérifiée
Niveau2	285,7355	133,253257	3,4	0,002884	0,0018189	C.Vérifiée
Niveau1	303,7763	80,7818061	4,06	0,002163	0,0020034	C.Vérifiée

❖ Conclusion

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

5) Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

➤ Vérification au renversement :(RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$\checkmark M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$\checkmark M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy (XG, YG)

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

❖ Sens xx :

Tableau (IV.17) : Calcul le moment de renversement sens x-x.

Niveau	Di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di(KN.m)
Niveau1	4,06	71,4181234	289,957581
Niveau2	7,12	117,807437	838,788951
Niveau3	10,18	165,816995	1688,01701
Niveau4	13,24	212,702264	2816,17798
Niveau5	16,3	258,106423	4207,13469
Niveau6	19,36	302,76088	5861,45064
Niveau7	22,42	350,614614	7860,77965
Niveau8	25,48	409,058327	10422,8062
			$\Sigma=33985,1127$

Sens yy

Tableau (IV.18) : Calcul le moment de renversement sens y-y

Niveau	Di(m)	Fyi(KN)	Fyi*di(KN.m)
Niveau1	4,08	80,7818061	327,974133
Niveau2	7,48	133,253257	948,76319
Niveau3	10,54	187,557383	1909,33416
Niveau4	13,6	240,589814	3185,40914
Niveau5	16,66	291,946945	4758,7352
Niveau6	19,72	342,456081	6629,94973
Niveau7	22,78	396,583954	8891,41225
Niveau8	25,84	462,690264	11789,3479
			$\Sigma=38440,9257$

➤ Calcul de centre de gravité de la structure

Tableau (IV.19) : Centre de gravité et de torsion.

Niveau	xi (m)	Yi (m)	Mi (t)	Mi. Xi	Mi. Yi	XG (m)	YG (m)
1	8,223	8,209	303,7763	2497,95251	2493,69965	8,23	8,24
2	8,233	8,21	285,7355	2352,46037	2345,88846		
3	8,231	8,214	281,289	2315,28976	2310,50785		
4	8,229	8,219	277,4314	2282,98299	2280,20868		
5	8,228	8,223	273,453	2249,97128	2248,60402		
6	8,226	8,227	270,0635	2221,54235	2221,81241		
7	8,226	8,227	270,0635	2221,54235	2221,81241		
8	8,292	8,401	277,2409	2298,88154	2329,1008		
Σ	65,888	65,93	2239,0531	18440,6232	18451,6343		

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G \\ b_y = L_y - Y_G \end{cases}$$

b : les points les plus éloigné par rapport au centre de gravité pour les deux direction

Tableau (IV.20) : Vérification de renversement.

Sons	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr
Sens longitudinal	21965,11091	8,77	192634,0227	33985,1127	5,66
Sens transversal	21965,11091	8,71	191316,116	38440,9257	4,97

➤ Conclusion

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$).

6) Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification prescrite par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N: l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28}: résistance caractéristique du béton.

➤ **Poteaux**

On a fait un essai avec les poteaux pré-dimensionnés la condition n'était pas satisfaite les résultats sont dans ce tableau :

Tableau (IV.21) : Vérification des poteaux à l'effet de l'effort normal réduit.

Niveau	poteau	section	N(KN)	V	Remarque
Niveau 1	C23	55x55	1739,38	0.23	C.Vérifiée
Niveau2	C10	50x50	1300,56	0.2	C.Vérifiée
Niveau 3	C10	50x50	1075,67	0.17	C. Vérifiée
Niveau 4	C10	45x45	851,97	0.16	C. Vérifiée
Niveau 5	C10	45x45	645,76	0.12	C. Vérifiée
Niveau6	C10	40x40	456,48	0.11	C. Vérifiée
Niveau 7	C13	40x40	317,47	0.07	C. Vérifiée
Niveau 8	C13	40x40	182,08	0.04	C. Vérifiée

Les conditions sont satisfaites.

CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

V. Calcul des éléments structuraux

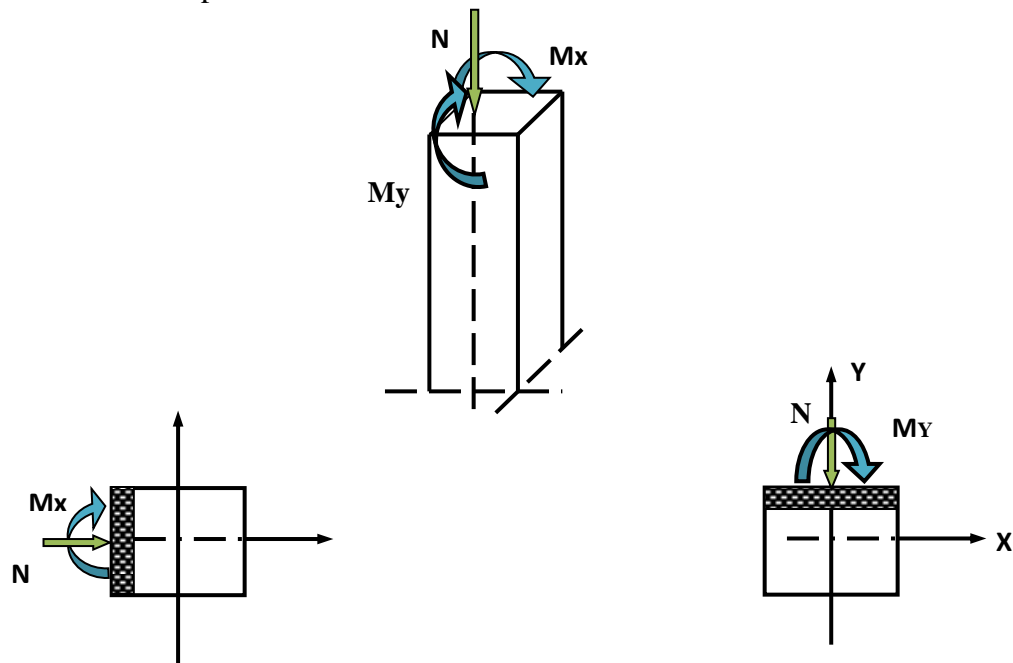
Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.



Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques des matériaux**

Tableau (V.1) : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

- **Les combinaisons des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ **Selon BAEL91** (Situations durables)

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

- ❖ **Selon RPA99** (situations accidentelle)

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

V.1.1. Ferrailage longitudinale

- **Recommandations de l'RPA99/V2003**

- a) **Recommandations du RPA 99/version2003 (Article 7-4-2-1)**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).

- ✓ Ferrailage maximum sera de :

-4% en zone courante.

-6% en zone de recouvrement.

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003)

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone IIa.

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 30 cm en zone IIa (RPA99/version2003).

- **Recommandations du « BAEL99/V2003 »**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \max \left(4cm^2 / ml, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{array} \right.$$

B : section du béton = $b \times h$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$)

$$A \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

- **Ferraillage minimum d'après le CBA93**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Tableau (V.2) : Ferraillage maximale et minimale

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Zone 1	55x55	6.05	151.25	2.98	24.2	121	181.5
Zone 2	50x50	5	125	2,72	20	100	150
Zone 3	45x45	4,05	101.25	2,2	16.2	81	121.5
Zone 4	40x40	4	80	1,74	12.8	64	96

Etant donné que la structure comporte quatre (04) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Zone 1** : RDC et 1^{er} étage pour les poteaux de dimensions **(55X55)**
- **Zone 2** : 2^{eme} et 3^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(50x50)**
- **Zone 3** : 4^{eme} et 5^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(45x45)**
- **Zone 4** : 6^{eme} et 7^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(40x40)**

Le ferraillage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci-après

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ N_{\min} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ M_{\max} \text{ et } N \text{ correspondant.} \end{array} \right.$$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable

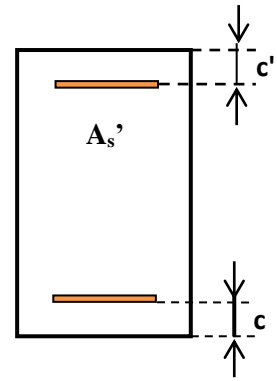
Tableau (V.3) : Les sollicitations obtenues par ETABS

Niveau		N_{min}	N_{max}	M_{max}
	Combinaison	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q-Ey
Zone1 (55x55)	N(KN)	-826,35	-1566.53	-284.13
	M_{corr} (KN.m)	8,406	-29.75	65.831
Zone 2 (50x50)	Combinaison	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q-Ey
	N (KN)	466,56	1275,4	-226,75
	M_{corr} (KN.m)	12,744	90,547	105,141
Zone 3 (45x45)	Combinaison	0,8G+Ey	G+Q-Ex	G+Q-Ey
	N(KN)	101	771,56	218,53
	M_{corr} (KN.m)	14,062	86,374	98,673
Zone 4 (40x40)	Combinaison	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q-Ey
	N(KN)	63,33	376,95	93,55
	M_{corr} (KN.m)	0,628	67,39	71,658

➤ Exemple de calcul

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7** et à partir de la combinaison la plus défavorable :
- Le poteau le plus sollicité c'est le **C15 (Zone1)**
- La combinaison la plus défavorable est la combinaison **G+Q - E_x** :

$$\left\{ \begin{array}{l} C=C'=3\text{cm.} \\ S=55 \times 55 (\text{cm}^2). \\ L= 4.06 \text{ m.} \\ d = 0.9h_{\text{cm}} = 0.495\text{m} \\ N_{\text{max}}= 1566.53\text{KN.} \quad M_{\text{corr}} = 9.697\text{KN.m.} \\ M_u = 2.944\text{KN.m.} \quad M_{\text{ser}} = 2.141\text{KN.m.} \end{array} \right.$$



e_a excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250) = \max (2 \text{ cm} ; 1.624\text{cm}) \longrightarrow e_a = 2\text{cm} = 0,02 \text{ m.}$$

e_1 : excentricité du premier ordre à l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = e_0 + e_a \longrightarrow e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\text{max}} = 0.006\text{m} = 6\text{cm} \\ e_1 = (0.006) + 0.02 = 0.062\text{m} = 6.2\text{cm} \end{array} \right.$$

$$d - h / 2 = 0.22 \text{ m}$$

$e_0 < d - h / 2 \longrightarrow$ Section entièrement tendues

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right) \longrightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7 l_0 = 0,7 \times 4.06 = 2.842 \text{ m.}$$

$$L_f / h = 5.16 < \max (15; 4) = 15 \dots \dots \text{C.V.}$$

Donc : Le calcul se fera en **flexion composé**.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$\phi = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantanée

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right) = 0.83$$

D'ou $e_2 = 0.012m = 1.2 \text{ cm}$

$$e = (e_1 + e_2) = 0.062 + 0.012 = 0.074m.$$

$$\longrightarrow e = 7.4cm$$

- Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{u \text{ corr}} = N_u \times e = (-1566.53) \times 0.074 = -115.923 \text{ KN.m} \\ N_{\text{max}} = -1566.53 \text{ KN.} \\ M \text{ corrigé} = -115.923 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont :

$$M_{ua} = M_{u \text{ corr}} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = (-115.923) + (-1566.53) \times (0.495 - 0.55/2) = 1017.884 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1017.884}{0.55 \times 0.495^2 \times 14.2} \times 10^{-3} = 0.53$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.49$$

$$\mu_{bu} = 0.49 < 2.944 \longrightarrow \text{Methode simplifiée}$$

$$z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.371$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = M_{ua} / z_b \sigma_s = 1017.884 / (0.37 \times 348) \longrightarrow A_u = 7.90 \text{ cm}^2$$

- Armatures en flexion composée :

$$A^{fc} = A_u - (N_u / f_{ed}) = 7.90 - (1566.53 \times 10 / 400) \longrightarrow A^{fc} = -31.26 \text{ cm}^2 < 0 \text{ (Flexion composée)}$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section A_s la section minimale A_{min}

- Condition de non fragilité

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times 2.1}{400} \times \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$$

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \times 55 \times 49.5 \times 2.1}{400} \times \frac{7.4 - 0.45 \times 49.5}{7.4 - 0.185 \times 49.5} = 2.62 \text{ cm}^2$$

- $A_{min} \text{ RPA} = 0.8\% \ b \times h = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2$ (en zone IIa)

Donc : $A_{adopté} = \max(A_{CAL}, A_{CNF}, A_{\min(RPA)}) = 24.2$

- **Choix des armateurs des poteaux**

Tableau (V.4) : choix des armatures

Niveau	Section	$A_{S(cal)}$ (cm ²)	Cba93		Rpa99/2003		choix des armateurs	A_{adop} (cm ²)
			A_{cnf} (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	A_{max} ZR (cm ²)	A_{max} ZC (cm ²)		
(sous sol +RDC)	(55 x 55)	9.13	2.63	24.2	181.5	121	8T20	25.13
(1 ^{er} + 2 ^{ème})	(50 x 50)	7.73	2.17	20.0	150.0	100	4T20+4T16	20.61
(3 ^{ème} +4 ^{ème})	(45 x 45)	3.12	1.76	16.2	121.5	81	8T16	16.08
(5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème})	(40 x 40)	2.84	1.39	12.8	96.0	64	8T14	12.32

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant

Tableau (V.5) :Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	A _{cal}	A _{CNF}	A _{RPA}	Choix des barres
			(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
(Sous-sol +RDC) étage	N _{max} =-1566.53	M _{cor} = -29.75	55x55	21.1	2,62	22,5	8T20
	N _{min} = -826.35	M _{cor} = 8.406		10.76			
	N _{cor} =-284.13	M _{max} = 65.831		6.91			
(1 ^{er} + 2 ^{ème}) étage	N _{max} =1275.4	M _{cor} = 90.547	50x50	0	2,17	18,22	4T20+4 T16
	N _{min} = 466.56	M _{cor} = 12.744		0			
	N _{cor} = -226.75	M _{max} =105.141		8.64			
(3 ^{ème} +4 ^{ème}) étage	N _{max} =771.56	M _{cor} = 86.374	45x45	0	1,74	14,4	8T16
	N _{min} = 101	M _{cor} = 14.062		0			
	N _{cor} = 218.53	M _{max} =98.673		3.31			
(5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}) étage	N _{max} =376.95	M _{cor} = 67,39	40x40	9.65	1,39	11,02	8T14
	N _{min} = 63.33	M _{cor} = 0.628		0			
	N _{cor} = 93.55	M _{max} =71.658		3.8			

• Longueur de recouvrement RPA99/V2003 art (7.4.2.1)

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

→ $L_r = 40\phi$ en zone IIa

Pour $\left\{ \begin{array}{l} \text{T20} \dots\dots\dots L_r = 80\text{cm} \\ \text{T16} \dots\dots\dots L_r = 64\text{cm} \\ \text{T14} \dots\dots\dots L_r = 56\text{cm} \end{array} \right.$

V.1.2 Ferrailage transversal

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t est l'espacement des armatures transversales.

→ ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \lambda_g \text{ (L'élanement géométrique du poteau) } = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

❖ Espacement des armatures transversales (Art7.4.2.2. RPA99/V2003)

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi, 15 \text{ cm}) \dots\dots\dots$ en zone IIa

Dans la zone courante: $t' \leq 15 \phi \dots\dots\dots$ en zone IIa

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **8 cm** en zone nodale
- **12 cm** en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme suit

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 8 \text{ cm}$

❖ Vérification du poteau à l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant maximal et on le généralise pour tous les poteaux.

$$V_{u \max} = 23.31 \text{ KN}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{f_u}{b \times d} = \frac{23.31 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.55} = 0.084 \\ \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \end{array} \right. \longrightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

- **Exemple de calcul**

- **Zone courante**

$$\lambda_s = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.06}{0.55} = 5.16 \text{ cm}^2 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{0.12 \times 2.5 \times 23.31 \times 10^{-3}}{0.55 \times 400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{4HA8}$

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \longrightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} = \frac{2.01}{12 \times 55} = 0.31 > 0.3\% \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 8 \text{ cm}$

- **Zone nodale**

$$\lambda_s = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.06}{0.55} = 5.16 \text{ cm}^2 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.08 \times 2.5 \times 23.31 \times 10^{-3}}{0.55 \times 400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{4HA8}$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \longrightarrow \frac{A_t}{t.b} = \frac{2.01}{8 \times 55} = 0.45\% > 0.3\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant**

- **Zone courante**

Tableau (V.6) : Armature transversale (Zone courante)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 (MPa)	Choix	A _{ado} (cm ²)		Min
55x55	7.05	12	0.31	5.1 6	2.5	0.084	4HA8	2.01	0.313	0.3
50x50	15.2 9	12	0.34 8	4.2 8	3.7 5	0.093	4HA8	2.01	0.335	0.36
45x45	14.6 3	12	0.38 6	4.7 6	3.7 5	0.103	4HA8	2.01	0.372	0.36
40x40	17.2 4	12	0.43 4	5.3 5	2.5	0.161	4HA8	2.01	0.116	0.3

➤ Zone nodale

Tableau (V.7) : Armature transversale (Zone nodale)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 (MPa)	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
55x55	7.05	8	0.210	5.16	2.5	0.084	4HA8	2.01	0.45	0.3
50x50	15.29	8	0.232	4.28	3.75	0.093	4HA8	2.01	0.50	0.36
45x45	14.63	8	0.275	4.76	3.75	0.103	4HA8	2.01	0.55	0.36
40x40	17.24	8	0.289	5.35	2.5	0.161	4HA8	2.01	0.62	0.3

V.1.3. Vérification

a) Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s+A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s+d'A'_s)}{7.5(A_s+A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau (V.8) : Vérification des contraintes

Zone	M _{ser} (kn.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Mpa/m)	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
1	15.79	25.13	472930.127	20.081	3.34	0.67	15	Vérifiée
2	23.88	20.61	322520.293	18.20	6.40	1.16	15	Vérifiée
3	21.81	16.08	206197.135	16.156	10.57	1.7	15	Vérifiée
4	24.12	12.32	125977.320	14.194	19.14	2.71	15	Vérifiée

b) Contraintes tangentielles (Art7.4.3.2. RPA99/2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \text{si} \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g (\text{L'élanement géométrique du poteau}) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau (V.9) : Vérification des contraintes tangentielles

Poteaux	L _f (m)	λ _g	ρ _d	V(KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
55 x 55	2.84	5.16	0.075	7.05	0.258	1.875	Vérifier
50 x50	2.14	4.28	0.04	15.29	0.67	1.03	Vérifier
45x 45	2.14	5.75	0.075	14.63	0.66	1.875	Vérifier
40 x 40	2.14	5.35	0.075	17.24	1.19	1.875	Vérifier

c)Vérification au flambement

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement :

$$N_{max} = 1566.53 \text{ KN.}$$

$$L_f = 0.7 l_0 = 2.84\text{m}$$

$$I_{xx} = I_{yy} = 0.0076 \text{ m}^4$$

$$B = 0.3025\text{m}^2$$

Soit : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0076}{0.3025}} = 0.158\text{m}$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0.158 \implies \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 17.974$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,20(\lambda/35)^2} \dots\dots\dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$0 < \lambda < 50 \implies \Delta = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.80$$

On vérifier que

$$B_r = \frac{N_{\max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = \frac{1566.53 \times 10^{-3}}{0.80 \left(\frac{25 \times 10^2}{0.9 \times 1.5} + \frac{400 \times 10^2}{100 \times 1.15} \right)} = 712.165 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$B_r = [(55 - 2)(55 - 2) = 2809 \text{ cm}^2 > 712.165 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

d) Vérification de l'effort normal ultime

D'après CBA93 (Art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ulim} = \Delta \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

• **Calcul de N_{ulim}**

$$N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.80 \left[\frac{0.2809 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \right.$$

$$\left. \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.80 \left[\frac{0,2209 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 25.13 \times 10^{-4} \cdot \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3$$

$$N_{ulim} = 3971.86 \text{ kN} > N_{\max} = 1566.563 \text{ N} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau (V.10) : Vérification de l'effort normal ultime

Poteau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	A (cm ²)	N _{max} (kN)	N _{ulim} (kN)	Vérification
RDC	55x55	4.68	2.84	17.974	25.13	1566.53	3971.86	Vérifiée

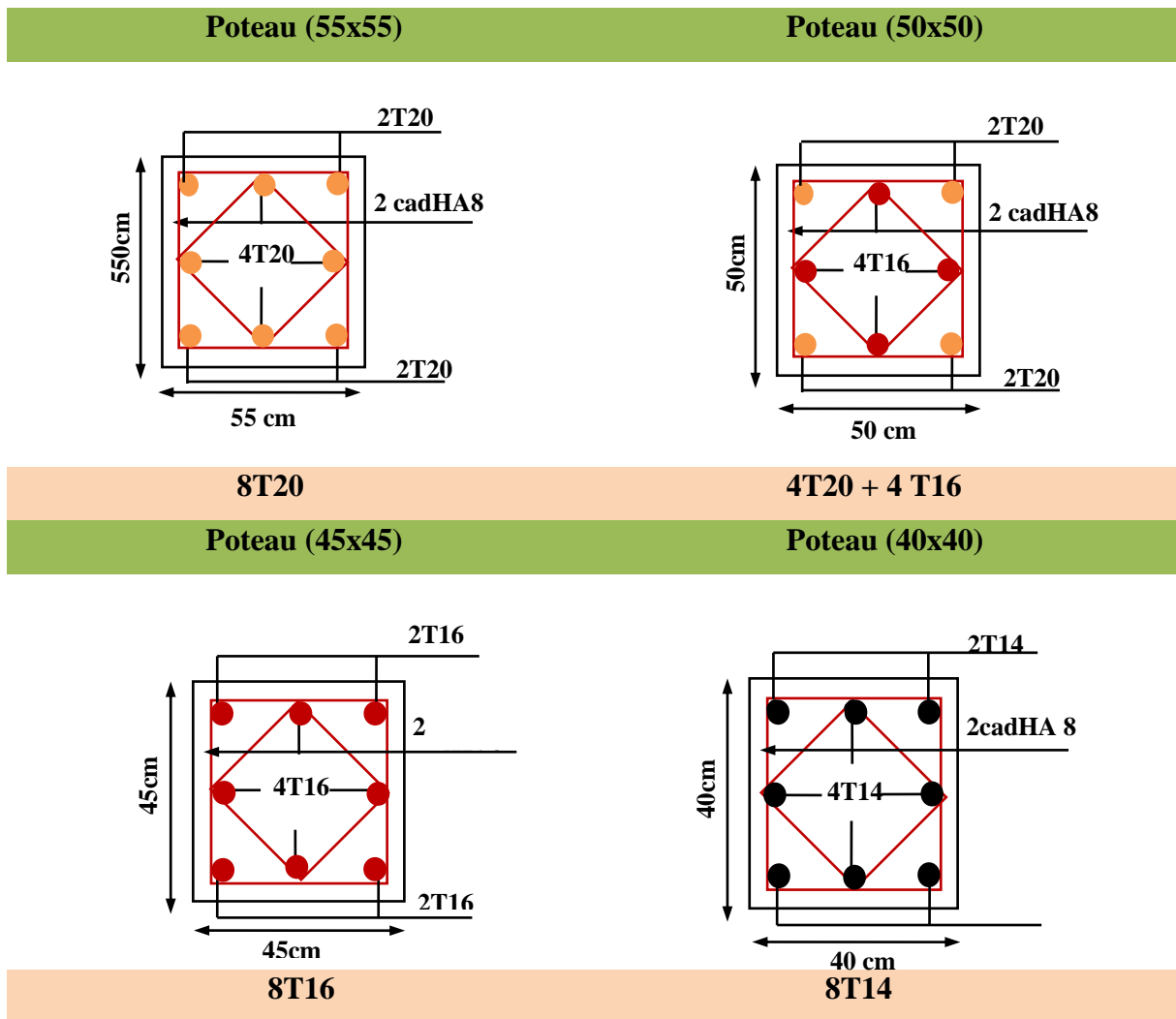


Figure (V.1) : Schéma de ferrailage des poteaux

V.2) Ferrailage des poutres

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99 V 03 et le BAEL 91.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone IIa.

➤ Poutres principales : (b, h) = (30,50)

➤ Poutres secondaires : (b, h) = (30,40)

V.2.1 Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa (Art 7.5.2)

❖ Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% b.h$
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$4\% \Rightarrow A_{\max} = \begin{cases} 4\% b.h & \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ 6\% \Rightarrow A_{\max} = 6\% b.h & \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ** en zone IIa
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U** superposés formant un rectangle ou un carré.

❖ Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par:

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) & \dots\dots\dots \text{Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 Recommandation du BAEL 91

❖ Armatures longitudinales

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\phi_{l\min} \neq 0). \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t.f_e}{0,4.b} \\ S_t \leq \frac{0,9.A_t.f_e}{b.\gamma_s(\tau_u - 0,3.f_{ij})} \end{array} \right.$$

❖ Armatures transversales

- Volume relatif d'armatures : $\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha)0,9f_e / \gamma_s}$ Avec :

$$A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \implies \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$k = \begin{cases} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{cases} \quad \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$- \tau_0 = 0,3f_{ij}^* k \quad \text{et} \quad f_{ij}^* = \text{Min} \{ f_{ij}; 3,3 \text{MPa} \} = 2,1 \text{MPa}$$

$$- \tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{MPa}$$

$$\text{D'où le volume relatif d'armature vaut : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ij}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Section minimale d'armature d'âme

- Volume minimal d'armatures : $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4MPa \right\}$
- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\}$.
- Espacement maximale : $S_{t\max} = \text{Min} \{ 0.9d; 40cm \}$.

❖ Exemple de calcul :

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

❖ Calcul des armatures longitudinales

Poutres porteuses (poutres principales) : la poutre la plus sollicitée c'est la poutre (B13)

- Ferrailage sous la combinaison 1.35G+1.5Q

• Ferrailage en travée

$$M_{u\max} = -73.889 \text{ KN.m}, M_{ser\max} = -53.991 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.36$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{73.889}{0.3 \times 0.45^2 \times 14.17} 10^{-3} = 0.085$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = [3440 * 1.36 + 49 * 25 - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.285$$

$$\mu_{bu} = 0.085 < \mu_{lu} = 0.285 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.085 < 0.285 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.45 [1 - 0.6 * 0.085] = 0.42 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{73.889}{0.42 \times 348} \times 10 = 5.05 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage au niveau des appuis

$$M_{u\max} = 64.843 \text{ KN.m}, M_{ser\max} = 53.991 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} 10^{-3} = 0.075$$

$$\mu_{lu} = [3440 * 1.2 + 49 * 25 - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.230$$

$$\mu_{bu} = 0.075 < \mu_{lu} = 0.230 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.075 < 0.230 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.45 [1 - (0.6 * 0.075)] = 0.42 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{64.843}{0.42 \times 400} = 3.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

• **Poutres principales**

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

• **Poutres secondaires :**

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91)**

$$A_{\text{BAELmin}} = \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 30 \times 45 \times 2.1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

V.2.3. CHOIX des barres : Il faut vérifier que :

Tableau (V.11) : Ferrailage des poutres principales.

Poutre		M (KN.m)		As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Zone 1	PP (30×50)	Sur appuis	58.321	2.53	7.5	60	4.62	3T14
		En travée	56.494	2.86			6.03	3T16
Zone 2	PP (30×50)	Sur appuis	213.463	9.85	7.5	60	10.64	3T16+3T14
		En travée	64.541	3.28			6.03	3T16
Zone 3	PP (30×50)	Sur appuis	220.09	10.18	7.5	60	10.64	3T16+3T14
		En travée	72.072	3.68			6.03	3T16
Zone 4	PP (30×50)	Sur appuis	192.984	8.83	7.5	60	10.64	3T16+3T14
		En travée	86.231	4.44			6.03	3T16

Tableau (V.12) : Ferrailage des poutres principales liées aux voiles

Poutre		M (KN.m)		As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Zone 1	PP liéesaux voiles(30×50)	Sur appuis	135.392	7.56	7.5	60	8.01	3T14+3T12
		En travée	35.228	2.2			6.03	3T16
Zone 2	PP liéesaux voiles(30×50)	Sur appuis	213.463	12.31	7.5	60	15.44	3T20+3T16
		En travée	64.541	4.1			6.03	3T16
Zone 3	PP liéesaux voiles(30×50)	Sur appuis	220.09	12.73	7.5	60	15.44	3T20+3T16
		En travée	72.072	4.6			6.03	3T16
Zone 4	PP liéesaux voiles(30×50)	Sur appuis	192.984	11.03	7.5	60	12.05	3T16+3T16
		En travée	86.231	5.55			6.03	3T16

Tableau (V.13) : Ferrailage des poutres secondaires

Poutre		M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres	
Zone 1	PS (30×40)	Sur appuis	44.113	3.57	6	48	4.61	3T14
		En travée	7.678	0.6			6.03	3T16
Zone 2	PS (30×40)	Sur appuis	170.212	16.22	6	48	18.84	3T20+3T20
		En travée	43.085	3.57			6.03	3T16
Zone 3	PS (30×40)	Sur appuis	166.231	15.73	6	48	18.84	3T20+3T20
		En travée	63.698	5.26			6.03	3T16
Zone 4	PS (30×40)	Sur appuis	139.091	12.62	6	48	15.44	3T20+3T16
		En travée	80.321	5.95			6.03	3T16

Tableau (V.14) : Ferrailage des poutres secondaires liées aux voiles

Poutre		M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres	
Zone 1	PS (30×40)	Sur appuis	122.596	8.92	6	48	10.64	3T16+3T14
		En travée	17.782	1.4			6.03	3T16
Zone 2	PS (30×40)	Sur appuis	170.212	12.82	6	48	15.44	3T20+3T16
		En travée	43.085	3.49			6.03	3T16
Zone 3	PS (30×40)	Sur appuis	166.231	12.48	6	48	15.44	3T20+3T16
		En travée	63.698	5.26			6.03	3T16
Zone 4	PS (30×40)	Sur appuis	139.091	10.24	6	48	10.6	3T16+3T14
		En travée	80.321	5.98			6.03	3T16

❖ **Calcul des armatures transversales** : Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, Ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

➤ Selon le **BAEL91** (Art 7-4-2-4):

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_c$$

Avec **b** : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement descours d'armatures transversales.

S_t ≤ min (0.9d, 40cm)

Donc : $S_t \leq \min (40.5, 40\text{cm}) = 40$ on adopte $S_t = 20\text{cm}$.

$A_t \geq 0.4 \times 30 \times 20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$.

➤ Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3) :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t,\text{min}} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right\} = 1.2$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$

➤ Selon le RPA99 version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier :

$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal:

$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_L) = 10\text{cm}$ En zone nodale :

$S_t \leq h/2 = 20\text{cm}$ En zone courante :

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **S_t = 10cm**

- En zone courante : **S_t = 20cm**

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant **4Φ8** : **A_t = 2.01cm²**

$S_{t\text{adopté}} = \min (S_{t\text{BAEL}}, S_{t\text{RPA}}) = 20 \text{ cm}$.

On aura un cadre et un étrier de diamètre « Φ8 ».

La longueur minimale de recouvrement vaut : $L_r = 50 \phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$

V.2.4. Vérification

1- Vérification du cisaillement du béton

➤ La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}$

➤ La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5\text{MPa}) = 4.348 \text{ MPa} \dots \dots \text{situation - accidentel le}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b, 5MPa) = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{situation} - \text{durable}$$

Tableau (V.15) : Vérification du cisaillement du béton PP

Zone	les poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
1	PP	83.44	0.61	4,348	CV
	PP liées aux voiles	54.68	0.4		
2	PP	86.99	0.64	4,348	CV
	PP liées aux voiles	86.99	0.64		
3	PP	90.51	0.67	4,348	CV
	PP liées aux voiles	90.51	0.67		
4	PP	101.73	0.75	4,348	CV
	PP liées aux voiles	101.73	0.75		

Tableau (V.16) : Vérification du cisaillement du béton PS

Zone	les poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
1	PS	13.44	0.09	4,348	CV
	PS liées aux voiles	23.98	0.17		
2	PS	54.94	0.4	4,348	CV
	PS liées aux voiles	54.94	0.4		
3	PS	78.42	0.58	4,348	CV
	PS liées aux voiles	78.42	0.58		
4	PS	97.41	0.72	4,348	CV
	PS liées aux voiles	97.41	0.72		

2-Contrainte de compression dans le béton

- Calcul de la position de l'axe neutre :

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

- Calcul du moment d'inertie :

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

Où : A_s : section d'armatures tendue

$A's$: section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

On a utilisé un logiciel de calcul (SOCOTEC), pour les vérifications des contraintes. La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables dans la travée et appuis.

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

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (V.17) : vérification de Contrainte de compression dans le béton(PP).

Les poutres	Zone de vérification	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ_{bc} (MPa)
Zone 1	Sur appuis	40.99	4.62	5.43
	En travée	28.04	6.03	3.36
Zone 2	Sur appuis	46.84	10.64	4.62
	En travée	28.07	6.03	3.37
Zone 3	Sur appuis	52.31	10.64	5.16
	En travée	29.04	6.03	3.48
Zone 4	Sur appuis	63	10.64	6.21
	En travée	36.35	6.03	4.36

Tableau (V.18) : vérification de Contrainte de compression dans le béton (PP liées aux voiles).

Les poutres	Zone de vérification	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ_{bc} (MPa)
Zone 1	Sur appuis	25.7	8.01	2.78
	En travée	18.17	6.03	2.18
Zone 2	Sur appuis	46.84	15.44	4.11
	En travée	28.07	6.03	3.37
Zone 3	Sur appuis	52.31	15.44	4.59
	En travée	29.04	6.03	3.48
Zone 4	Sur appuis	63	12.05	5.97
	En travée	36.35	6.03	4.36

Tableau (V.19) : vérification de Contrainte de compression dans le béton(PS).

Les poutres	Zone de vérification	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ_{bc} (MPa)
Zone 1	Sur appuis	5.59	4.61	0.74
	En travée	3.23	6.03	0.38
Zone 2	Sur appuis	31.26	18.84	2.59
	En travée	18.06	6.03	2.16
Zone 3	Sur appuis	46.26	18.84	3.83
	En travée	26.61	6.03	3.19
Zone 4	Sur appuis	58.4	15.44	5.13
	En travée	34.52	6.03	4.14

Tableau (V.20) : vérification de Contrainte de compression dans le béton

Les poutres	Zone de vérification	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ _{bc} (MPa)
Zone 1	Sur appuis	12.89	10.64	1.27
	En travée	6.88	6.03	0.82
Zone 2	Sur appuis	31.26	15.44	2.74
	En travée	18.06	6.03	2.16
Zone 3	Sur appuis	46.26	15.44	4.06
	En travée	26.61	6.03	3.19
Zone 4	Sur appuis	58.4	10.6	5.77
	En travée	34.52	6.03	4.14

3-vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée

Avec :

l : la portée entre nus d'appuis.

M_t : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante.

a- Poutre principale

$$\frac{h}{l} = \frac{50}{500} = 0,1$$

$$\frac{h}{l} \succ \frac{1}{16} = 0,062$$

$$\frac{h}{l} \succ \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{56.494}{10 \times 58.321} = 0,096$$

$$A = 6,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A}{b \times d} = 0,0044 \prec \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

b- Poutre secondaire

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{340} = 0,11$$

$$\frac{h}{l} \succ \frac{1}{16} = 0,062$$

$$\frac{h}{l} \succ \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{7.678}{10 \times 44.113} = 0,017$$

$$A = 6,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A}{b \times d} = 0,0044 \prec \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

- **Schéma de ferrailage des poutres**

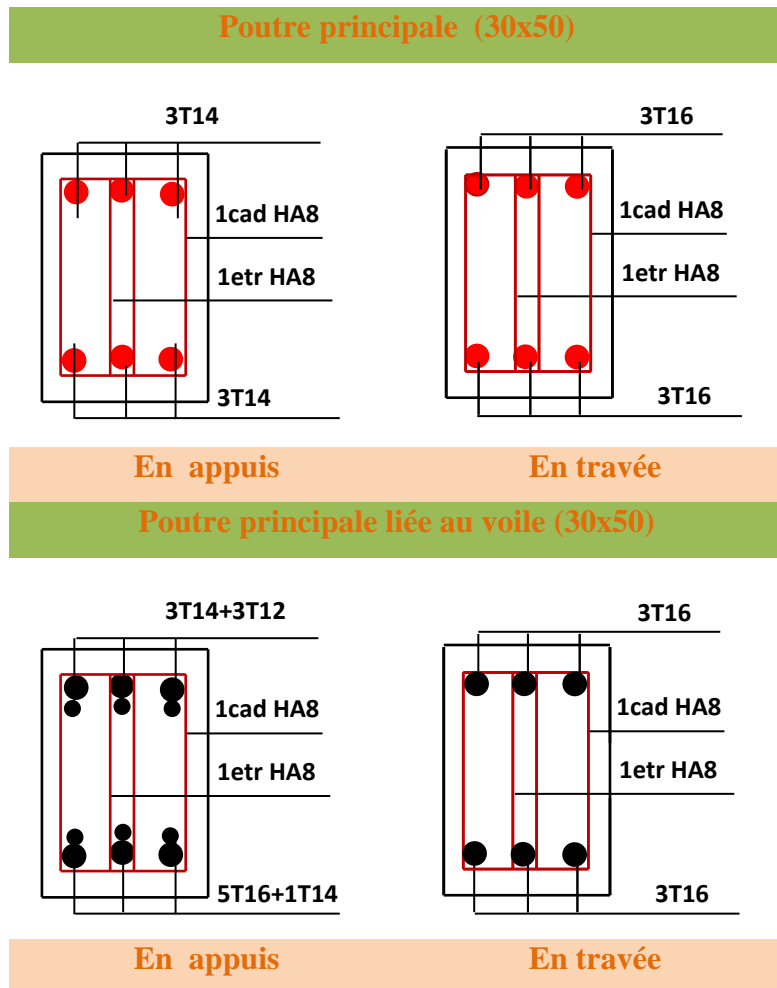


Figure (V.2) : Schéma de ferrailage des poutres principales

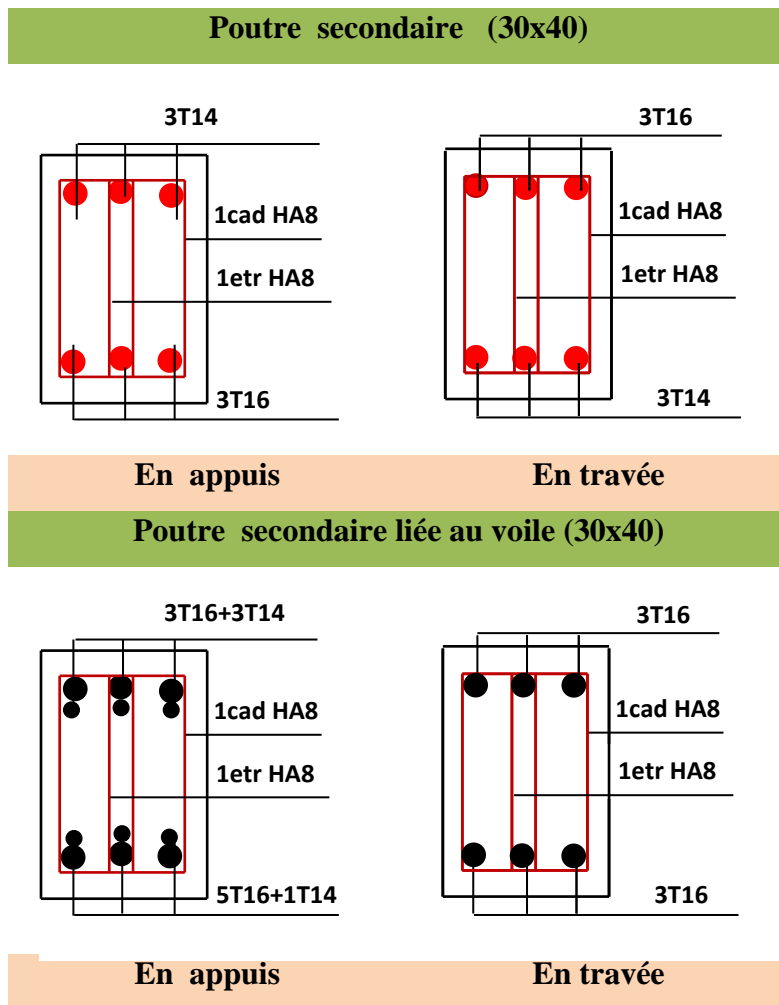


Figure (V.3) : Schéma de ferrailage des poutres secondaire

V.3.Ferrailage des voiles

Les sollicitations appliquées sur les voiles sont dues aux charges permanentes, surcharges d'exploitation et aux forces sismiques.

Ces forces provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Donc le calcul des sections d'armatures se fera en flexion composée.

On calcul alors trois types d'armatures :

- ❖ Armatures verticales.
- ❖ Armatures horizontales.
- ❖ Armatures transversales.

Pour cela on a divisé la structure en trois zones de calcul :

Zone I : SS+ RDC.

Zone II : 1^{er} étage et 2^{ème} étage.

Zone III : 3^{ème} étage et 4^{ème} étage.

Zone IV : 5^{ème} étage et 6^{ème} étage et 7^{ème} étage

V.3.1. Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur **BAEL et RPA99/ V2003** exige les combinaisons ci-contre

➤ **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire :

$$✓ \quad 1,35 G + 1,5 Q$$

Situation accidentelle :

$$✓ \quad G + Q \pm E$$

$$✓ \quad 0,8G \pm E$$

➤ **Etat limite de service :**

$$✓ \quad G + Q$$

Les voiles pleins en situation durable ou transitoire sont sollicités par un effort de compression centré mais dans le cas d'une situation accidentelle ils sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant dû aux charges horizontales et un effort de compression dû aux charges verticales. Ces trois efforts nous donnent un calcul à la flexion composée en se basant sur les règles BAEL91 et les recommandations du RPA99.

Le ferrailage se fera en FPN.

V.3.2. Procèdes de calcul

a) Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical est déterminé suivants les étapes de calcul définies ci-dessous :

✓ On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Avec :

✓ **S** : section du béton.

✓ **V** : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).

$$V = \frac{L_v}{2}$$

- ✓ L_v : longueur du voile y compris les deux poteaux voisins.
- ✓ On détermine les efforts agissant dans chaque bande.

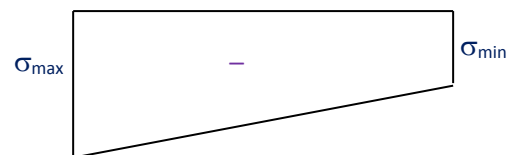
Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

- Section entièrement tendue **SET**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

1^{ère} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

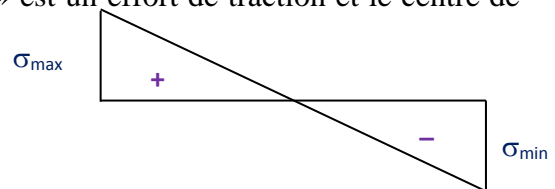
$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] . L_t . e$$



2^{ème} cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

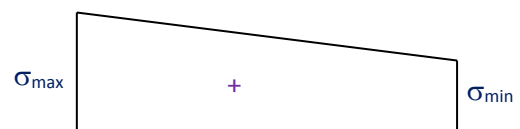
$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t . e$$



3^{ème} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] . L_c . e$$



La plupart de nos voiles sont des sections partiellement comprimées (S.P.C) le 2^{ème} cas

b) Ferrailage horizontal

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes :

- ✓ Selon le BAEL91 : $A_H \geq \frac{A_V}{4}$
- ✓ Selon le RPA99 : $A_H \geq 0,0015.b.L_{voil}$

- A_V : section d'armature verticale.

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une Longueur de **10 ϕ** , et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

c) Armatures constructives

Ces aciers sont généralement des épingles, elles sont perpendiculaires aux forces des refends et relient les deux nappes d'armatures verticales

d) Ferrailage minimale

- ✓ **Compression simple**

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- ❖ $A \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}$. (Longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures). (**A.8.1.2.1. BAEL91**)
- ❖ $0.2\% \leq \frac{A}{S} \leq 0.5\%$ (S : section du béton comprimé)

- ✓ **Traction simple :**

$$\text{❖ } A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \text{ (A.4.2.1. BAEL91)}$$

Selon le **RPA99** / version **2003** :

- ❖ Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section du béton tendu (**Art7.7.4.1 page 61**).
- ❖ Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**. (**Art7.7.4.3 page 61**)

- ❖ En zone courante égale à **0.10%**

e) Espacement

D'après l'**Art 7.7.4.3 du RPA 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

f) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- ❖ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ❖ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i) Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

V.3.3. Vérifications

a) **Vérification à L'ELS** : Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

✓ **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

✓ **D'après le BAEL** : Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement ; $\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$; Pour la fissuration préjudiciable

✓ **Exemple d'application**

Voiles (1.70m)

Zone (1)

L= 1.70m , **e=0.20 m**

N .M sont donnes par (ETABS)

V = 0.85m

N =234,54KN

M = 1238,231 KN/m

S= 0, 2x1.7=0,34m²

I= (bh³/12) = 0.082m⁴

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = 13525.144KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = -12145.497KN/m^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = 0.8$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b = \mathbf{976.883KN}$$

❖ **Armature verticale**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \mathbf{24.42cm^2}$$

❖ **Armature minimale**

● **Vérfications vis à vis du RPA V2003 (art : 7.7.4.1) :**

$$A_{\min RPA} = \max\left(0.2\% bL_t, \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right)$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b} : \text{épaisseur du voile.} \\ \mathbf{L_t} : \text{longueur de la section tendue.} \end{array} \right.$

$$0.2\% \text{ b } L_t = (0.2 \times 0.2 \times 0.2) / 100 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Bf_{t28}}{f_e} = \frac{0.2 \times 1.7 \times 2.1}{400} = 17.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max (3.2 \text{ cm}^2, 17.85 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 17.85 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale d'après l'article **7.7.4.3 Du RPA99V2003** :

Zone d'about : $(170/10) = 17 \text{ cm}$. Avec $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante 136 cm . Avec $S_t = 15 \text{ cm}$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

❖ Armature horizontale

D'après le BAEL91 : $A_H = A_V / 4 = 24.29 / 4 = 6.07 \text{ cm}^2$

D'après le RPA :

$$A_H \geq 0.15\% \cdot B = 0.15\% \cdot 20 \times 170 = 5.1 \text{ cm}^2 ;$$

Soit donc : **9HA10/nappe** avec $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Armature transversale

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre

(4) Epingles au mètre carré, soit : **4 HA8**.

Remarque :

Les espacements dans tous les voiles sont :

La zone d'about $S_t = 10 \text{ cm}$

La zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Ferrailage des voiles

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

- ✓ $\sigma_1 ; \sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$: les contraintes de béton.
- ✓ $L_t \text{ (m)}$: Longueur de la zone tendue.
- ✓ $N \text{ (kN)}$: Effort de traction.
- ✓ $A_s \text{ (cm}^2\text{)}$: Section d'armature.
- ✓ $A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$: Section d'armature minimale.

A_H (cm²) : Section d'armatures horizontales.

✓ A_t (cm²) : Section d'armatures transversales.

On va ferrailer les voiles selon leurs zones et leurs types :

❖ Sens longitudinale

1/ Les voiles type (1.7m)

Tableau (V.21) : Calcul des sections d'armatures du voile type 1.

Zone	sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L_c (m)	L_T (m)	F (kN)	A_v (cm ²)
Zone I	N^{min}	234.54	1238.231	13525.144	-12145.497	SPC	0.89	0.80	976.883	24.422
	N^{max}	2164.39	4.19	6409.285	6322.42	SPC	0.85	0.84	533.739	13.343
	M^{max}	2075.1	1266.037	19226.789	-7020.319	SPC	1.24	0.45	319.213	7.98
Zone II	N^{min}	167.2	138.461	1927.031	-943.501	SPC	1.14	0.55	52.719	1.31
	N^{max}	1902.84	1.387	5610.965	5582.210	SPC	0.85	0.84	473.269	11.83
	M^{max}	1780.57	619.724	11660.938	-1186.997	SPC	1.54	0.15	18.643	0.46
Zone III	N^{min}	161.36	64.328	1141.402	-192.226	SPC	1.45	0.24	4.71	0.11
	N^{max}	1400.27	13.985	4263.407	3973.474	SPC	0.87	0.82	325.856	8.14
	M^{max}	1188.25	353.905	7163.380	-173.674	SPC	1.65	0.04	0.698	0.0175
Zone IV	N^{min}	78.3	13.442	369.631	90.956	SPC	1.36	0.33	3.053	0.076
	N^{max}	873.15	17.578	2750.299	2385.877	SPC	0.91	0.78	188.44	4.71
	M^{max}	649.06	188.896	3867.068	-49.068	SPC	1.67	0.021	0.104	0.0026

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max} .

Tableau (V.22) : Ferrailage vertical et horizontal du voile type 1.

Choix des barres / nappe												
Zon e	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	24.42	17.85	24.42	30.77	5HA14	15	5HA14	10	7.69	15.7	20HA10	20
II	11.83	17.85	17.85	27.31	8HA12	15	3HA14	10	6.82	14.13	18HA10	20
III	8.14	17.85	17.85	27.31	8HA12	15	3HA14	10	6.82	14.13	18HA10	20
IV	4.71	17.85	17.85	27.31	8HA12	15	3HA14	10	6.82	14.13	18HA10	20

2/ Les voiles de type (1.8m)**Tableau (V.23) :** Calcul des sections d'armatures du voile type 2.

Zone	sollici tation	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Natu re	L_c (m)	L_T (m)	F (kN)	A_v (cm ²)
Zone I	N^{min}	538.29	877.156	9661.156	-6615.533	SPC	1.06	0.73	483.976	12.09
	N^{max}	2550.06	1350.934	19617.939	-5450.939	SPC	1.40	0.39	213.343	5.33
	M^{max}	2271.58	1363.393	18959.982	-6340.093	SPC	1.34	0.45	285.984	7.14
Zone II	N^{min}	50.29	523.464	4996.576	-4717.188	SPC	0.92	0.87	412.336	10.30
	N^{max}	1793.38	727.977	11736.036	-1772.814	SPC	1.56	0.23	41.877	1.04
	M^{max}	1561.72	766.461	11449.604	-2773.382	SPC	1.44	0.35	97.34	2.43
Zone III	N^{min}	123.41	288.205	3016.872	-2331.261	SPC	1.01	0.78	182.916	4.57
	N^{max}	1136.71	56.332	3680.1958	2634.859	SPC	1.04	0.75	197.883	4.94
	M^{max}	963.37	411.572	6494.737	-1142.681	SPC	1.53	0.26	30.77	0.76
Zone IV	N^{min}	81.79	151.155	1629.663	-1175.274	SPC	1.04	0.75	88.63	2.21
	N^{max}	727.97	217.505	4040.226	4.051	SPC	1.79	0.001	0.0007	0
	M^{max}	108.123	249.899	2618.928	-218.372	SPC	1.01	0.781	158.128	3.95

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max} .

Tableau (V.24) : Ferrailage vertical et horizontal du voile type 2.

Choix des barres / nappe												
Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Zone couran t	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	12.09	18.9	18.9	25.86	6HA12	15	4HA14	10	6.46	14.13	18HA10	20
II	10.30	18.9	18.9	25.86	6HA12	15	4HA14	10	6.46	14.13	18HA10	20
III	4.94	18.9	18.9	25.86	6HA12	15	4HA12	10	6.46	14.13	18HA10	20
IV	3.95	18.9	18.9	25.86	6HA12	15	4HA12	10	6.46	14.13	18HA10	20

❖ Sens Transversale : Il y'a deux type de voile.

1/ Les voiles de type (3m)

Tableau (V.25) : Calcul des sections d'armatures du voile type 3.

Zone	Sollici Tations	N (kN)	M (kN.m)	σ ₁ (kN/m ²)	σ ₂ (kN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (kN)	Av (cm ²)
Zone I	N ^{min}	43.75	1082.282	3680.523	-3534.690	SPC	1.53	1.46	519.487	12.98
	N ^{max}	2816.63	1014.081	8074.653	1314.113	SPC	2.58	0.41	55.179	1.37
	M ^{max}	1280.02	4216.315	16187.75	-11921.016	SPC	1.72	1.27	1516.722	37.91
Zone II	N ^{min}	52.87	577.461	2012.986	-1836.753	SPC	1.56	1.43	262.900	6.57
	N ^{max}	2456.14	577.158	6017.476	2169.706	SPC	2.20	0.79	172.500	4.31
	M ^{max}	648.79	2245.333	8565.760	-6403.126	SPC	1.71	1.28	821.705	20.54
Zone III	N ^{min}	59.82	167.552	658.206	-458.806	SPC	1.76	1.23	56.535	1.41
	N ^{max}	1679.52	183.427	3410.623	2187.776	SPC	1.82	1.17	256.485	6.41
	M ^{max}	1190.34	915.784	5036.513	-1068.713	SPC	2.47	0.52	56.123	1.40
Zone IV	N ^{min}	69.26	85.362	399.973	-169.106	SPC	2.10	0.89	15.075	0.37
	N ^{max}	857.29	99.136	1759.270	1098.363	SPC	1.84	1.15	126.650	3.166
	M ^{max}	497.76	384.858	2112.460	-453.260	SPC	2.47	0.53	24.02	0.2

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{\max} ; N^{\min} ; M^{\max} .

Tableau (V.26) : Ferrailage vertical et horizontal du voile type 3.

Choix des barres / nappe												
Zone	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	37.91	31.5	37.91	39.42	12HA12	15	4HA14	10	9.85	11.78	15HA10	20
II	20.54	31.5	31.5	33.9	9HA12	15	6HA12	10	8.47	11.78	15HA10	20
III	6.41	31.5	31.5	33.9	9HA12	15	6HA12	10	8.47	11.78	15HA10	20
IV	3.16	31.5	31.5	33.9	9HA12	15	6HA12	10	8.47	11.78	15HA10	20

2/ Les voiles de type (4.85m)

Tableau (V.27) : Calcul des sections d'armatures du voile type 4.

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Nature	L_c (m)	L_T (m)	F (kN)	A_v (cm ²)
Zone I	N^{\min}	498.74	1510.112	4241.544	-1413.214	SPC	3.07	1.77	251.281	6.28
	N^{\max}	3547.34	1326.24	5394.752	1964.350	SPC	3.54	1.321	255.869	6.39
	M^{\max}	1618.12	6924.966	10506.608	-7170.278	SPC	2.88	1.96	1410.613	35.26
Zone II	N^{\min}	377.3	638.602	1204.026	-426.088	SPC	3.58	1.26	54.016	1.35
	N^{\max}	3089.39	899.848	4333.428	2036.447	SPC	3.29	1.55	315.76	7.89
	M^{\max}	1372.63	4549.686	7221.918	-4391.753	SPC	3.01	1.83	805.467	20.13
Zone III	N^{\min}	333.11	241.535	651.687	35.137	SPC	4.60	0.24	0.87	0.021
	N^{\max}	2150.5	477.831	2826.873	1607.147	SPC	3.09	1.75	282.523	7.06
	M^{\max}	1884.7	1881.131	4343.906	-457.927	SPC	4.38	0.46	21.180	0.52
Zone IV	N^{\min}	130.23	93.546	253.652	14.863	SPC	4.58	0.26	0.399	0.01
	N^{\max}	1220.21	254.111	1582.274	933.622	SPC	3.05	1.79	168.31	4.2
	M^{\max}	1098.93	607.41	1908.164	357.670	SPC	4.08	0.76	27.382	0.68

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{\max} ; N^{\min} ; M^{\max}

Tableau (V.28) : Ferrailage vertical et horizontal du voile type 4.

Choix des barres / nappe												
Zone	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
I	35.26	50.92	50.92	55.38	12HA14	15	6HA14	10	13.84	15.7	20HA10	20
II	20.13	50.92	50.92	55.38	12HA14	15	6HA14	10	13.84	15.7	20HA10	20
III	7.06	50.92	50.92	55.38	12HA14	15	6HA14	10	13.84	15.7	20HA10	20
IV	4.2	50.92	50.92	55.38	12HA14	15	6HA14	10	13.84	15.7	20HA10	20

Tableau (V.29) : Les vérifications à L'ELS de contrainte de cisaillement.

		Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
voile	Zone	V	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	I	5.74	0.026	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.018	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1581.89	4.096	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	24.81	0.113	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.081	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1390.44	3.641	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	36.21	0.165	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.118	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1023.24	2.684	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	72.71	0.332	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.237	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	638.31	1.675	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 02	I	4.82	0.02	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.014	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1373.59	3.442	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	20.35	0.087	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.062	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1169.71	2.933	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	29.1	0.125	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.089	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	831.31	2.084	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	52.12	0.225	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.16	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	494.6	1.240	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 03	I	14.46	0.037	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.026	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1607.58	2.438	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	17.6	0.045	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.032	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1394.68	2.115	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	21.77	0.056	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.04	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1009.57	1.531	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	43.41	0.112	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.08	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	567.54	0.861	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type04	I	11.23	0.018	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.012	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2331.52	2.214	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	15.53	0.024	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.017	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2013.49	1.912	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	1.93	0.003	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.002	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1446.97	1.374	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	21.78	0.034	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.024	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	869.72	0.825	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Le ferrailage obtenu est représenté dans les figures suivantes :

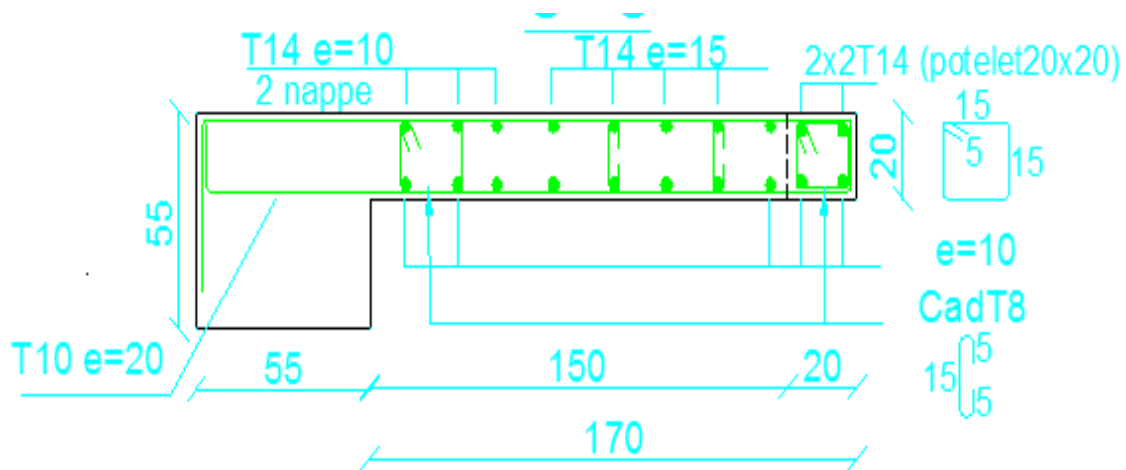


Figure (V.4) : Schéma de ferrailage des voiles type V1 zone 1.

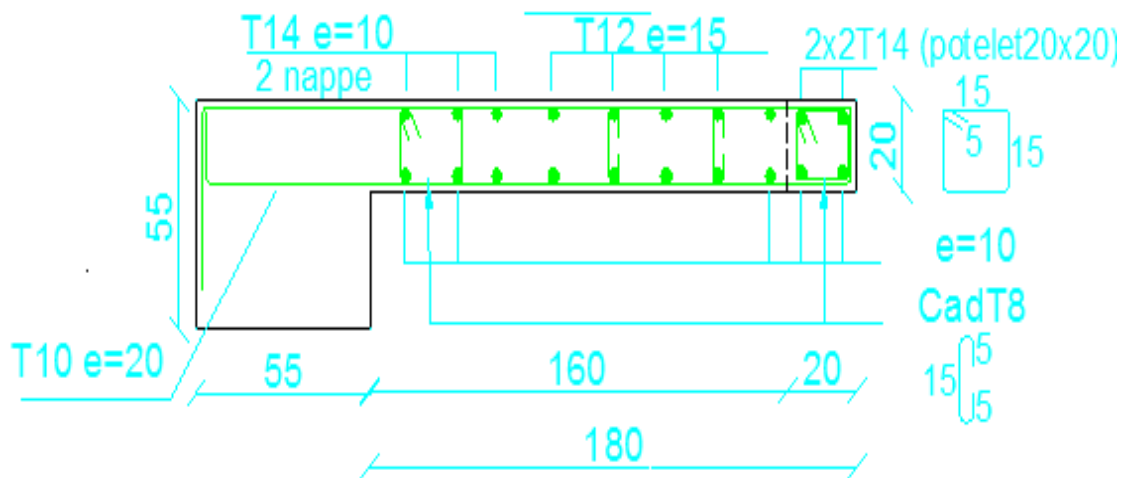


Figure (V.5) : Schéma de ferrailage des voiles type V5 zone 1.

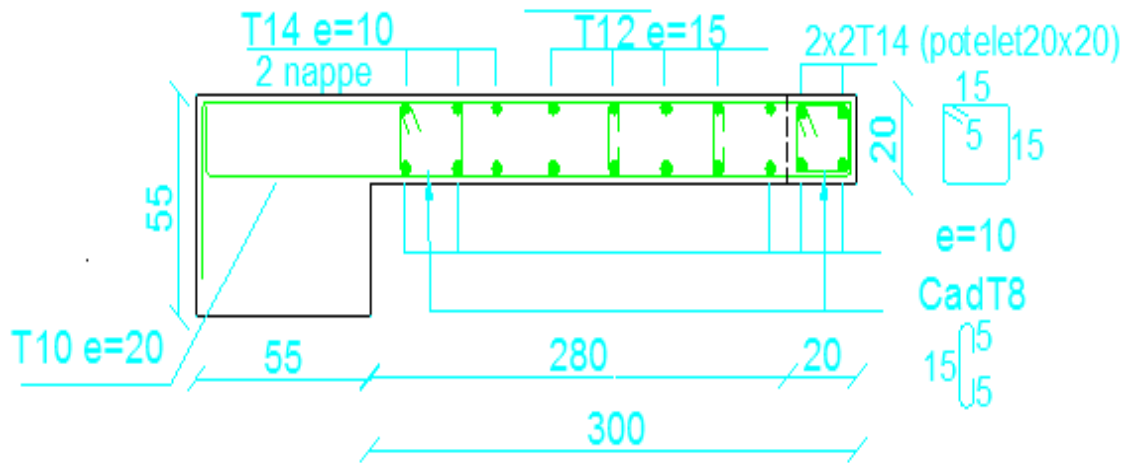


Figure (V.6) : Schéma de ferrailage des voiles type V9 zone 1.

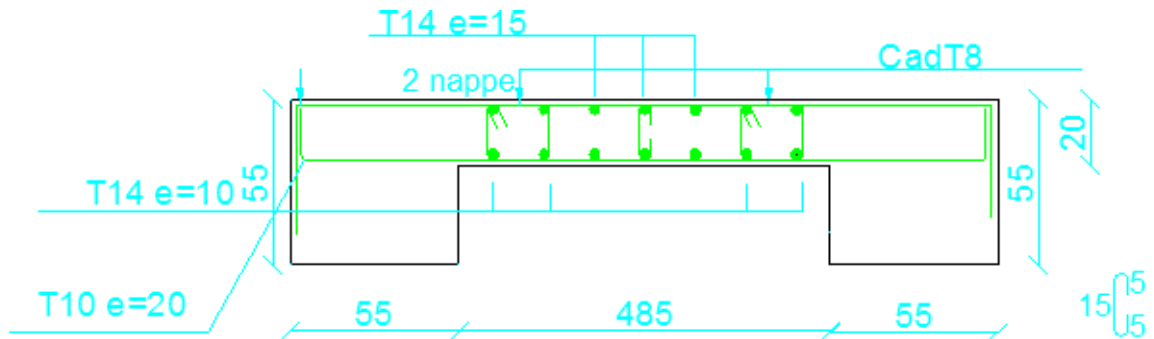


Figure (V.7) : Schéma de ferrailage des voiles type V12 zone 1.

CHAPITRE VI

Etudes des fondations

VI.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.2. Stabilités des fondations

Les massifs des fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de la flexion ou de torsion

- Des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques (adhérences, remblais).

Les massifs de fondation doivent être stable c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettant la tenue de l'ouvrage, des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage, l'étude géologique et géotechnique a pour le but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.3. Différents types des fondations

Il existe quatre catégories de fondations :

- ✓ **Les fondations superficielles** : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteau semelles filantes sous mur radier).
- ✓ **Les fondations profondes** : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à une grande profondeur (puit, pieux).
- ✓ **Les fondations spéciales** : on cite les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers cimentés, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemples.

✓ Les fondations surfaciques ou radier

Il existe quatre (04) types de radiers :

- 1) Le radier dalle pleine (le plus courant).
- 2) Le radier nervuré.
- 3) Le radier champignon sous poteau.
- 4) Le radier voûte.

L'emploi d'un radier se justifie lorsque :

- La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- Quand le bon sol est situé en trop grande profondeur.
- Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.

Les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

VI.4. Choix de type de fondation

La connaissance de la nature est absolument indispensable pour savoir à quel niveau nous disposons d'un terrain d'assise suffisamment résistant.

- ✓ Facteur de choix du type de fondation :
 - La nature de l'ouvrage.
 - La nature du terrain.
 - La mise en oeuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
 - Le type d'entreprise : matériel disponible et compétence.
 - Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.
- ✓ Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :
 - La résistance du sol
 - Le chevauchement des semelles
 - Le mode constructif de la structure
- ✓ Le choix des fondations doit satisfaire les critères suivants :
 - Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
 - Facilité d'exécution (coffrage)
 - Economie

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 2.1 Mpa

Remarque

Le bâtiment étudié est une structure mixte (portique+ voile) , donc la solution de semelles isolées est à écarter.

On aura le choix entre les semelles filantes et le radier général.

VI.4.1. Semelles filantes

La surface de la semelle sera déterminer en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_s = 30820,45 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 2,1 \text{ bars} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \geq s \geq \frac{30820,45 \times 10^{-3}}{0.21} = 146,76 \text{ m}^2$$

Conclusion

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené a opter le radier général

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

VI.4.2. Calcul d'un radier général**VI.4.2.1. L'épaisseur du radier****➤ Condition forfaitaire**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5\text{m}$: la plus grande distance entre deux files successifs.

$$\text{D'où : } 62,5\text{cm} \leq h_r \leq 100\text{cm.}$$

➤ Condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E :Module d'élasticité du béton $E = 32164.2 \text{ MPa}$

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen: $K=40 \text{ MN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL \max^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (5^4)}{32164.2\pi^4}} \Rightarrow h = 72,67 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° ,

La vérification se fait par la formule suivante :

Avec :

$$\mu_c : \text{Périmètre} \quad N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{en du radier.}$$

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

H: Epaisseur totale du radier.

• **Pour les voiles:**

$$N_u = 8516,42 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b')$$

$$\begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0,20 + 5 + 2 \times 0,8) \cdot 2 = 13,6 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0,045 \mu_c \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)} = 0,83 \text{ m}$$

• **Pour les poteaux :**

$$N_u = 1739,38 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,55 + 0,55 + 2h) = 5,4 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0,045 \mu_c \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)} = 0,42 \text{ m}$$

Conclusion

Pour satisfaire a toute les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

h= 85cm.

Vue que la hauteur est importante en opte pour un radier nervuré.

❖ Condition de coffrage

a) Pour des nervures :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $h_p = 85 \text{ cm}$

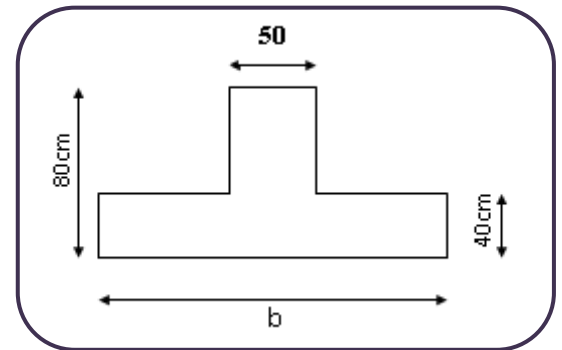
$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{85}{2} = 42,5 \text{ cm}$$

Soit : $b_p = 50 \text{ cm}$

b) Pour la dalle :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

Soit : $h_p = 40 \text{ cm}$



VI.4.2.2. Détermination des efforts

❖ La surface minimale du radier

Calcul de débordement

$$D \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 42,5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } D = 50 \text{ cm}$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{battement}} + S_{\text{debord}} \Rightarrow S_{\text{radier}} = 314,945 \text{ m}^2$$

Calcul des sollicitations

$$G_{\text{Superstructure}} = 23900,09 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 3106,07 \text{ KN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0,4 \times 314,945 + 0,2 \times 67,1 \times 3,06 \times 25 + 1056 = 5232,08 \text{ KN}$$

$$G_{\text{nerv}} = (0,4 \times 0,55 \times 25 (20 \times 4 + 15 \times 2 + 18 \times 4 + 10)) = 1056 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2,5 \times S_{\text{bloc}} = 314,395 \times 2,5 = 785,98 \text{ KN}$$

Les combinaisons de calcul

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}}) + 1,5(Q_{\text{sup}} + Q_{\text{rad}})$$

$$N_u = 45166,5 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = (G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}}) + (Q_{\text{sup}} + Q_{\text{rad}})$$

$$N_{\text{ser}} = 33024,22 \text{ KN}$$

❖ Vérification de surface du radier

$$\text{à l'ELU : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{45166,5 \times 10^{-3}}{1,33 \times 0,12} = 282,99 \text{ m}^2$$

$$\text{à l'ELS : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{33024,22 \times 10^{-3}}{0,12} = 275,2 \text{ m}^2$$

VI.4.2.3. Les vérifications

❖ Vérification de la pression hydrostatique

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G_T \geq \alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement=1.5

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure=3,06m

$$\alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 3,06 \times 314,945 = 14455,97 \text{ KN}$$

$G_T = 29132,17 \text{ KN} > 14455,97 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

❖ Condition de non cisaillement

D'après le règlement **CBA93** (Art. A.5.1) on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_{\text{ultim}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}.$$

$$V_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$V_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b \cdot L_{\text{max}}}{S_{\text{rad}} \cdot 2} = \frac{45166,5 \times 1 \cdot 5}{314,945 \cdot 2} = 358,52 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{358,52}{1 \times 0,34} = 1,05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Calcul du CDG et les moments d'inertie

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

(X_i, Y_i) : Centre de gravité du panneau considéré.

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 8,35 \text{ m}$$

$$Y_G = 7,9 \text{ m}$$

Le moment d'inertie est donné par :

$$I = (I_i + S_i d_i^2)$$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

d_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = 4420,7 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 5705,4 \text{ m}^4$$

❖ Vérification de la stabilité au renversement

Centre de masse du radier :

$$X_r = 8,554 \text{ m.}$$

$$Y_r = 7,282 \text{ m.}$$

L'excentricité

$$e_x = |X_G - X_r| = 0,2 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_G - Y_r| = 0,61 \text{ m}$$

❖ Vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : effort normal de calcul.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant

Tableau (VI.1) : Vérification des contraintes sous le radier

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	27006,16	27006,16	36924,23	36924,23
M_{rad} (kN.m)	28994,184	5875,353	39485,076	8082,911
V (m)	8,35	7,9	8,35	7,9
I (m⁴)	4420,7	5705,4	4420,7	5705,4
S (m²)	140,51	93,88	191,82	128,43
σ₁ (kN/m²)	30,98	77,61	42,65	106,04
σ₂ (kN/m²)	0.11	0.089	0.15	0.12
σ_{moy} (kN/m²)	0.21	0.21	0.21	0.21
σ_{adm} (kN/m²)	CV	CV	CV	CV

❖ Vérification de la stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M₀ : Moment sismique à la base de RDC

T₀ : L'effort tranchant à la base de RDC

h : profondeur de l'infrastructure

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G ± E ;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison G + Q + E.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant

Tableau (VI.2) : Vérification de la stabilité au renversement.

	0,8G+E		G + Q + E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	19120,07	19120,07	27006,16	27006,16
M _{rad} (kN.m)	20044,183	32314,401	27671,97	30333,014
V (m)	8,35	7,9	8,35	7,9
I (m ⁴)	4420,7	5705,4	4420,7	5705,4
S (m ²)	98,56	105,45	138,01	127,74
σ ₁ (kN/m ²)	22,84	15,96	33,48	43,74
σ ₂ (kN/m ²)	0,079	0,083	0,11	0,1
σ _{moy} (kN/m ²)	0,21	0,21	0,21	0,21
σ _{adm} (kN/m ²)	CV	CV	CV	CV

VI.4.3. Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Les panneaux sont encastres sur 4 appuis ; on distingue deux cas de figure :

1^{er} Cas : Si : $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable $\Rightarrow M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$ et $M_{oy} = 0$

2^{eme} Cas : Si : $0.4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre

de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$
- Les valeurs de μ_x, μ_y sont données par le BAEL.

a) Ferrailage du panneau

Le calcul de ferrailage se fait par une bande de 1ml, On choisie le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3,4m, L_y = 5m$$

Évaluation des charges est surcharge

à ELU

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$$

$$q_u = \frac{45166,5}{314,945} = 143,41 \text{ KN/m}^2$$

à ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$$

$$q_{ser} = \frac{33024,22}{314,945} = 104,85 \text{ KN/m}^2$$

Correction des moments

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,4}{5} = 0,68$$

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Sens longitudinal

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$$

$$M_{ax} = 0,50 \cdot M_x$$

Sens transversal

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$$

$$M_{ay} = 0,50 \cdot M_y$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau (VI.3) : Calcul des sollicitations

	ELS		ELU	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
μ	0.0767	0.5584	0,0710	0,4034
M (KN.m)	92,96	51,91	134,12	54,1
Mt(KN.m)	69,72	38,93	100,59	40,57
Ma(KN.m)	46,48	25,95	67,06	27,05

Calcul du ferrailage

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 85 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9h = 76,5 \text{ cm}.$$

✓ Pourcentage minimale

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 9,23 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}; 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}; 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 30 \text{ cm}$$

..... BAEI 91 Page (360)

✓ Calcul des armatures à L'ELU

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (VI .4) : le ferrailage à l'ELU.

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_u(KN.m)	100,59	67,06	40,57	27,05
U	0.0121	0.008	0.0048	0.0032
U < 0.186	Oui	Oui	Oui	Oui
b(m)	0,759	0,761	0,762	0,763
A_s (cm²/ml)	3,80	2,53	1,52	1,01
A_{s min} (cm²/ml)	9,23	9,23	9,23	9,23
Choix des barres	5T16	5T16	5T16	5T16
A_s adopté	10,05	10,05	10,05	10,05
Espacement (cm)	20	20	20	20

- Vérification a l'ELS (fissuration préjudiciable)
- ✓ Vérification de la continuité des moments

Tableau (VI.5) : vérification des moments à ELU

		ELU			
		Moment(KN.m)	$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1,25M_0$	Vérification
Sens x-x	M_0	134,12	167,65	167,65	C.V
	M_e	67,06			
	M_w	67,06			
	M_t	100,59			
	Moment(KN.m)		$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1,25 M_0$	Vérification
Sens y-y	M_0	54,1	67,62	67,62	C.V
	M_e	27,05			
	M_w	27,05			
	M_t	40,57			
	Moment(KN.m)		$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1,25 M_0$	Vérification

Tableau (VI.6) : vérification des moments à ELS

		ELS			
		Moment(KN.m)	$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens x-x	M_0	92,96	116,2	116,2	C.V
	M_e	46,48			
	M_w	46,48			
	M_t	69,72			
	Moment(KN.m)		$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens y-y	M_0	51,91	64,88	64,88	C.V
	M_e	25,95			
	M_w	25,95			
	M_t	38,93			
	Moment(KN.m)		$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification

- ✓ Vérification des contraintes de compression dans le béton

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

Avec : $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$ $n = 15$

✓ **Vérification des contraintes d'acier**

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202MPa$

$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

a- Sens x-x

Tableau (VI.7) : Vérification des contraintes (sens x-x).

Zone	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	46,48	0,939	64,31	15	201,63	CV
Travée	69,72	0,409	96,47	15	201,63	CV

b- Sens-y-y

Tableau (VI.8) : Vérification des contraintes (sens y-y).

Zone	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	25,95	0,524	35,90	15	202	CV
Travée	38,93	0,786	53,86	15	202	CV

VI.5. Débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

✓ **Ferraillage de débord**

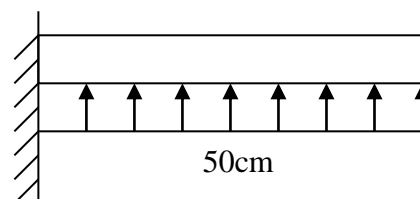


Figure (VI.1) : Schéma statique du débord

$$b = 1m$$

$$h = 50cm$$

$$h = 85cm$$

$$d = 76,5cm$$

$$L = 0,5m$$

$$q_u = 143,41 KN / m^2 \times 1ml$$

$$q_{ser} = 104,85 KN / m^2 \times 1ml$$

$$f_{bu} = 14,17 MPa$$

✓ **Calcul à L'ELU**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 17,92 KN.m$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{17,92 \times 10^3}{1 \times 0,765^2 \times 14,17} = 0,0022 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{donc : } A'_s = 0 \text{ N'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0027$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,998$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,92 \times 10^3}{0,998 \times 76,5 \times 348} = 0,67 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 9,23 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_s = \text{Max} (A_{\min} ; A_u) = 9,23 \text{ cm}^2$

Donc on choisit : **5T16= 10.05 cm²**.

NB : Comme le débord est moins sollicité que la dalle et a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord

✓ **Ferrailage transversal**

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

$$- \tau_b = \frac{Vu}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 1,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 MPa \right\} \dots \dots \dots \text{BAE 91 Page (161)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant maximum à L'ELU

Donc :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{143,41 \times 5}{2} = 358,525 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{337,01 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72} = 0,46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

N.B : Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

✓ **Schéma de ferrailage du radier**

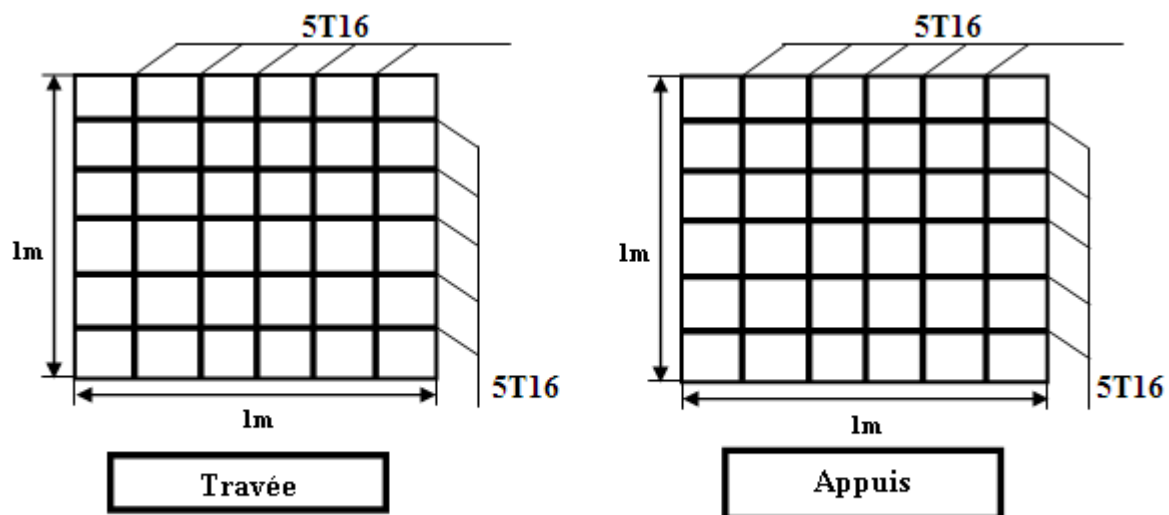


Figure (VI.2) : Schéma de ferrailage du radier.

VI.6. Étude de voile périphérique

VI.6.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.6.2. Pré -dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h = 3.06 \text{ m}$

- Longueur $L_x = 3.40 \text{ m}$

- $L_y = 5 \text{ m}$

- Épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

VI.6.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

- L'angle de frottement $\phi = 30^\circ$.

- La cohésion $c = 3.2 \text{ KN/m}^2$

VI.6.4. Evaluation des charges

Le voile périphérique est soumis à

a. La poussé des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = 3.06 \times 18 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) \Rightarrow G = 14.66 \text{ kN/m}^2$$

b. Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

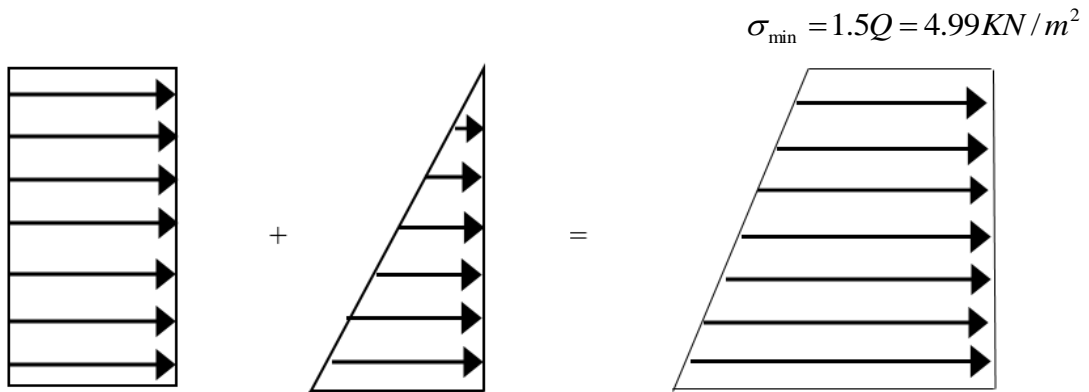
$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) \Rightarrow Q = 3.33 \text{ KN/m}^2.$$

VI.6.5. Ferrailage du voile

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.

➤ **Calcul à l'ELU**

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 24.78 \text{ KN/m}$$



$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 24.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 24.79 + 4.99}{4} = 19.84 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 19.84 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$L_x = 3.4 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; L_y = 5 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.40}{5} \Rightarrow \alpha = 0.68$$

$\alpha > 0.4$ Donc Le voile porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0.68 \Rightarrow \text{ELU} \rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.0710 \\ \mu_y = 0.4034 \end{matrix} \dots\dots\dots [\text{Annexe 3}]$$

❖ **Calcul des moments à ELU ($\nu = 0$)**

❖ **Moment isostatique**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0710 \times 19.84 \times 3.4^2 = 16.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.4034 \times 16.28 = 6.57 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 13.83KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 5.58KN.m$$

❖ **Moment en appui**

$$M_{ax} = 0.3M_{0x} = 0.3 \times 16.28 = 4.88KN.m$$

$$M_{ay} = 0.3M_{0y} = 0.3 \times 6.57 = 1.97KN.m$$

❖ **Calcul de ferrailage**

Avec : $A_{min} = 0.1\% b \cdot h$ condition exigée par le RPA.

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (100 \times 20)cm^2$

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

Tableau (VI.9) : Ferrailage du voile périphérique.

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	$\mu_l =$ 0.392	A'_s (cm^2)	Z (mm)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)
X-X	Appuis	4.88	0.011	$\mu < \mu_l$	0	178.81	0.78	2.00	4HA10 3.14 cm^2	25
	Travée	13.83	0.030	$\mu < \mu_l$	0	176.76	2.25	2.00	4HA10 3.14 cm^2	25
Y-Y	Appuis	1.91	0.004	$\mu < \mu_l$	0	179.57	0.31	2.00	4HA10 3.14 cm^2	25
	Travée	5.58	0.012	$\mu < \mu_l$	0	178.70	0.89	2.00	4HA10 3.14 cm^2	25

❖ **Vérifications**

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 2.17cm^2$$

$$A_t > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$$

$$A_a > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$$

- ✓ **Effort tranchant**

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

$$v_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{19.84 \times 5}{2} = 49.6 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{49.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.27 \text{ Mpa}$$

La fissuration est considérée préjudiciable donc :

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

Donc $\tau = 0.27 < \bar{\tau} = 2.5$ Condition vérifiée.

Vérifications à ELS

$$: \nu = 0.2$$

$$\alpha = 0.68 \Rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.0767 \\ \mu_y = 0.5584 \end{matrix} \dots\dots\dots [\text{Annex03}]$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 3.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 14.66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 14.66 + 3.33}{4} = 11.83 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 11.83 \text{ KN} / \text{ml}$$

Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0767 \times 11.83 \times 3.4^2 = 10.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5584 \times 10.48 = 5.85 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 8.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 4.97 \text{ KN.m}$$

Moment en appui

$$M_{ax} = 0.3 M_{0x} = 0.3 \times 10.48 = 3.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_{0y} = 0.3 \times 5.85 = 1.75 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

Dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Dans l'acier : $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.10) : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Obs	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ MPa	Obs
X-X	Appuis	3.14	3.14	3.67	11319.63	1.02<15	C.V	59.63<201.63	C.V
	Travée	8.91	3.14	3.67	11319.63	2.88<15	C.V	169.19<201.63	C.V
Y-Y	Appuis	1.75	3.14	3.67	11319.63	0.56<15	C.V	33.23<201.63	C.V
	Travée	4.97	3.14	3.67	11319.63	1.61<15	C.V	94.37<201.63	C.V

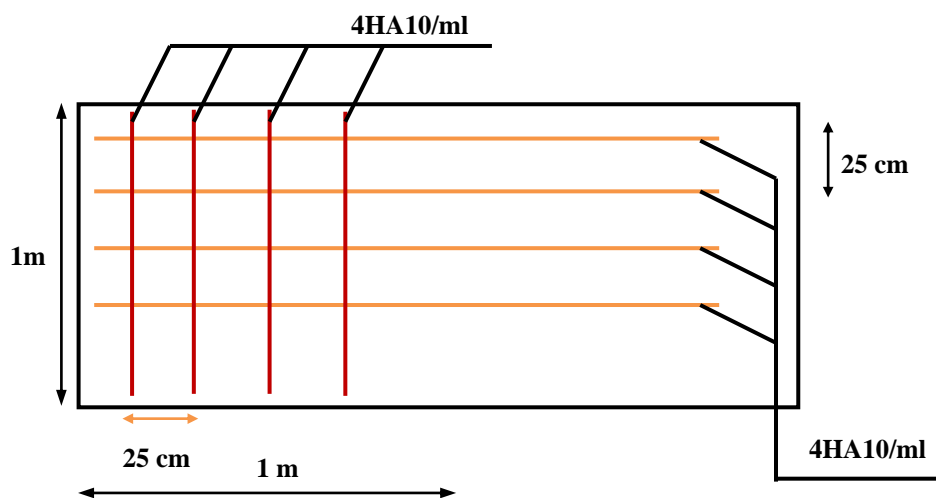


Figure (VI.3) : Ferrailage du voile périphérique

❖ Conclusion

- ✓ la reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation.
- ✓ le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales due au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « ETABS » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier général.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

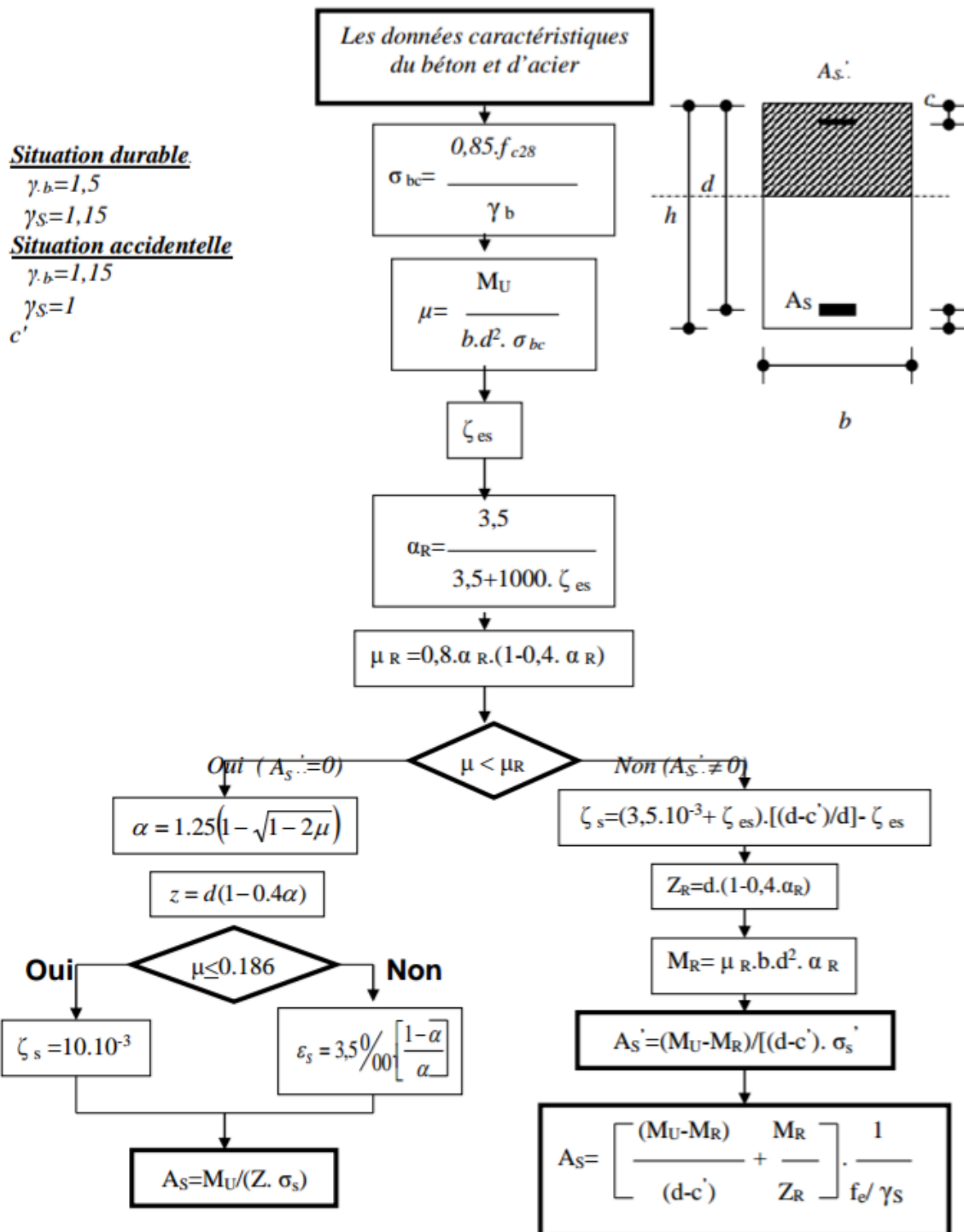
➤ **Logiciels :**

- ETABS.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2010.....Dessin
- EXCEL 2016.....Calcul.
- RDM 6calcul des moments et des efforts tranchants
- WORD 2016.....Traitement du texte.
- SOCOTEC... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple
ou compose).

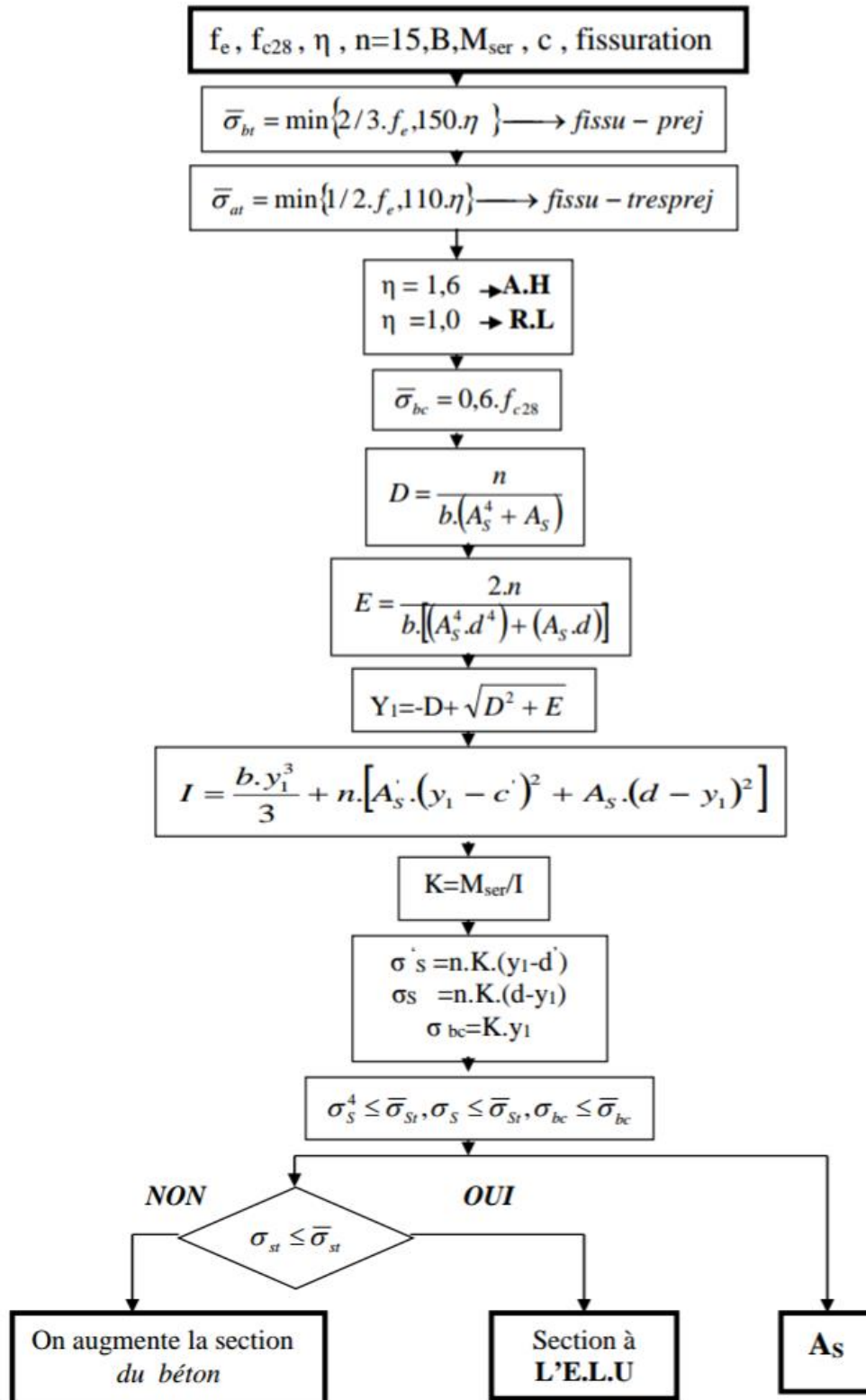
Tableau des armatures

ϕ	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

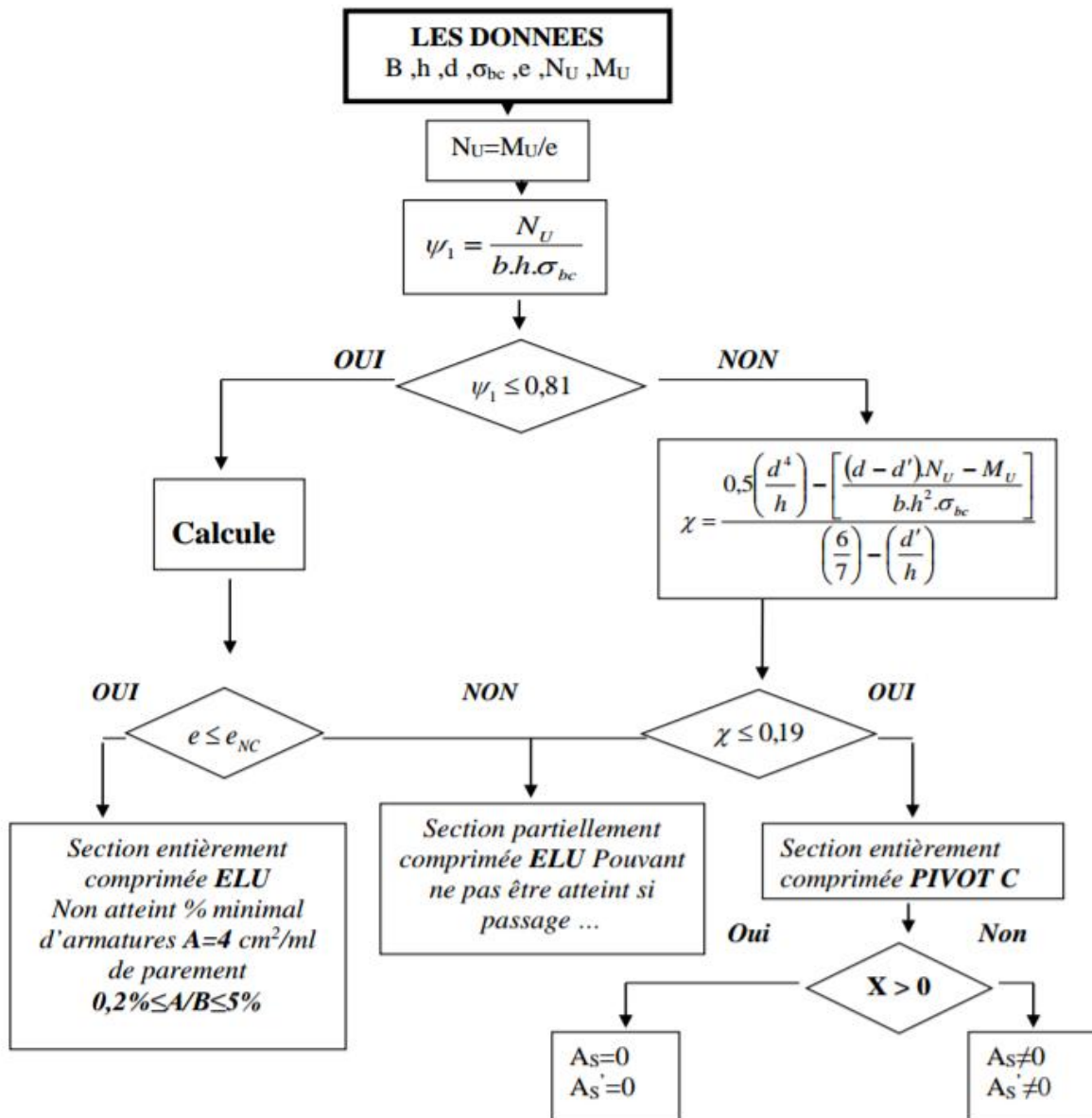
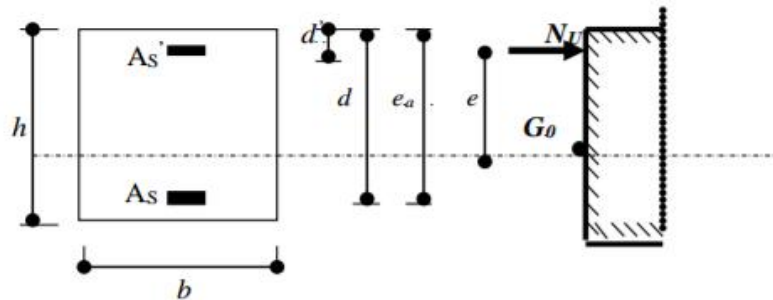
ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -II-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A -L'ELU-



ORGANIGRAMME -III-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A L'ELS

