

N° d'ordre/FT/UMBB/2023

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA – BOUMERDES



Faculté de Technologie
Mémoire de fin d'étude
En vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Filière : Génie civil.
Spécialité: Structure et Construction.

THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT R + 4 + SOUS-SOL À USAGE
ADMINISTRATIF**

Réalisé Par :
FEKIR Amina
HAMADOU Abdelkarim

suivi par :
Dr.DAOUI Abdelhakim

BOUMERDES 2023

Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier le bon Dieu, le clément et le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Notre modeste travail est régenté par la convention entre l'Université de Boumerdes M'Hamed Bougara Faculté des Science et l'Entreprise GCB la base de BOUDOUAOU là où on a rencontré des ingénieurs d'expérience, qui nous ont aidé afin de remplir nos épreuves, donc nous honorons à remercier tout d'abord :

Notre encadreur Mr. DAOUI Abdelhakim « Vice Doyen PGRS ses appréciations compétentes, son précieux conseil qui nous a éclairé et dirigé pour élaborer ce convenable travail.

Nous voudrions exprimer notre gratitude au Chef de département Génie Civil Mr. LABDAOUI et l'enseignant Mr. MAHTOUT qui nous a aidé aussi dans les difficultés à la fin de ce convenable travail.

Nous remercions chaleureusement tous les enseignants et le personnel Administratifs de département Génie Civil.

Notre remerciement s'adresse également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

Un remerciement spécial à mademoiselle Dr. FEKIR Kahina
Nous aimerons exprimer notre gratitude envers tous ceux qui ont de diverses façons, de près ou de loin contribué à l'élaboration de cet ouvrage qui nous a donné la clé d'entrer dans ce fameux domaine.

DEDICACE

Au nom de dieu, le très miséricordieux, par lequel les bonnes actions sont accomplis, je dédie ce travail à :

- *Ma chère maman « fatma » que dieu lui fasse miséricorde et l'habite dans ses vastes paradis. J'ai toujours souhaité qu'elle assiste à cette journée pour continuer la joie, mais dieu a destiné ce qu'il veut faire. Je vous dirai donc que votre joie est au plus haut de paradis, si dieu le veut.*
- *Mon chère père, « Achour » que dieu le protège et prend soin de lui qui a été mon bras droit dans la poursuite de mes études et m'a appris la patience dans l'adversité. Aujourd'hui tu sauras que tes leçons et tes conseils n'ont pas été vains. Je remercie le dieu pour la bénédiction de la paternité qu'il m'a donnée avec vous.*

Je vous souhaite une bonne santé avec une longue vie dans ce qui plaît à dieu.

- *La femme de mon père, « nana » qui a compensé ma mère en tous points, et qui m'a appris qu'après les difficultés il y a la facilité. Merci du fond du cœur, que dieu vous protège et je vous souhaite une bonne santé avec une longue vie.*
- *Mes frères « Saïd, Rachid, Djamel, Hakim, massi, anis » et sœurs « Nacira, Zohra, Karima, Malika, Djamila, Sabrina » avec leurs maris, et leurs femmes et enfants qui m'ont accompagné tout au long de mon parcours académique, surtout ma sœur Zohra et mon frère Rachid qui m'ont aidé après le dieu pour arriver à ce jour là ...*
- *Mes amis et mes collègues « Zakaria, Mohamed, Fatah, aymen, amazigh » qui m'ont aidé, même par un mot ou une supplication, afin que dieu m'accorde le succès dans ma carrière académique*
- *Ma binôme « F. Amina » je la remercie pour le courage qu'il m'a donné et tous les moments qu'on a passés ensemble*
- *Ma femme Amira » qui a partagé avec moi tous les soucis et les joies des études et sa patience avec moi, et qui m'a soutenu financièrement et moralement ...aujourd'hui, je vous dis merci et mille merci d'avoir été à mes côtés malgré toutes les difficultés*

Hamadou Abd el karim

DEDICACE

Je dédie ce travail à :

Ma très chère maman :

Quoi que je dise, je ne serai point te remercier comme il se doit, ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes cotés a toujours été ma source pour affronter les différents obstacles.

Mon cher père :

Grâce à toi je suis devenu forte et responsable, J'ai appris le sens du travail, l'honnêteté, et la personne méticuleuse, je tiens à honorer l'homme que tu es.

...Merci pour votre éducation et votre confiance, vous avez fait de moi ce que je suis aujourd'hui...

Mes chers frère et sœurs :

Ratiba, Nadia, Lamine, Nassim.

Le cadeau de dieu et puis mes parents pour moi ; merci pour votre amour et votre énorme support et encouragement, je sais que ma réussite est très importante pour vous, Je vous aime...

Ma chère tante Samia

Merci pour tous ce que tu fais pour moi

à mes chers grands parent mes oncles, mes tantes, et toute ma famille

à tous ceux qui me sont chers...

à ma jumelle ; Ma meilleure amie Samira qui m'a soutenue et toujours été là pour moi, merci pour tout...

A mes chères Warda , kahina, Rima , Manel, Sarah ,Tina , manel, khalida, Salma karima (je vous dédie ce travail et je vous remercie tous, surtout salma pour son aide durant ces années)

à mon binôme : Hamadou karim merci pour les efforts, nous avons rencontré beaucoup de difficultés on a sacrifiée pour obtenir ce travail.

à toutes les personnes et les collègues qui nous ont aidé.

Fekir Amina

Résumé

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'études, l'objectif principal est de présenter une note de calcul détaillée ainsi qu'un dossier d'exécution pour obtenir un permis de construire pour un projet de construction d'un bâtiment R+4+Sous-sol à usage administratif situé à Oulad Fayet: Alger.

En raison de la taille considérable de ce bâtiment, les différents éléments structuraux ont été dimensionnés en utilisant le logiciel Robot 2014 Autodesk Structural d'Analyse, spécialisé dans le calcul des structures en béton armé. Toutefois, des calculs manuels ont également été effectués pour approfondir les détails du projet. La fondation est conçue sous la forme d'un radier général afin de garantir une répartition efficace des charges, en tenant compte des contraintes du sol, des charges imposées par le bâtiment et de l'encombrement des fondations au sol.

ملخص

في إطار هذه الأطروحة ، الهدف الرئيسي هو تقديم مذكرة حسابية مفصلة بالإضافة إلى ملف تنفيذ للحصول على تصريح لمشروع بناء مبنى + 4 للاستخدام الإداري الموجود في اولاد فاييت الجزائر بعد تحليل شامل للخطط المعمارية المتخصصة في ROBOT2014 ، تم تحديد أبعاد العناصر الهيكلية المختلفة باستخدام برنامج التحليل الهيكلي أوتوديسك حساب الهياكل الخرسانية المسلحة. ومع ذلك ، تم إجراء حسابات يدوية أيضا لتعميق تفاصيل المشروع. تم تصميم الأساس على شكل طابق عام من أجل ضمان التوزيع الفعال للأحمال ، مع مراعاة قيود الأرض والأحمال التي يفرضها المبنى وحجم الأساسات على الأرض.

ABSTRACT

Within the framework of this final thesis, the main objective is to present a detailed calculation report and an execution dossier to obtain a building permit for a construction project of a 4-storey administrative building located in Oulad Fayet : Alger.

Due to the substantial size of this building, the various structural elements were dimensioned using the Robot 2014 Autodesk Structural Analysis software, specialized in reinforced concrete structure calculations. However, manual calculations were also performed to delve into the project's details. The foundation is designed as a general raft to ensure efficient load distribution, taking into account soil constraints, building loads, and the footprint of the foundations on the ground.

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	1
INTRODUCTION GENERALE:.....	1
I.DESCRPTION DU PROJET.....	2
I.1 Localisation de l'ouvrage:	2
I.2 La composition de l'ouvrage:.....	3
I.3 Caractéristiques géométriques :	4
I.4 Données du site :	4
I.5 Rapport de sole :	4
I.6 Les éléments de l'ouvrage :.....	5
I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	7
I. 8Actions et sollicitations :.....	13
I. 9 Hypothèses de calcul aux états limites :	14
I.10 Conclusion :.....	15
Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments et descente de charges.....	17
II – 1 Introduction :.....	17
II- 2 Pré-dimensionnement des planchers :.....	17
II-3 Pré-dimensionnements des poutres :.....	19
II-4 Pré-dimensionnement des escaliers :.....	20
II -5 Evaluation des charges et des surcharges :	23
II.5-1: Charges permanentes :.....	24
II-6 Pré dimensionnement des voiles :.....	29
II -7 Pré-dimensionnement des poteaux :.....	31

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....36

Introduction :	36
III.1- l'acrotère :	36
III.1.1- Evaluation des charges et des surcharges :	36
III.1.2- Ferrailage de l'acrotère	38
III.1.3. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :	38
III.1.4- Vérification à l'ELU :	40
III.1.5- Vérification des contraintes à l'ELS :	41
III.1.6- Schéma du ferrailage :	42
III.2- Plancher :	42
III.2.1-Introduction :	42
III.2-2 Ferrailage de la dalle de compression :	43
III.3-1 Calcul des poutrelles à l'ELU :	44
III.3.2- Choix de la méthode de calcul :	47
III.3.3- Ferrailage des poutrelles à ELU	51
III.4.Etude de la salle machines :	59
III.4-1 Pré dimensionnement :	59
III.4-2 Calcul des moments :	60
III.4-3 Calcul des moments :	62
III.4.4- Ferrailage du panneau :	62
III.4.4- Vérifications à l'ELU :	62
III.4.5- Vérifications à l'ELS :	64
III.5. Etude de l'escalier :	67
III.5.1.Définition :	67

III.5.2 Détermination des efforts:.....	67
III.5.2.1 Les sollicitations de calcul:.....	67
III.5.2.2 Combinaison des charges:.....	67
III.5.3. Calcul de Ferrailage	68
III.5.3.1 Armatures longitudinales	68
III.5.3.2. Armatures de répartitions.....	70
III.5.4. Répartition des barres:.....	70
III.5.4.1 Armatures longitudinales.....	70
III.5.4.2. Armatures de répartition.....	70
III.5.5. Vérification.....	70
III.5.5.1. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement	70
III.5.5.2. Vérification des efforts tranchants : (BAEL91.ArtA5.1.2).....	70
III.5.5.3. Vérification des contraintes de compression dans le béton :.....	70
III.6. Étude de la poutre palière :.....	75
III.6.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :.....	75
III.6.2) Vérifications des conditions de résistance : (RPA99/V2003).....	75
III.6.3) Charges qui agissent sur la poutre palière :.....	75
III.7.- Ferrailage de la poutre palière :.....	77
III.8. Vérification à L'ELU:.....	77
III.9. Calcul à L'ELS :	79
III.10 Vérification à L'ELS:.....	79
III.11- Conclusion :.....	81
Chapitre IV : Etude du contreventement.....	83
IV.1. Introduction :	83
IV.2- Choix de la méthode de calcul	83

IV.3- Phase d'analyse :	86
IV.4- Vérifications Réglementaires :	91
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux	100
V-1-Etude des poteaux :	100
V.1.1-Les combinaisons de calcul :	100
V-1-2-Recommandations du RPA 99 modifiées 2003:	101
V-1-2-1 Les armatures longitudinales (RPA/2003 Art7.4.2.1) :	101
V-1-2-2 Armatures transversales	103
V-1-2-3 État limite de stabilité de forme.	104
V-1-2-4 Condition de non fragilité (Art 8-2-3).	105
V-1-2-5 Sollicitations de calcul.	105
V-2 Calcul de ferrailage.	105
V-2-1 Ferrailage longitudinal.	105
V.2.3 Condition d'espacement :	108
.2.4. Section minimale selon RPA2003.	108
V.2. 5. Diamètre des armatures BAEL.91 :	109
V.2. 6. Vérification de la contrainte de cisaillement:	110
V.3. Ferrailage des voiles :	112
V.3.1. Les combinaisons d'action:	112
V.3.2. Ferrailage des voiles pleins et des trumeaux :	112
V.3.3. Exemple d'application :	115
V.3.3.1 -Armatures verticales:	115
V 3.3.2 –Armatures horizontales:	117
V.4.3.3 Armatures transversales :	117

V.3.4. Les valeurs des moments et des efforts	117
V.3.5. Ferrailage des voiles:.....	118
V. 3.6 Les vérifications.....	119
V.4. Les poutres.	121
V.4.1-Les combinaisons de calcul:.....	121
V.4.2-Les poutres principales sans voiles:.....	121
V.4.3- Le ferrailage à l'ELU :.....	121
V.4.4 - Vérification de l'effort tranchant à ELU:.....	124
V.4.5 Vérification des contraintes à l'ELS :.....	124
V.4.6 Vérification de la flèche à l'ELS :	125
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....	131
Introduction :	131
VI.1- Choix et type de fondations :.....	131
VI.2 Etude géotechnique du sol:.....	132
VI.3- Pré-dimensionnement des semelles :.....	132
VI.4-Pré-dimensionnement du radier:.....	133
VI.4.1-L'épaisseur du radier:.....	133
VI.4.2-Condition de la longueur élastique:.....	134
VI.4.3-Condition de cisaillement :.....	134
VI.4.4-La longueur de débord du radié :.....	135
VI.4.5-Hauteur de la dalle de radier.....	135
VI.4.6- La hauteur de la nervure:.....	135
VI.5-Vérifications nécessaires:.....	135
VI.5.1-Vérification à l'effet de sous pression (non soulèvement):.....	135

VI.5.2-Vérification au poinçonnement (ArtA.5.24BAEL91):.....	136
VI.5.3-Vérification de la stabilité du radier	136
VI.6-Ferraillage du radier:.....	137
VI.6.1-Ferraillage de la dalle de radier :.....	137
VI.6.1.1-Identification du panneau le plus sollicité :.....	137
VI.6.1.2- Sollicitations des calculs :.....	138
VI.6.1.3-Vérification des contraintes à L'ELS :	139
VI.6.1.4-Vérification à l'effort tranchant à ELU:.....	140
VI.6.1.5-Schéma du ferraillage:.....	141
VI.6.2.1-Vérification à l'effort tranchant à ELU:.....	141
VI.6.2-Ferraillage de débord:.....	141
VI.6.2.1 Ferraillage des nervures.....	142
VI.6.2.2-Diagrammes des sollicitations:.....	142
VI.6.2.3-Vérification de l'effort tranchant à ELU:.....	145
VI.6.2.4-Vérification des contraintes à L'ELS :	146
VI.7-Etude du mur plaque:.....	147
VI.7.1-Introduction:.....	147
VI.7.2-Méthode de calcul:.....	148
VI.7.2.1-Détermination des sollicitations:	148
VI.7.2.2-Données de calcul :.....	148
VI.7.2.3-Calcul des sollicitations:.....	148
VI.7.2.4- Charges moyennes :	149
VI.7.3- Ferraillage du mur plaque :.....	149
VI.7.4- Calcul des sections d'armature :.....	150
VI.7.4- Recommandations du RPA :.....	150
VI.7.5- Vérification à l'ELS	151

CONCLUSION GENERALE.....153

Bibliographie.....154

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I-1: vue en 3D de façade principale

Figure I-2 : plan de situation de projet

Figure I-3 : Diagramme contraintes – déformations de béton à l'ELU

Figure I-4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments et descente de charges

Figure II-1 : coupe du plancher à corps creux.

Figure II-2 : dalle pleine

Figure II-3 : schéma d'un d'un escalier

Figure II-4 : inclinaison de la pailasse

Figure II-5 : Coupe plancher terrasse inaccessible

Figure II-6 : coupe plancher dalle pleine

Figure II-7 : schéma statique de l'acrotère

Figure II-8 : Coupe du voile en élévation

Figure II-9 : coupes des voiles en plan

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III-1 : Schéma statique de l'acrotère

Figure III-2 : Diagrammes des efforts internes de l'acrotère

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

Figure III-4 : Plancher à corps creux

Figure III -5 : Treillis soudés (20x20) cm

Figure III-6 : schéma descriptif de la poutrelle

Figure III -7 : Surfaces revenant aux poutrelles

Figure III -8 : Dimensionnement de la section rectangulaire

Figure III -9 : Section en Tee d'une poutrelle à ferrailer

Figure III -10 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Figure III -11 : Schéma d'Ascenseur

Figure III-12 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

Figure III-13 : Plan de ferrailage de la dalle machine

Figure III-14 : Section à ferrailer

Figure III-15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Figure III-16 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Figure III-17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Figure III-18 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Figure III-19 : Schéma de Ferrailage de l'escalier

Figure III-20 : Diagramme des réactions à l'ELU

Figure III-21 : Diagramme des réactions à l'ELS

Chapitre IV : Etude du contreventement

Figure IV-1 : Données du spectre de réponse

Figure IV-2 : Modèle 3D et en plan de la structure

Figure IV-3 : Diaphragme de la structure 3D et en plan

Figure IV-4 : Période et facteur de participation massique du modèle

Figure IV-5 : Translation suivant X : (T=0.70s)

Figure IV-6 : Translation suivant Y : (T=0.58 s)

Figure IV-7 : Rotation (T =0.32s)

Figure IV-8 : Centre de masse et centre de torsion de chaque étage

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux :

Figure V-1 : Les moments et efforts dans les poteaux en flexion composée dans les deux sens

Figure V-2 : zone nodale

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VI-1 : Dimensionnement d'une fondation

Figure VI-2 : Schéma du panneau le plus sollicité

Figure VI-3 : Schéma du ferrailage de la dalle de radier

Figure VI.4 : Schéma statique du débord

Figure VI-5 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELU (sens x-x)

Figure VI-6 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELS (sens x-x)

Figure VI-7 : Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU (sens x-x)

Figure VI-8 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELU (sens Y-Y)

Figure VI-9 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELS (sens Y-Y)

Figure VI-10 : Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU (sens Y-Y)

Figure VI-11 : Diagrammes des contraintes à l'ELU et l'ELS

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers utilisés

Chapitre II : Pré-Dimensionnement des éléments et descente de charges

Tableau II-1: dimensions des éléments d'un plancher en corps creux

Tableau II-2 : dimensions des poutres

Tableau II-3 : charge permanentes plancher a corps creux étage terrasse

Tableau II-4 : charge permanentes plancher étage courant (plancher a corps creux)

Tableau II-5 : charges permanentes plancher étage courant (dalle pleine)

Tableau II-6 : charges permanentes murs extérieur

Tableau II-7: charges permanentes de palier de repos

Tableau II-8 : charges permanentes de la paillasse

Tableau II-9: Charges d'exploitation

Tableau II-10: descente des charges pour le poteau le plus sollicité

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III-1 : Tableau récapitulatif des résultats

Tableau III -2 : Calcul des moments sur appuis

Tableau III-3 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine

Chapitre IV : Etude du contreventement

Tableau IV-1 : Justification vis-à-vis des déformations suivant x

Tableau IV-2 : Justification vis-à-vis des déformations suivant

Tableau IV-3 : Vérification de renversement dans le sens x

Tableau IV-4 : Vérification de renversement dans le sens y

Tableau IV-5 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Sens x

Tableau IV -6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Sens Y

Tableau IV-7 : Résultats d'excentricités

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux :

Tableau V-1 : Ferrailage maximale et minimale

Tableau V-2 : Les sollicitations obtenues par ROBOT

Tableau V-3 : Ferrailage longitudinale

Tableau V-4 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Tableau V-5 : Vérification des contraintes

Tableau V-6 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Tableau V-7 : Les valeurs des moments et des efforts

Tableau V-8 : ferrailage verticales et horizontales des voiles V1 (yy'6m)

Tableau V-9 : ferrailage verticales et horizontales des voiles V1 (xx1.5m)

Tableau V-10 : ferrailage verticales et horizontales des voiles V1 (xx1m)

Tableau V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Tableau V-12 : les valeurs des efforts à l'ELS

Tableau V-13 : Vérification de la contrainte de l'état limite de service (Sens transversal)

Tableau V-14 : Vérification de la contrainte de l'état limite de service (Sens longitudinal)

Tableau V-15 : le ferrailage des poutres principales sans voiles

Tableau V-16 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau V-17 : le ferrailage des poutres principales avec voiles

Tableau V-18 : le ferrailage des poutres secondaires sans voiles

Tableau V-19 : le ferrailage des poutres secondaires avec voiles

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VI-1: les résultats de Vérification de la stabilité du radier

Tableau VI-2 récapitulatif des moments M xx

Tableau VI-3 : récapitulatif des moments M yy

Tableau VI-4 : les résultats des calculs de ferrailage

Tableau VI-5 : les résultats de vérification des contraintes à L'ELS

Tableau VI-6 : les résultats de vérification de l'effort tranchant à l'ELU

Tableau VI.7 : Résumé des résultats (ferraillage de débord)

Tableau VI-8 : Sollicitation dans les nervures selon les deux sens

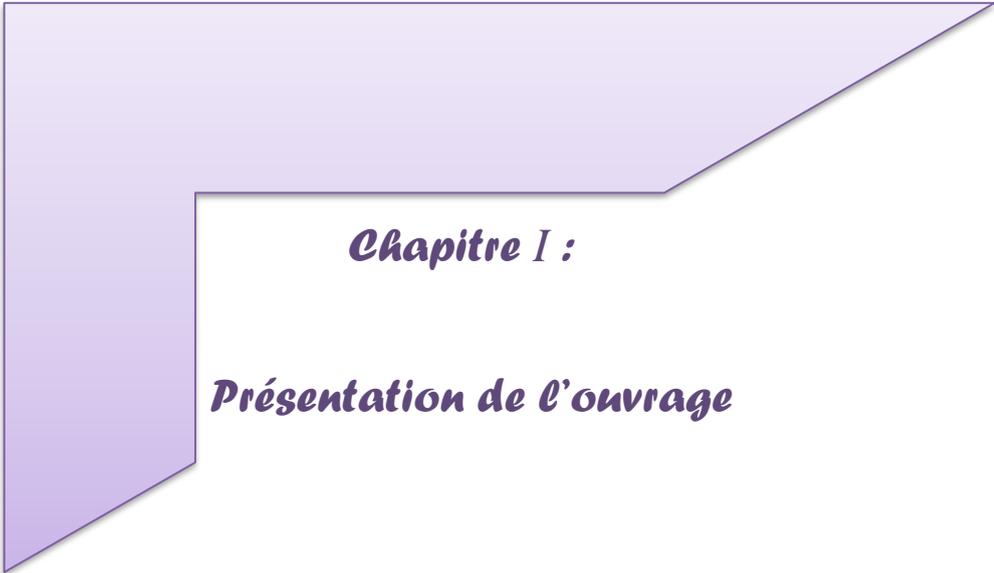
Tableau VI-9 : les résultats de calcul de ferraillage

Tableau VI-10 : les résultats de vérification de l'effort tranchant à l'ELU

Tableau VI-11 : les résultats de vérification des contraintes à L'ELS

Tableau VI-12 : Ferraillage du mur plaque

Tableau VI-13 : vérification des contraintes à L'ELS



Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil englobe la conception et la construction d'ouvrages variés tels que des bâtiments polyvalents, des fondations pour différents types de structures, des ponts, des viaducs, des tunnels, des ouvrages hydrauliques tels que les barrages et les quais, ainsi que les structures porteuses des installations industrielles, des réservoirs, des grandes canalisations, etc. Il comprend également les travaux de terrassement et de chaussées.

Ce domaine est en constante évolution, notamment grâce à l'intégration de nouvelles technologies et de méthodes de construction durables. Les ingénieurs civils sont aujourd'hui confrontés à des défis tels que la gestion des ressources limitées, la réduction de l'empreinte carbone et l'adaptation aux changements climatiques. Le rôle de l'ingénieur civil consiste à concevoir, réaliser et réhabiliter des ouvrages de construction et des infrastructures urbaines, tout en assurant la satisfaction des besoins de la société et en garantissant la sécurité du public et la préservation de l'environnement.

Les ouvrages sont influés par des phénomènes naturels, tels que les séismes, met souvent en évidence les mêmes causes, principalement liées à des erreurs de conception ou à des défauts d'exécution manifestes. Ainsi, il ne suffit pas de se conformer aux règlements, il est impératif de comprendre les facteurs déterminants du comportement dynamique des structures afin de mieux anticiper leur réponse aux séismes. Les ingénieurs disposent aujourd'hui de nombreux outils informatiques et logiciels de calcul, tels que la méthode des éléments finis adaptée au génie civil, qui leur permettent de maîtriser efficacement le calcul de différentes structures dans des délais réduits.

Dans le cadre de notre étude, nous nous sommes penchés sur la conception d'un siège administratif à plusieurs étages (R+4 + Sous-sol). Pour le calcul de cette structure, nous avons utilisé le logiciel de calcul ROBOT, largement adopté pour les calculs de structures porteuses. L'utilisation de ce logiciel permet d'obtenir des résultats rapides, mais il est essentiel d'interpréter ces résultats de manière juste et précise afin d'assurer une conception optimale de l'ouvrage.

I. DESCRIPTION DU PROJET

Introduction:

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+4) d'un siège administratif à usage public. Ce dernier est constitué d'un sous-sol + Rez de chaussée avec 4 étages en béton armé. Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I.1 Localisation de l'ouvrage:

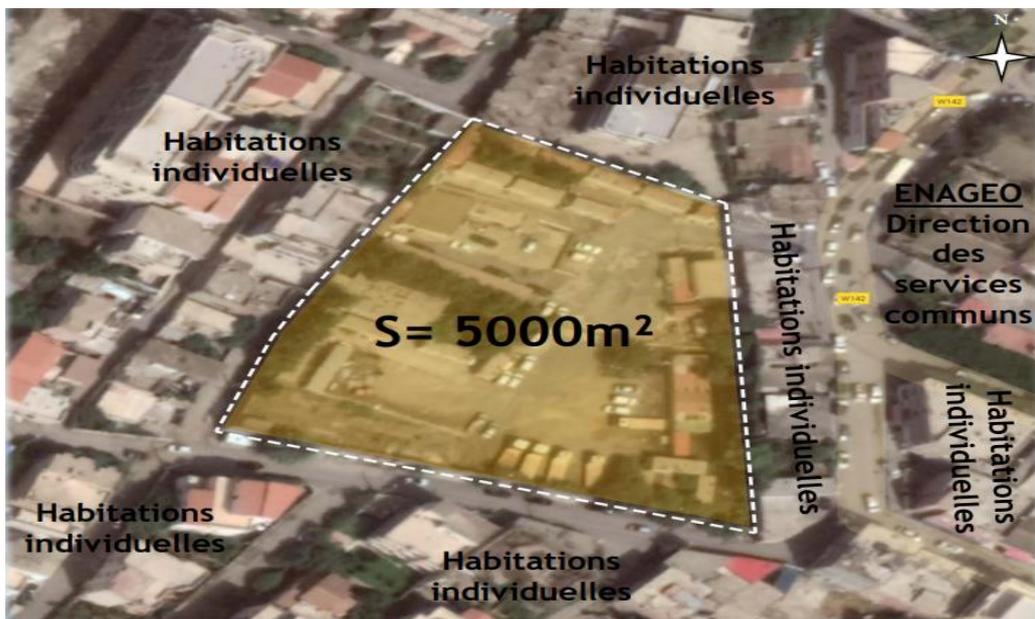


Figure I-1 : plan de situation de projet

L'enjeu de notre étude réside dans la garantie de la résistance de notre structure face aux diverses sollicitations, tout en tenant compte des contraintes économiques.

Le site d'intervention a une superficie de 5000m², et il est délimité dans les quatre cotés :

- AU Nord par : habitations individuelles.
- Au Sud par : une voie mécanique et des habitations individuelles.
- A L'est par : une impasse mécanique et des habitations individuelles.
- A L'Ouest par : chemin de wilaya N°142, des habitations individuelles et la direction de services communs de l'ENAGEO.

La base ENAGEO est implantée dans la commune de OULED FAYET, à **18km** à l'Est de chef-lieu de la capitale d'Alger qui est classée en zone de sismicité élevée (**zone 3**) d'après le règlement parasismiques algériennes **RPA 99(modifié en 2003)**.

Notre travail est structuré comme suit :

- Etude préliminaire du pré-dimensionnement des éléments horizontaux (poutre, chaînage et plancher) et des éléments verticaux (poteaux, mur, voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, escalier, ascenseur, planché...).
- Etude sismique.
- Calcul des éléments structuraux.
- Le calcul des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre structure.
- Calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement.
- Etude des différents éléments de l'infrastructure.

I.2 La composition de l'ouvrage:



Figure I-2: vue en 3D de façade principale d'ouvrage

Le bâtiment est composé de:

- Sous-sol : espace de stationnement, poste de garde contrôle d'accès, locaux techniques de Climatisation, local technique d'électricité.
- Rez de chaussée : espace de stationnement, bureaux.
- Les étages courants : bureaux.
- Terrasses accessible en 1^{er} étage.

-Escaliers, ascenseur.

I.3 Caractéristiques géométriques :

- le Bâtiment a pour dimensions suivantes :
 - Longueur totale du bloc : 49.4m;
 - Largeur totale du bloc : 30m ;
 - Hauteur totale du bloc sans l'acrotère : 23,8m ;
 - Hauteur totale du bloc avec l'acrotère : 24,4m;
 - Hauteur du RDC : 4,08m;
 - Hauteur des étages courants : 4,08m;
 - Hauteur de l'acrotère : 0,60m.

I.4 Données du site :

- Le site d'intervention de la base ENAGEO est classé par le **RPA 99 version 2003** :
 - zone de sismicité élevée (**zone 3**) ;
 - L'ouvrage appartient au groupe d'usage **1A**;
 - Le site est considéré comme un site très meuble **S4**.

I.5 Rapport de sole :

- Selon le rapport géotechnique:

Le point de sondage **SC06** est composé de **4,5m** de remblai avec un ancrage au bon sol de **1,5 / 2m** nous aurons une profondeur de **6 / 6,5m** qui mènera à :

- Une étude de stabilité approfondie pour assurer la stabilité de terrain.
- 2 niveaux ancrés au sol (Entre -sol + RDC) avec des voiles préfabriqués pour soutenir la poussée de sol.
- Un RDC (Entre -sol) non aéré et non accessible par la partie intérieur de la base ENAGEO ;
- **SC04 = 2,0m** de remblai; **-SC05 = 1,5m** de remblai;
- **SC06 = 4,5m** de remblai ; - **SC07 = 2,5m** de remblai ;

Ancrage au bon sol selon les recommandations de rapport géotechnique = **1,5 / 2m** RDC (Entre -sol).

Sous-Sol Remblai Voie mécanique Trottoir Fondation **6 / 6,5 m 1,5 / 2m** Terrain Naturel **1er** étage **2ème** étage.

La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 2.4$ bars. K_b : Coefficient de raideur du sol = 40MN/m³ (sol moyen).

I.6 Les éléments de l'ouvrage :

• **Ossature :**

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des **RPA99 Version 2003**, d'après les conditions de l'article (3.4.A) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse **6** niveaux ou **20m**. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement de la structure assuré par des voiles et des portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

• **Plancher :**

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Le rôle des plancher est de résister aux charges verticales et le transmettre aux éléments porteurs, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

• **Planchers à corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de **65cm**, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé .Ferrailé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour ces raisons :

- La facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique

• **Dalles pleine en béton armé :**

Les dalles pleines sont prévues dans les balcons, la dalle salle machine, et dans les paliers de repos des escaliers.

Ce type de plancher est utilisé pour les raisons suivantes :

- Absence de nervures donc facilité de décoration et de passage de la canalisation électrique.
- sur le coffrage avant le bétonnage.

- Une bonne isolation acoustique.
- Une bonne résistance au feu.

- **Escaliers :**

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton Armé coulé sur place.

- **local d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de salle machinerie.

- **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques de 15cm et de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm. Les murs intérieurs sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur. (Les cloisons sont des murs simples de 10cm d'épaisseur).

- **Revêtement :**

- En carrelage pour les planchers courants.
- En mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **L'acrotère :**

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

- **Infrastructure :**

Le choix du mode de fondation à adopter dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des surcharges d'exploitations, de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements.

- **Les voiles :**

Sont des murs en béton armé. Leurs rôles sont de soutenir les terres et de reprendre une partie des charges provenant de la superstructure.

- **Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux
- Sécurité de la main d'œuvre

- ❖ **Réglementations :**

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles **BAEL 91** [modifié en 99], conformément au règlement parasismique algérien **RPA 99** [modifié en 2003] et le **DTR(BC22)** (charges et surcharges d'exploitation).

- ❖ **Logiciels utilisés :**

- **ROBOT BATIMENT 2014.**
- **AUTOCAD 2020.**

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux utilisés doivent avoir des caractéristiques qui satisfont les exigences réglementaires du **CBA 93** (règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé), du **BAEL 91** (règlement du béton armé aux états limites) et **RPA version 2003** (règlement parasismique Algérien).

- **Béton Armé :**

Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

a. Composition du béton : Le béton est un matériau composé de ciment, granulats et eau.

Ciment : Le ciment joue le rôle d'un liant, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

Granulats : Les granulats comprennent les sables et les graviers :

1. Sables : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches.

La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

2. **Graviers** : Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm Ils doivent être durs, propres et non gélifs. Ils peuvent être extraites du lit de rivière ou obtenues par concassage de roches dures.

3. **Eau de gâchage** : elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. **Résistance du béton** : Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "**j**" jours d'âge.

b.1. **Résistance à la compression** : Désignée par **fc28** (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées dont la hauteur est double du diamètre (16X32) et leurs sections est de **200 cm²**. Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à **28** jours égale à 25 MPA. Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit: (**Art A.2.1 .11 BAEL91 modifiées 99**).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83j} \quad \text{si } j \leq 28j \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.4 + 0.96j} \quad \text{si } j \leq 28j \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

On a :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas de situation durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ cas de situations accidentelles.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

b.2. **Résistance à la traction** : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents.

2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse. La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée **f_{tj}**, est conventionnellement définie par la relation :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa) Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25$ MPA et à la traction $f_{t28} = 2,1$ MPA.

C. Module de déformation longitudinale du béton : Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité

Longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

C.1. Module de déformation instantané : (art A-2.1.21 BAEL 91) : Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de «j» jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 \times (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{cj} = f_{c28} = 25$ MPA

On trouve : $E_{i28} = 32164,19$ MPA.

c.2. Module de déformation différé : (art A-2.1.22 BAEL 91 Modifiée 99)

Est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures; ce module est défini par :

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa

On trouve : $E_{v28} = 10721.40$ MPA

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPA}$$

C.3. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot V}$$

d. Coefficient de poisson : (art A-213 BAEL 91 modifié 99):

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale :

$$\nu = \frac{d\varepsilon_{trans}}{d\varepsilon_{axial}}$$

Et:

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de Service (béton non fissuré).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton Fissuré).

e. Contraintes limites de calcul : en se référant au règlement du **BAEL 91(modifier 99)**, On distingue deux états limites.

e.1. Etat limite ultime « E.L.U » : C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ en MPA. (Art. A.4.3.41, BAEL91)}$$

Avec :

γ_b = coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas de situations durables ou transitoires

$\gamma_b = 1,15$ cas de situations accidentelles

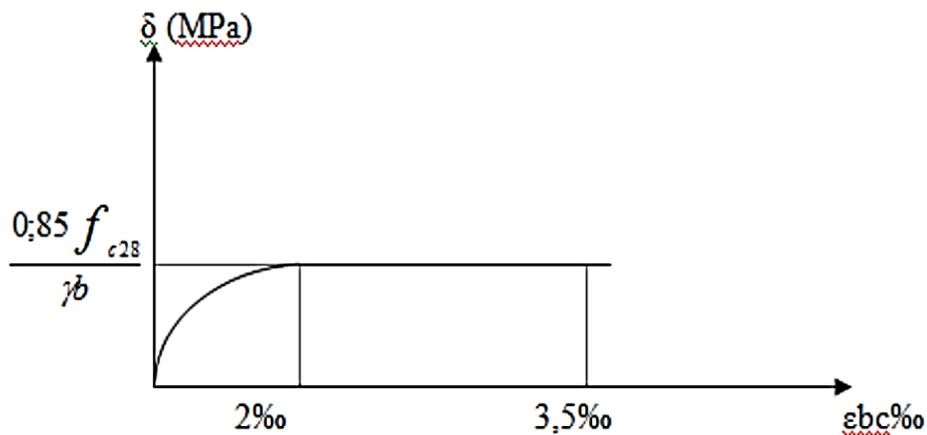


Figure I-3 : Diagramme contraintes – déformations de béton à l'ELU.

e. 2. Etat limite de service « E. L. S » :

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.
- La contrainte limite de service est donnée par : (Art. A.4.5.2, BAEL 91) , $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$ [MPA] .Pour $f_{c28} = 25$ MPA on trouve : $\sigma_{bc} = 15$ MPA.

• **Contrainte ultime de cisaillement du béton** : La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \tau_{adm}$, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$$\tau_{adm} = \min \left(0,2 * \frac{F_{c,j}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ PA, cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$\tau_{adm} = \min \left(0, 15 \cdot \frac{F_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) = 2, 5 \text{ MPA}$, cas où la fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

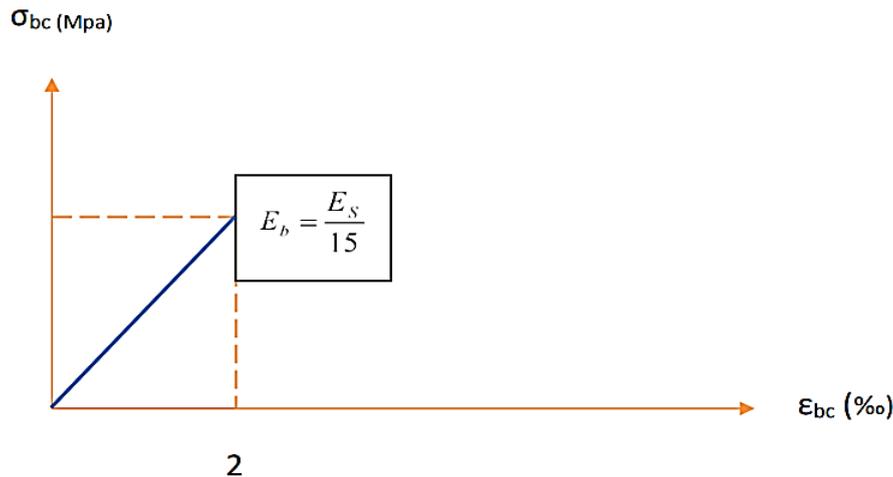


Figure I-4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

- **Acier** : L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :
 - **les ronds lisses (R.L)** : nuances **FeE 22** et **FeE 24** pour les armatures transversales.
 - **les barres à haute adhérence (HA)** : nuances **FeE 400** et **FeE 500** pour les armatures longitudinales.
 - **Treillis soudés (TS)** : **TLE52 Ø = 6 mm** pour les dalles.

a. Limites élastiques :

Ronds lisses : **FeE22** **__ f e = 215 MPA**

FeE24 **__ f e = 235 MPA**

Haute adhérence : **FeE40** **__ f e = 400 MPA**

FeE50 **__ f e = 500 MPA**

b. Contrainte de calcul :

b.1. E.L.U : σ_s = contrainte de l'acier à l'ELU : (**art A 4.3.2 BAEL91**). La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation $\sigma_s = f e / \gamma_s$

Avec:

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1,0$ situation accidentelle.

Rond lisse (**f e = 235 MPA**) :

$\Sigma_s = 204,34 \text{ MPA}$ situation durable ou transitoire, $\sigma_s = 235 \text{ MPA}$ situation accidentelle.

Haute adhérence : ($f_e = 400 \text{ MPA}$) : $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$ situation durable ou transitoire, $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$ situation accidentelle.

b.2 E.L.S : La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : (**BAEL91/art 4-5-32**) Pas de vérification.

-Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \sigma_s = (\text{Min } 2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \text{ (MPA)}$
 .D'après : (**BAEL91/art 4-5-33**).

-Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \sigma = (\text{Min } 1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \text{ (MPA)}$

D'après : (**BAEL91/art 4-5-34**)

Avec :

η = coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence.

c. Allongement de rupture : (**Art A.2.2.2/BAEL 91**), ε_s = allongement de l'acier à l'ELU égale à **10%**.

d. Module d'élasticité longitudinale : (**art A 2.2.1 BAEL91**)

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5 \text{ [MPA]}$.

e. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU : (**Art A.2.2.2/BAEL 91**)

Avec:

σ_s = contrainte de l'acier.

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s = allongement relatif de l'acier.

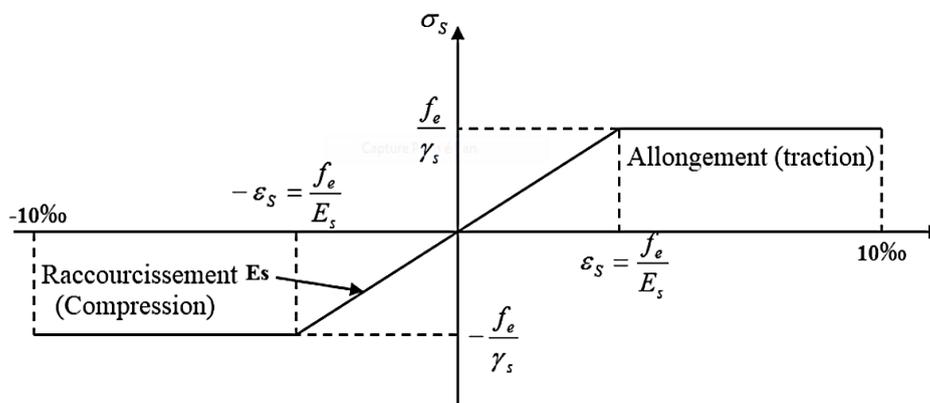


Figure I-5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Limite d'élasticité Fe(MPA)	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Barre	Haute adhérence	400	480	14 (‰)	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 (F<6)	520	520	8 (‰)	1.3	1

- **Protection des armatures : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins. Ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, Canalisation).
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations

I.8 Actions et sollicitations :

a. Les actions : Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure étau déformations imposées, elles proviennent donc:

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques, etc....

b. Les sollicitations : On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

- **G** : ensemble des actions permanentes.
- **Q** : actions variables.
- **E** : Valeur de l'action accidentelle.

- Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :

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

- Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :

$$G + Q$$

- Sollicitations accidentelles :

$$G + Q \pm E$$

c. Les combinaisons d'action : RPA99/2003 (Article V.5.2) .Les combinaisons d'action à considérer sont :

- a. Situation accidentelle :

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2 * E$$

$$0,8 * G \pm E$$

- b. Situation durable :

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

$$ELS : G + Q$$

1.09 Hypothèses de calcul aux états limites :

Hypothèse de calcul à l'ELU :

- ❖ conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- ❖ il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- ❖ le béton tendu est négligé dans le calcul,
- ❖ le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\epsilon_{bc} = 3.5\%$
- ❖ $\epsilon_{bc} = 3.5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2% dans le cas de compression simple.
- ❖ l'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%.
- ❖ Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».

Hypothèse de calcul à l'ELS :

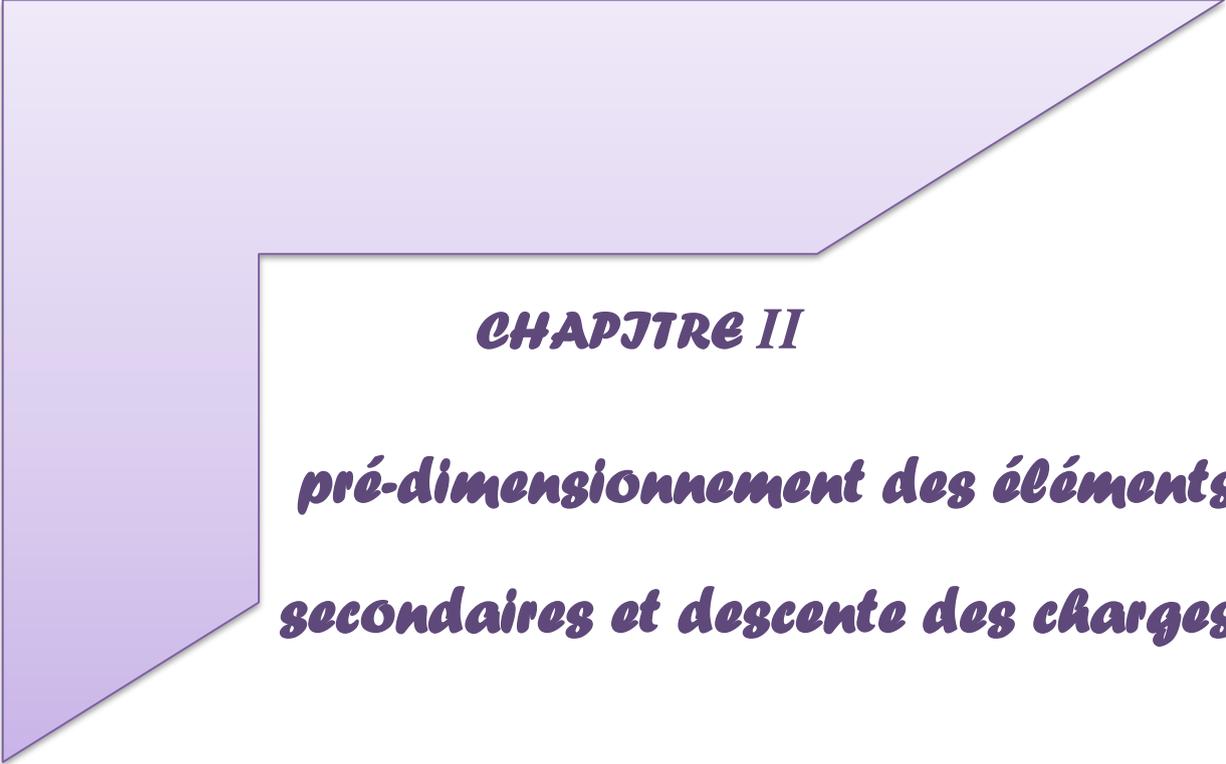
- ❖ conservation des sections planes.
- ❖ glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- ❖ le béton tendu est négligé dans le calcul, le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- ❖ les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \epsilon_b \quad , \quad \sigma_s = E_s * \epsilon_s$$

- ❖ par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est : $n=15$
- ❖ Le comportement des matériaux est linéaire élastique.

I.10 Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constructifs de notre Structure, leurs caractéristiques et leurs fonctionnements dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres qui suivent.



CHAPITRE II

pré-dimensionnement des éléments secondaires et descente des charges

II – 1 Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au Pré-dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Le pré-dimensionnement est très important, son but est de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité et déterminer des sections transversales des éléments poutres et les épaisseurs pour les éléments panneaux.

Ce pré-dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir : (Le RPA99/2003, le CBA90 et le BAEL91/99, DTR B.C .2.2).

II- 2 Pré-dimensionnement des planchers :

❖ Planchers à corps creux :

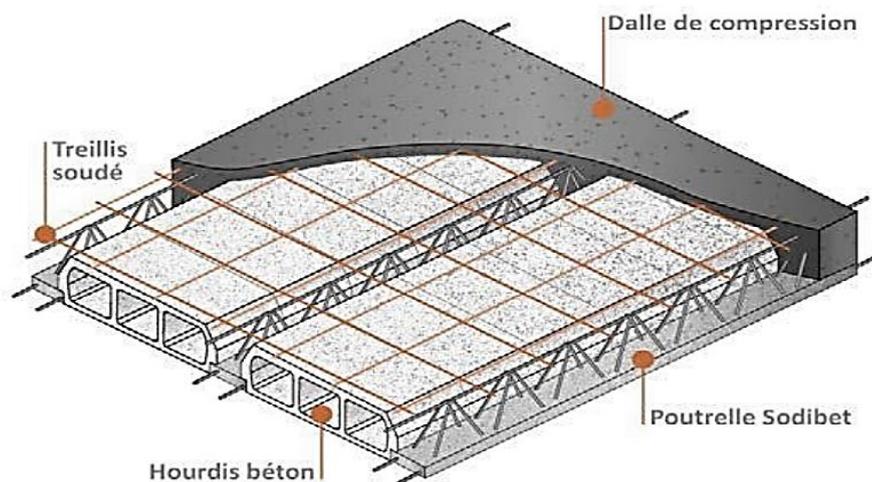


Figure II-1 : coupe du plancher à corps creux.

Les dalles sont composées de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire.

a) Condition de coupe-feu :

$e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coupe-feu.

$e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coupe-feu.

b) Condition de résistance à la flexion :

$$H_t \geq L \div 22.5$$

Tel que :

H_t : L'épaisseur du plancher.

L : représente la plus grande portée dans le sens des poutrelles (sens secondaire),

$L = \min (l_{x \max}, l_{y \max})$.

Dans notre cas:

$L_{x \max} = 5.4\text{m}$

$L_{y \max} = 6.10\text{m}$

Donc $L = 5.4\text{m}$ et $h_t \geq 24 \text{ cm}$

Donc on adopte pour le plancher (20+4) cm pour le Rez de chaussée et les étages courants.

TABLEAU II-1: dimensions des éléments d'un plancher en corps creux

$L_{x \max} \text{ (cm)}$	$L_{y \max} \text{ (cm)}$	$H \text{ (cm)}$	H_t
540	610	24	20+4

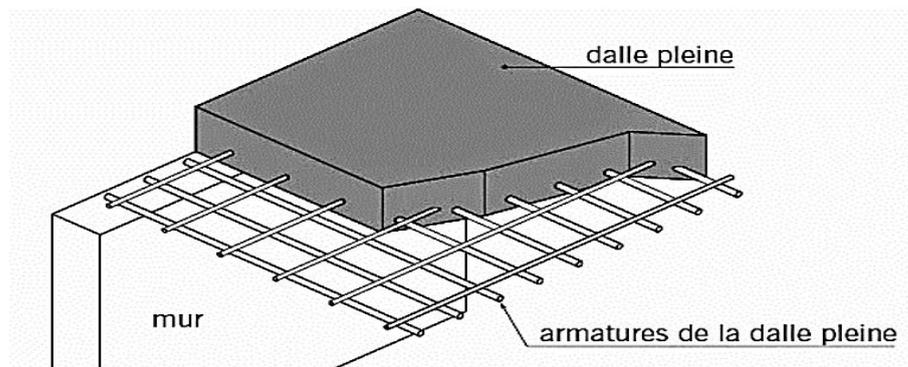
❖ **Plancher dalle pleine :**

Figure II-2 : dalle pleine

Dalle pleine sont des plaques coulées en place sur toute son épaisseur (entre 15 et 20 cm)

Parmi les paramètres de cette dalle :

- capacité d'atteindre 7m de portée.
- Elle peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis et travailler sur 1 ou 2 sens.
- Supporte des charges modérées.
- Economique.

On utilise les dalles pleines dans les balcons et les dalle de sale de machine vu le poids de la machine.

Selon les règles du **CBA93 et le BAEL91 modifié99**, la loi de masse exige que pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens), la masse du plancher doit être supérieure à 350kg/m².

$$M_p = \rho_{\text{beton}} \times e \geq 350 \text{kg/m}^2 \rightarrow e \geq 350/2500 = 14 \text{ cm}$$

- Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur quatre appuis : Dimensions du panneau de dalle : $L_x = 540 \text{cm}$, $L_y = 610 \text{ cm}$.
 $L_{x \text{ max}} / 50 \leq e \leq L_{y \text{ max}} / 40 \rightarrow 10.8 \text{cm} \leq e \leq 15.25 \text{ cm}$

-D'après la condition de coupe de feu $e=17.5$ pour 4heure de feu on opte : $e= \max (15 ; 17.5)$

-L'épaisseur à retenir est : $e_p = 20 \text{ cm}$, comme un plancher en dalle pleine (sous-sol).

II-3 Pré-dimensionnements des poutres :

- ❖ **Poutres transversales (principales) :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers. Leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les **BAEL91/99**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99V2003**).

Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

A. Selon le formulaire de béton armé :

- La hauteur h de la poutre doit être :

$$L_{x \text{ max}} / 15 \leq h \leq L_{y \text{ max}} / 10$$

- La largeur b de la poutre doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre

Dans notre cas :

$$610/15 \leq h \leq 610 / 10$$

$40.66 \leq h \leq 61$ donc on prend : $h=50\text{cm}$

Calcul de b :

$0.3h \leq b \leq 0.8h$

$15 \leq b \leq 40$ donc on prend : $b= 35\text{cm}$

B. Selon le RPA 99 (version2003) :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$; $50 \geq 30$ *Vérifie*
- La largeur b de la poutre doit être : $h \geq 20\text{cm}$; $35 \geq 25$ *Vérifie*
- Le rapport hauteur largueur doit être : $h /b \leq 4$; $1.42 \leq 4$ *Vérifie*

❖ Poutres longitudinales (secondaires) :

$540/15 \leq h \leq 540/10$, $36 \leq h \leq 54$

On prend $h= 40\text{cm}$

Calcul de b :

$0.3*40 \leq b \leq 0.8*40$, $12 \leq b \leq 32$

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

Selon RPA :

$H \geq 30$; $40 \geq 30$ *Vérifie*

$B \geq 20$; $30 \geq 20$ *Vérifie*

$h/b < 4$; $1.33 < 4$

TABLEAU II-2 : dimensions des poutres.

POUTRE	h (cm)	b (cm)
principale	50	35
secondaire	40	30

II-4 Pré-dimensionnement des escaliers :

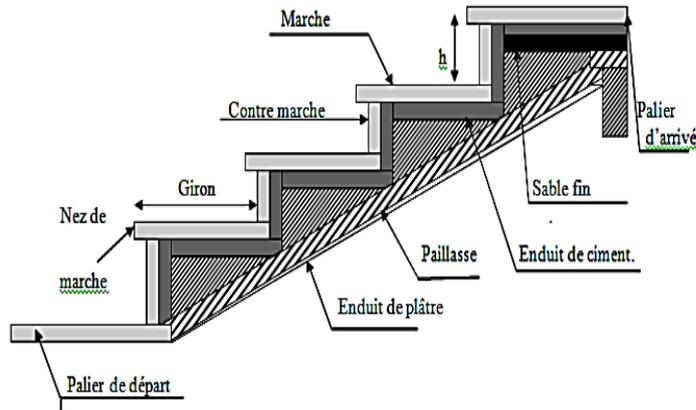


Figure II-3 Détail d'un escalier.

Notre projet a trois types d'escaliers :

- **Type 1** : escalier principal
- **Type 2** : escalier a deux volées.
- **Type 3** : escalier a quatre volées.

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche (g et h) on utilise la relation de BLONDDEL :

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Et $14 \leq h \leq 18$

$$22 \leq g \leq 33 \dots \dots \dots (2)$$

Soit :

- H : la hauteur de volée.
- L : longueur de volée.
- n : nombres de contre marche.
- n-1 : nombre de marches.
- h : la hauteur de la marche.
- g : le giron.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{(n-1)}$$

• **Escalier 1 (2 Volée) pour les étages courants :**

D'après (1) et (2) : On prend H = 17cm

$$g = L / (n-1) = 33 / (12-1) = 0.3$$

Avec $n = \text{nombre de marche}$
 $g = 30 \text{ cm}$

Vérification:

$59 \text{ cm} \leq 30+2*17 = 64 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

$H=4.08 \quad \longrightarrow \quad n = 408/17 = 24 \quad \text{Donc : 12 contre marches pour chaque volée.}$
 $n = 24 - 1 = 23$

Donc : 11 marches pour chaque volée.

• **Epaisseur de pailleasse :**

-L'inclinaison de la pailleasse :

$\tan \alpha = 204/330 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 31.72^\circ$

-La longueur de la pailleasse :

$L_{inc} = \frac{H}{\sin \theta} = \frac{204}{\sin 31.72} = 388 \text{ cm}$

-L'épaisseur de la pailleasse :

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$\frac{480}{30} \leq e \leq \frac{480}{20}$

Avec ; $L = L_0 + L_P = 480 \text{ cm}$

Donc : $16 \leq e \leq 24$ on opte $e = 20 \text{ cm}$

• **Escalier 1 (2 volée) sous -sol :**

$H = 3.40 \text{ m}$ donc : $\frac{340}{17} = 20 \rightarrow 10 \text{ contre marches pour chaque volée}$

$n = 20 - 1 = 19 \rightarrow 9 \text{ marches pour chaque volée}$

• **Escalier 2 (4 Volée) pour les étages courants + RDC :**

$H = 408 \text{ cm} \quad n_{c.m} = \frac{408}{17} = 24$

Donc : $\rightarrow 7 \text{ contre marches pour volée 1.}$
 $5 \text{ contre marches pour volée 2.}$
 $8 \text{ contre marches pour volée 3.}$
 $4 \text{ contre marches pour volée 4.}$

$n = 24 - 1 = 23$

Donc : $\rightarrow 7 \text{ marches pour volée 1.}$
 $5 \text{ marches pour volée 2.}$

8 marches pour volée 3.

3 marches pour volée 4.

- **Escalier principale :**

$$H = 3.40 \text{ m}$$

$$n c. = \frac{340}{17} = 20$$

Donc :

- 7 contre marches pour volet 1.
- 8 contre marches pour volée 2.
- 5 contre marches pour volée 3.

$$n = 20 - 1 = 19$$

Donc :

- 7 marches pour chaque volée 1.
- 8 marches pour chaque volée 2.
- 4 marches pour chaque volée 3

II -5 Evaluation des charges et des surcharges :

La détermination d'une forme structurale d'un bâtiment se résume à un arrangement d'éléments résistants et a des combinaisons de charges verticales (poids propre et surcharge d'exploitation) et des charges horizontales (vents et séisme).

- Cependant le choix est influencé par des critères tel que :

- 1- Emplacement du projet.
- 2- Usage du bâtiment.
- 3- Dimension de l'ouvrage.
- 4- Sismicité de la région

Cependant le choix est influencé par des critères tel que :

- 5- Emplacement du projet.
- 6- Usage du bâtiment.
- 7- Dimension de l'ouvrage.
- 8- Sismicité de la région.

II.5-1: Charges permanentes :

Notées **G**, elles sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et du poids volumique ρ des matériaux constituant les éléments.

➤ Plancher terrasse inaccessible :**Plancher corps creux :**

Tableau II-3 : charge permanentes plancher a corps creux étage terrasse.

N°	Eléments	Epaisseurs [cm]	Poids volumiques Kg/m ³	Poids Surfaccique KN/m ²
1	Gravillon de protection	5	1700	0,85
2	Etanchéité multicouche	2	600	0,12
3	Forme de pente de béton	5	2200	1,1
4	Corps creux	20+5	1400	3,5
5	Isolation thermique	4	400	0,16
6	Enduit de plâtre	2	1000	0,2
G total				5,93 KN/m²

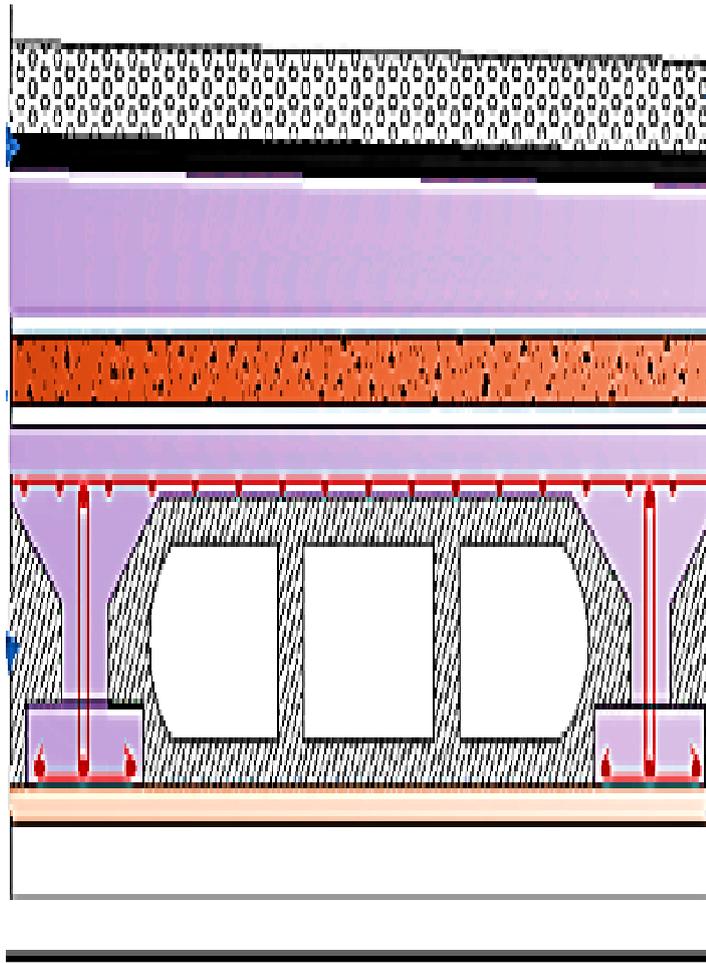


Figure II-5 Coupe plancher terrasse inaccessible.

➤ Plancher d'étage

courant:

a- Plancher à**corps creux :**

Tableau II-4 : charge permanentes plancher étage courant (plancher a corps creux)

N°	Eléments	Epaisseurs [cm]	Poids volumiques Kg/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	Carrelage	2	2200	0,44
2	Mortier de pose	2	2000	0,40
3	Lit de sable	2	1800	0,36
4	Corps creux	20+5	1400	3,5
5	Enduit de plâtre	2	1000	0,20
6	Cloisons de séparation	10	1000	1
G total				5,9 KN/m²

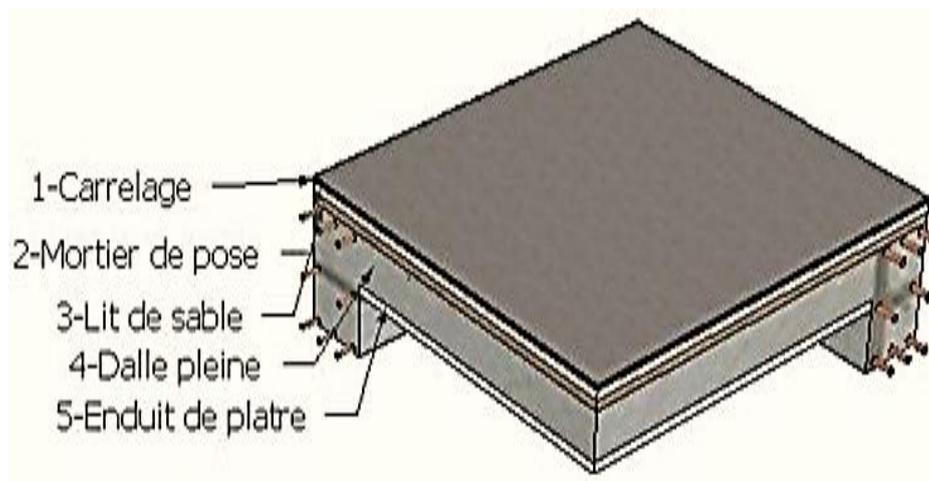
b- Plancher en dalle pleine :

Figure II-6 : coupe plancher dalle pleine

Tableau II-5 : charges permanentes plancher étage courant (dalle pleine)

N°	Eléments	Epaisseurs [cm]	Poids volumiques Kg/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	Carrelage	2	2200	0,44
2	Mortier de pose	2	2000	0,40
3	Lit de sable	2	1800	0,36
4	Dalle pleine	20	2500	5
5	Enduit de plâtre	2	1000	0,20
6	Cloisons de séparation	10	1000	1
			G total	7,4 KN/m²

• **Murs extérieurs :**

Tableau II-6 : charges permanentes murs extérieur

N°	Eléments	Epaisseurss [cm]	Poids volumiques Kg/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	Brique creuse	20	900	1,80
2	Lame d'air	10	0,00	0,00
3	Revêtement de ciments	2	1000	0,2
			G total	2,00 KN/m²

• **Palier de repos**

Tableau II-7: charges permanentes de palier de repos

N°	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques Kg/m ³	Poids surfacique KN/m ²
1	Dalle pleine	20	2500	5
2	Carrelage	2	2200	0,44
3	Mortier de pose	2	2000	0,40
4	Lit de sable	2	1800	0,36
5	Enduit en ciment	2	2000	0,4
			G total	6,6KN/m²

• **Paillasse :**

Tableau II-8 : charges permanentes de la paillasse

N°	Eléments	Epaisseurs [cm]	Poids Volumiques Kg/m ³	Poids Surfaccique KN/m ²
1	Dalle pleine	20	2500	5
2	Carrelage	2	2200	0,44
3	Mortier de pose	2	2000	0,40
4	Lit de sable	2	1800	0,36
5	Marches	17,5	2500	4,37
6	Enduit en ciment	2	2000	0,4
7	Garde-corps	/	/	0,2
G total				11,17KN/m²

• **Poids propre des poutres :**

$$G_{pp} = 25 \times 0.50 \times 0.35 \times 6 \cdot 0 = 26.25 \text{ KN/m}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.40 \times 0.30 \times 5.4 = 16.2 \text{ KN/m}$$

$$G_{poutre} = 42.45 \text{ KN/m}$$

• **l'acrotère :**

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont elle forme un écran pour toute chute et, de plus, il participe dans la mise hors eau de la structure. Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **G** et la poussée **Q** de la main courante provoquant ainsi un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement (section dangereuse). L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

• **Schéma statique :**

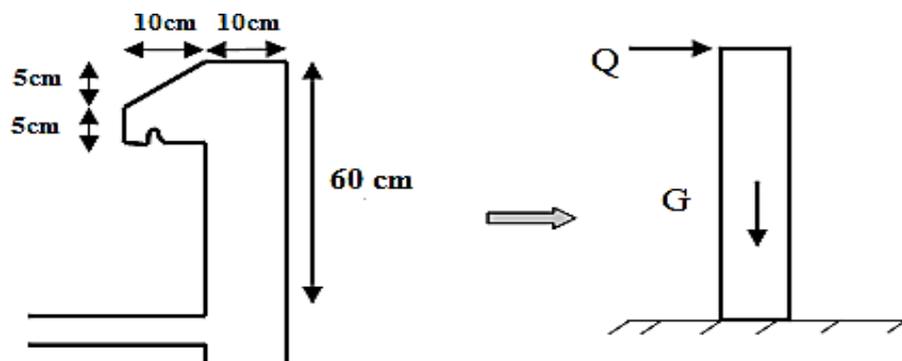


Figure II-7 schéma statique de l'acrotère

- Poids propre: $W_P = \rho \times S$.

$$\rho = 25 \text{ Kn /m}^3 \quad , \quad s = 0,0675 \text{ m}^2 \quad \text{et } w_p = 1,759 \text{ kn/m}^2$$

- **Charge d'exploitation :**

Noté que **Q**, c'est la charge qui dépend directement de l'usage de la construction, elles sont données par le **DTR** (Document Technique Règlementaires).

Tableau II-9: Charges d'exploitation.

NIVEAU	USAGE	LA CHARGE (KN/m ²)
Terrasse	Inaccessible	1
Etage courant	Bureaux	2.5
Escalier	/	2,5
Acrotère	/	1
terrasse	Accessible	1.5
Dale pleine	/	3.5

II-6 Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du RPA99 version 2003, article 7.7.1 cet article spécifie que :

- un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieure à sa largeur :

$$L \geq 4 \text{ avec } : h_e : \text{ hauteur libre d'étage et } e : \text{ épaisseur de voile.}$$

- l'épaisseur minimale est de 15 cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure 7.8 du RPA99(2003).

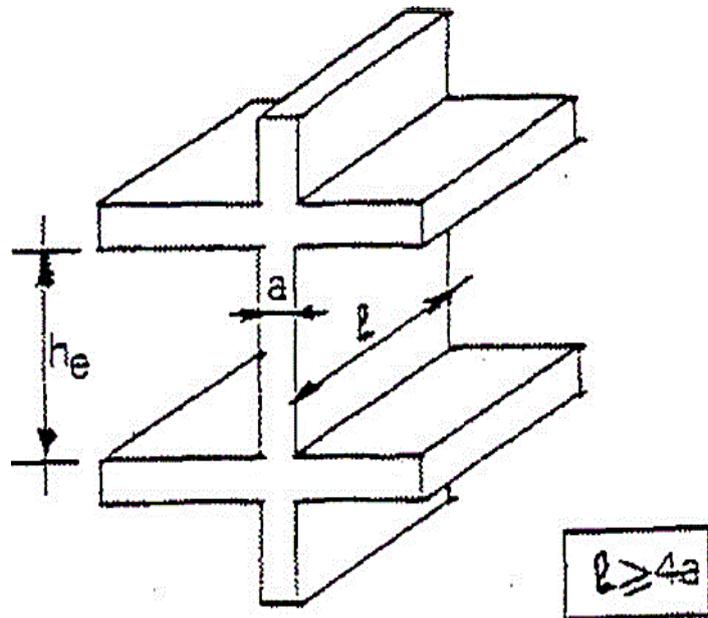


Figure II-8: Coupe du voile en élévation

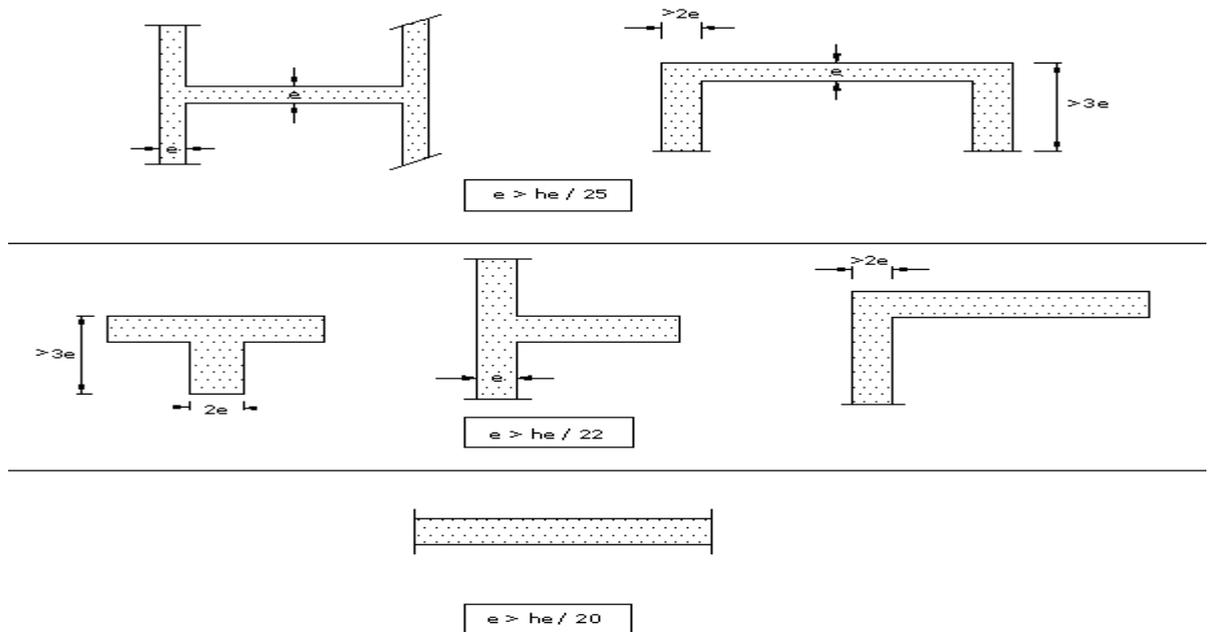


Figure II-9: coupes de voiles en plan

Considérons que les voiles de contreventement sont linéaires d'où :

$$e \geq \frac{He}{20}$$

- Au niveau du l'entre soul : 340-50= 290 cm

$$e \geq \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm}$$

Donc on prend comme épaisseur : **e = 20 cm.**

$$L \geq 4xe = 80 \text{ cm}$$

- **Au niveau du rez-de-chaussée et les étages courant :**

$$H_e = 408 - 50 = 358 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{358}{20} = 17.90 \text{ cm}$$

Donc on prend comme épaisseur : **e = 20 cm.**

Longueur de voile : L > 4e ----- L > 80 cm

II -7 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont dimensionnés à la compression simple centrée à L'E.L.U. Ils sont Calculés selon les règles du RPA 99/2003 et le BAEL 91. En supposant que le béton reprend l'effort normal dû à la descente de charge, Nous avons :

$$B r \geq \frac{k \times \beta \times Nu}{\left\{ \frac{\theta \times f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 f_{ed}}{100} \right\}}$$

Avec : $k = 1,$ $\beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{2}\right)^2 = 1.2$

Le calcul se fait en compression centrée donc on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

Tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma \times \beta} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{s} = \frac{400}{1.15} = 384 \text{ MPA}$$

$$B r \geq 0.64 Nu$$

➤ Pour un poteau carré : $B r = (a - 0.02) \times 2$ d'où $a = b = \sqrt{B r + 2}$

- **Le poteau le plus sollicité :** En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on a trouvé que le poteau central est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

Les étapes de calcul :

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine la Charge Permanente : $NG = G \times S$
G : charge Permanente.
S : surface offerte majorée.

➤ On détermine la charge d'exploitation : $NQ = Q \times S$

Q : Charge d'exploitation

S : surface offerte majorée.

➤ Calcul de la charge limite ultime N_{ul} : $N_{ul} = 1,35 NG + 1,5 NQ$

Loi de dégression des surcharges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq. En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

• **Le coefficient $(3+n)/2n$ étant valable pour $n \geq 5$**

- Terrasse Q_0
- Niveau 3 $Q_0 + Q_1$
- Niveau 2 $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Niveau 1 $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- RDC $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- S/sol $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Tableau II-10 : descente des charges pour le poteau le plus sollicité

niveau	G_T (KN/m ²)	S m ²	NG (KN)	NGcumulé (KN)	Q (KN/m ²)	Qdeg (cumulé) (KN/m ²)	NQ (KN)	NU (KN)	BR (cm ²)	A (cm)	SECTION (cm ²)
T	16.09	37.88	609.48	609.48	1	1	37.88	879.61	562.95	25.72	60×60
3	16.06	37.88	608.35	1217.83	2.5	3.5	132.58	1020.14	652.88	27.55	60×60
2	16.06	37.88	608.35	1826.18	2.5	5.75	217.81	1147.98	734.70	29.10	60×60
1	16.06	37.88	608.35	2434.53	2.5	7.75	293.57	1261.62	807.43	30.41	60×60
RDC	16.06	37.88	608.35	3042.88	2.5	9.5	359.86	1361.06	871.07	31.51	60×60
S/soul	17.56	37.88	665.17	3708.05	2.5	11	416.68	1522.99	974.71	33.22	60×60

On a : $S_{\text{plancher}} = 5.4 \times 6.10 = 32.94 \text{ m}^2$

- Majoration de 15% (poteaux central)

$$S_{\text{PLANCHER}} = 37.88 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{POTEAUX}} = 25 \times a^2 \times h_{\text{étage}}$$

$$G_{\text{poteaux}} = 25 \times 0.06^2 \times 5 = 7.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$G_{\text{poutre}} = 25 \times h \times b \times L$$

$$G_{\text{poutre}} = 25 \times 0.05 \times 0.35 \times 6.10 = 2.66 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$G_{\text{(rdc +1/2/3)}} = 5.9 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$G_{\text{T S/soul}} = 7.4 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$G_{\text{T terrasse}} = 5.93 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{POTEAUX}} + G_{\text{poutre}} + G_{\text{plancher}}$$

$$G_{\text{totale}} = 7.5 + 2.66 + 5.93 = 16.09 \text{ (KN/m}^2\text{)} \longrightarrow \text{pour le niveau T}$$

$$G_{\text{totale}} = 7.5 + 2.66 + 5.9 = 16.06 \text{ (KN/m}^2\text{)} \longrightarrow \text{pour les étages courants}$$

$$G_{\text{totale}} = 7.5 + 2.66 + 7.4 = 17.56 \text{ (KN/m}^2\text{)} \longrightarrow \text{pour le S/soul}$$

❖ Interprétation des résultats :

Sachant que le poteau central est le plus sollicité, donc on prend ces sections comme un repère.

Pour la zone III :

$$\checkmark \text{ Min } (b_1, h_1) \geq 25[\text{cm}] \longrightarrow \text{Min } (45, 45) = 45[\text{cm}]$$

$$\checkmark 45[\text{cm}] > 25[\text{cm}] \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq H_e / 20 \longrightarrow \frac{H_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm et } \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

$$40[\text{cm}] > 20.4 > 17 [\text{cm}] \longrightarrow \text{C.V}$$

$$1/4 < b_1 / b_2 < 4 \longrightarrow 0, 25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Vérification des poteaux au flambement :**

Le calcul des poteaux au flambement, constitue à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = L_f / i \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0.7 L_0$ (l'article B.8.3, 3 du BAEL 91)

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

I : moment d'inertie $\rightarrow I = bh^3 / 12$

B : section de Poteau $\rightarrow B = a.b$

L_0 : Longueur libre de poteau

Application numérique :

$L_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856$ m pour les poteaux des étages courants et rdc

$L_f = 0.7 \times 3.40 = 2.38$ m pour le poteau de S/soul

- pour S/soul

$$I = \frac{\sqrt{60 \times 60^3}}{12 \times 60 \times 60} = \frac{\sqrt{60^2}}{12} = 17.32 \text{ cm}$$

D'où $\lambda = \frac{2.38 \times 100}{17.32} = 14 \text{ cm} \leq 50$

- pour RDC

$$I = \frac{\sqrt{60 \times 60^3}}{12 \times 60 \times 60} = \frac{\sqrt{60^2}}{12} = 17.32 \text{ cm}$$

D'où $\lambda = \frac{2.856 \times 100}{17.32} = 16.48 \text{ cm} \leq 50$

- Pour les étages 1 et 2

$$I = \frac{\sqrt{50 \times 50^3}}{12 \times 50 \times 50} = \frac{\sqrt{50^2}}{12} = 14.43 \text{ cm}$$

D'où $\lambda = \frac{2.856 \times 100}{14.43} = 19.94 \text{ cm} \leq 50$

- Pour les étages 3 et 4

$$I = \frac{\sqrt{45 \times 45^3}}{12 \times 45 \times 45} = \frac{\sqrt{45^2}}{12} = 12.99 \text{ cm}$$

D'où $\lambda = \frac{2.856 \times 100}{12.99} = 22.05 \text{ cm} \leq 50$



***Chapitre III:
Calcul des éléments secondaires***

Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** ». Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les planchers, les escaliers, et l'acrotère...etc

III.1- l'acrotère :

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Une surcharge horizontale (**Q**) estimée à **1 KN/ml**.
- Un effort sismique horizontal (**Fp**).

➤ Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

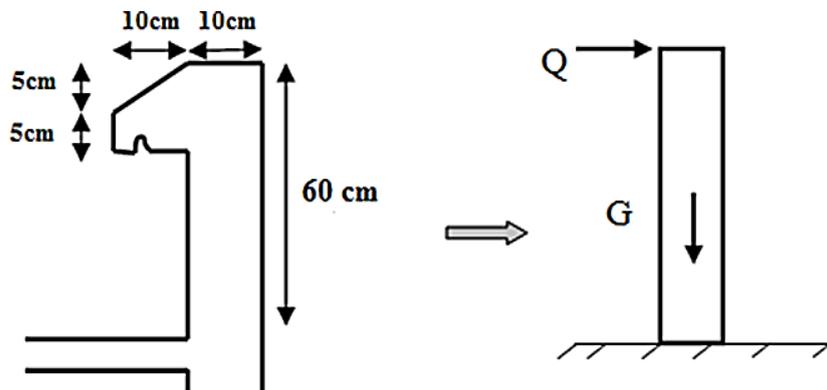


Figure III-1 : Schéma statique de l'acrotère

III.1.1- Evaluation des charges et des surcharges :**- Le poids propre :**

$$G = S_{\text{acrotère}} \times \rho_{\text{acrotère}} + S_{\text{revêtement}} \times \rho_{\text{revêtement}}$$

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + \left(\frac{0.05 \times 0.1}{2}\right)] \times 25 + [(0.02 + 0.02) \times 0.1 \times 18] = 1.75 \text{ KN/ml.}$$

Avec :

- Poids d'enduit extérieur (ciment : e = 2cm) G= 0.4 KN.
- Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2cm) G= 0.36 KN.
- Le poids total : $W_P = G_1 + G_2 + G_3 = 2.51 \text{ KN.}$

- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p . \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 1A, zone 3, $A=0,35$).

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

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,35 \times 0,8 \times 2,51 = 2,811 \text{ KN}$

Effort normal :

$$N = G = 1,75 \text{ KN/ml}$$

Effort horizontal :

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

Moment de renversement M du à l'effort horizontal :

$$M = Q \times h$$

$$MQ = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

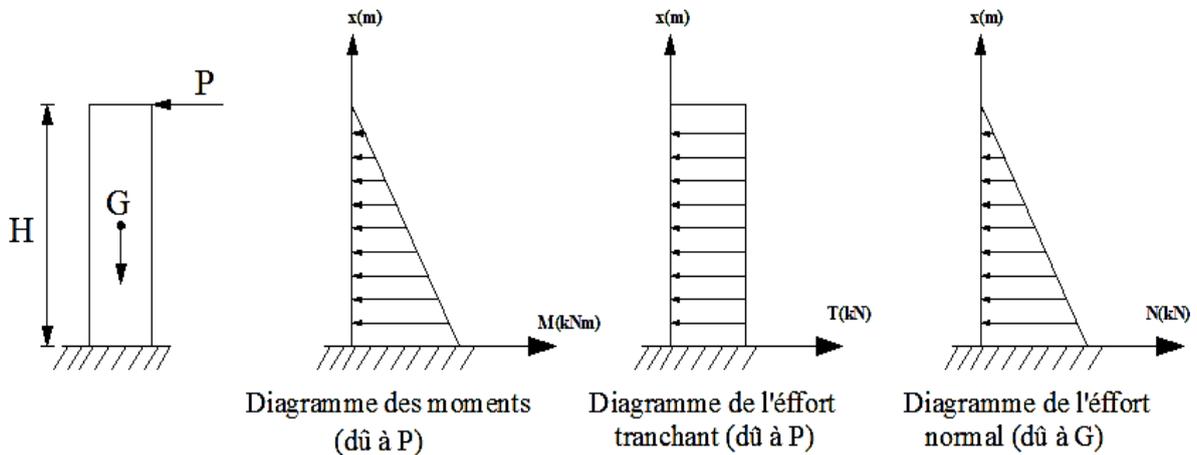


Figure III-2 : Diagrammes des efforts internes de l'acrotère

➤ **Combinaison de charges :**

A l'ELU

- ✓ La combinaison de charges est : $1,35 G + 1,50 Q$
- ✓ Effort normal de compression G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,75 + 1,50 \times 1 = 3,86 \text{ KN/ml}$
- ✓ Moment de renversement Q : $M_u = 1,50 \times MQ = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$.
- ✓ Effort tranchant T : $T_u = 1,50 Q = 1,50 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$.

A l'ELS

- ✓ la combinaison de charges est : $G + Q$
- ✓ Effort normal de compression : $N_s = G = 1,75 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Moment de renversement : $M_s = MQ = 0,6 \text{ KN.m}$.

- ✓ Effort tranchant T : $T_s = Q = 1 \text{ KN}$.

III.1.2- Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée à L'ELU, en tenant compte d'une section rectangulaire de dimensions suivantes :

- ✓ Epaisseur $E = 10 \text{ cm}$
- ✓ longueur $L = 100 \text{ cm}$
- ✓ l'enrobage $c = c' = 2 \text{ cm}$
- ✓ hauteur utile $d = E - C = 8 \text{ cm}$

Soumis à un effort normal N_u et un moment de renversement M_u , vérifié à L'ELS.

On va étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif (M_f), calculé par rapport au CDG des armatures tendues, afin de déterminer les armatures fictives (A_f) puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles (A).

III.1.3. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

On a :
$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.6}{1.75} = 0.342 \text{ m} \quad \text{et} \quad \frac{h}{6} = 0.6/6 = 0.1 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{6} \implies 0.342 > 0.1 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_b .

Tel que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_b : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_a = \max(2\text{cm} ; h/250) = 2\text{cm} \quad \text{(RPA Article A.4.3.5)} .$

$$e_2 = 3 \times l_f^2 \times \frac{2 + (Q + \phi + \alpha)}{h \times 10^4}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MG}$$

$MG = 0$

Donc : $\alpha = 0$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm.

Donc :

$$e_2 = 0.00864 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.370 \text{ m}$$

$$e_u = 0.370 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots e_u = 37 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c'$$

La distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armateurs tendus.

Calcul en flexion simple :

• **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + \frac{h}{2} - c']$$

$$M_f = 3.86 \times (0.37 + 0.02) = 1.506 \text{ kN.m}$$

• **Moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times f_{bc} \times d^2} = (1.506 \times 10^{-3}) \div 100 \times 8^2 \times 14.2 = 1.65 \times 10^{-8} < \mu_{lu}$$

Avec :

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49F_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_s} = \frac{15.06}{1.686} = 8.93 \text{ avec : } M_s = F_p \times h = 2.811 \times 0.6 = 1.686$$

$$\mu_{bu} = 1.65 \times 10^{-8} < \mu_{lu} = 18.59$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} , \alpha = 1.35 \times 10^{-8} \cdot \beta = 1 - 0.4 , \beta = 0.999$$

Avec : $f_{bc} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$

❖ **Remarque :** La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.506 \times 10^3}{0.999 \times 8 \times 348} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_b = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$

Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

- **Armatures principale :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.54 - \frac{3.86}{34.8} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$A_s=0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.4- Vérification à l'ELU :

- a) **La condition de non fragilité (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times (8) \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$A_{min}=0.966 \text{ cm}^2 > A=0.42 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée

Avec : $f_{t28}=0.6 + 0.06 f_{c28}= 2.1 \text{ MPa}.$

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section.

$$A_{smin} = \max \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0.966 \text{ cm}^2 \} = \mathbf{1 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$\mathbf{A_s} = \max \{ A_{smin}; A_{sr} \} \rightarrow \mathbf{A_s} = \max \{ 0.42 \text{ cm}^2 ; 1 \text{ cm}^2 \}$$

On adopte : $\mathbf{A_s} = \mathbf{1 \text{ cm}^2}$

On prend :

$$A_s = 3\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

L'espacement : Selon le BAEL91 mod99 article A.8.2 ,42

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}), \quad S_t \leq \min (18 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}. \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$S_{t \leq} \min \{ 4h, 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm}. \quad S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

$$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0.627 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA8 ($A_r = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$), avec un espacement de 20 cm.

- b) **Vérification au cisaillement :** (Art : 5.1, 211/ BAEL 91) Selon le BAEL91 modifié99 chapitre 13, III.2.1. On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u \leq \tau'_u$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\tau'_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

Donc : $\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ Mpa} < \tau'_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.018 \text{ Mpa} \leq \tau'_u = 2.5 \text{ MPa}$ CV

III.1.5- Vérification des contraintes à l'ELS :

a- La contrainte du béton :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25$, $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = k. y$, $k = M_{ser}/I$

On a : $b \cdot Y1^2 / 2 + n \cdot (A + A') \cdot y1 - n \cdot (Ad + A'd) = 0$, $n = 15$ et $A' = 0$

$$\begin{aligned} \text{Donc : } 100 / 2 \times Y1^2 + 15 \cdot (2.51 + 0) \cdot y1 - (15 \times 2.51 \times 8) &= 0 \\ \Rightarrow 50 \cdot Y1^2 + 37.65 Y1 - 301.2 &= 0 \\ \Rightarrow y1 &= 2.106 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Alors : } I &= b / 3 Y1^3 + n \cdot A \cdot (d - y1)^2 + n \cdot A' \cdot (y1 - d')^2 \\ I &= 100 / 3 \times (2.106)^3 + 15 \times 2.51 \times (8 - 2.51)^2 + 0 \\ I &= 1446.12 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Alors :

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1.686 \times 10^{-3}}{1446.12 \times 10^{-8}} = 116.58 \text{ MN/m}$$

Avec : $M_{ser} = F_p \times h = 2.811 \times 0.6 = 1.686$

Donc : $\sigma_{bc} = k \cdot y = 116.58 \times 2.106 \times 10^{-2} = 2.45 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = 2.45 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$C.V

b- La contrainte de l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \cdot \sqrt{f_{c28}} \}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \cdot \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 266.67 \text{ Mpa} ; 201.63 \text{ Mpa}$$

Donc on a : $\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$

Alors : $\sigma_s = \eta \cdot k \cdot (d - y)$

$$\sigma_s = 15 \times 116.58 \times (8 - 2.106) \times 10^{-2} = 103.06 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_s = 103.06 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$

Tableau III.1 : Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Ms (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K MN/m ³	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Condition
1.686	2.51	2.106	1446.12	116.58	2.45	15	CV

III.1.6- Schéma du ferrailage :

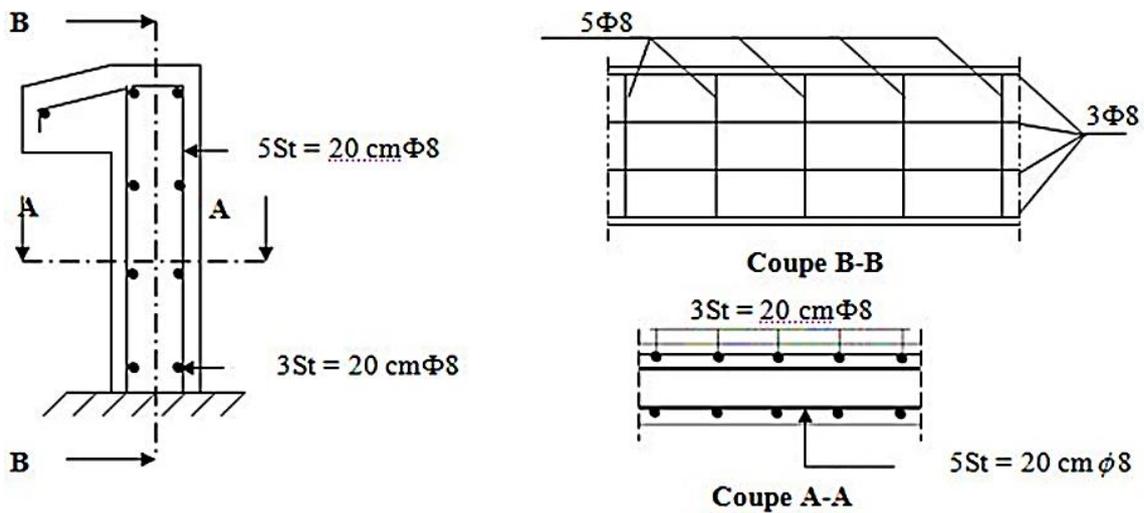


Figure III-3 : Schéma du ferrailage de l'acrotère

III.2- Plancher :

III.2.1-Introduction :

La structure comporte un plancher en corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'entresol.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T,
- elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.

- Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 20 cm.
- Une dalle de compression en béton de 5 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - ✓ Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons. Notre structure comporte des planchers à corps creux (20+5) d'épaisseur, dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier. Disposées suivant le sens de la petite portée.

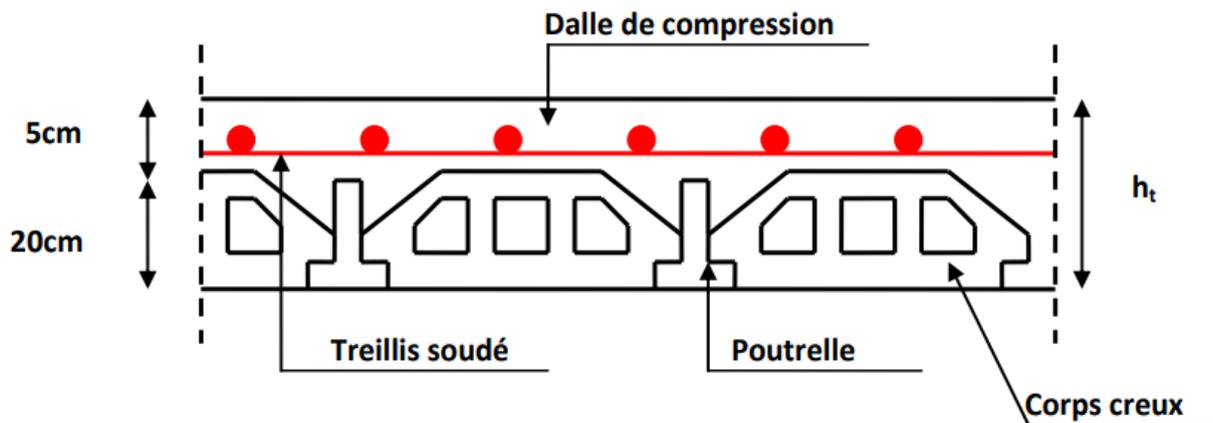


Figure. III.1 : Plancher à corps creux.

III.2-2 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera coulée sur place et armée d'un treillis soudé de type TLE520. Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le BAEL 91 modifié 99.

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- ✓ La distance entre axes des poutrelles est de : $\ell=65$

A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \frac{L_1}{F_e}$$

Avec : (L_1 en cm) Avec : un espacement : $S_t=20 \text{ cm}$

- L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).
- $A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $F_e = 520 \text{ MPa}$
- (F_e : limite élastique des aciers utilisées). 'Quadrillage de treilles soudé (TLE 520).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \frac{65}{520} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\perp} = 5\emptyset 5 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S_t=20 \text{ cm}$.

B) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{// \text{ nervures}} = A_T / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 5\emptyset 5 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S_t=20 \text{ cm}$

❖ Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés (TLE 520) dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20x20).

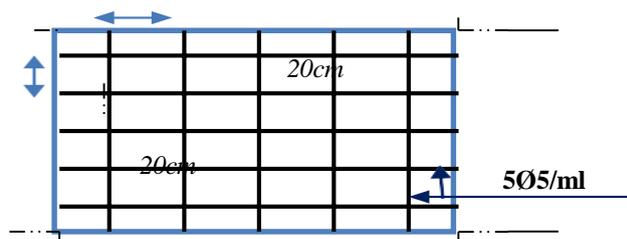


Figure III-2 : Treillis soudés (20x20) cm

III.3-1 Calcul des poutrelles à l'ELU :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

a) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle à considérer est une poutre de $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur deux

extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et de la surcharge de l'ouvrier.

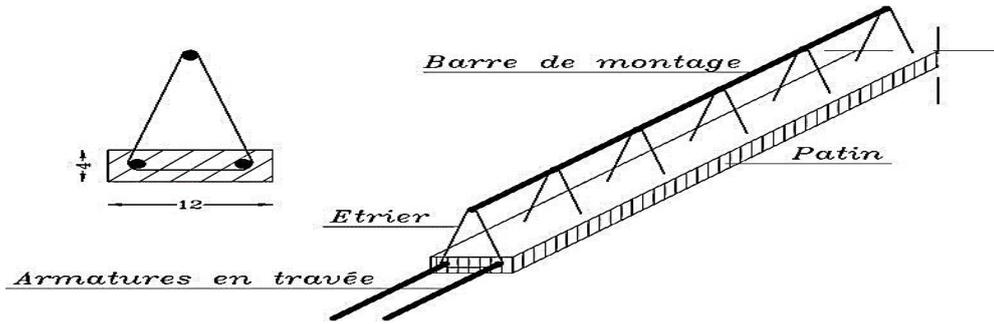


Figure III-3 : schéma descriptif de la poutrelle.

• **Dimensionnement :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

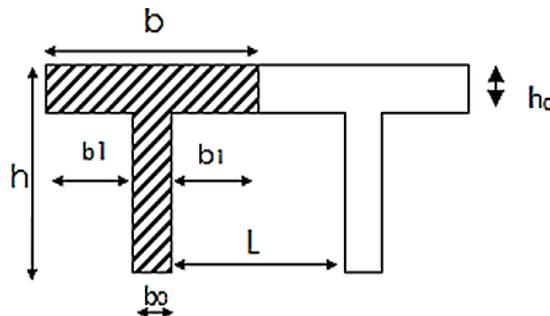


Figure III-4 : Surfaces revenant aux poutrelles

- $b = 65 \text{ cm}$: distance entre axes de deux poutrelle
- $h = (20+5)$: hauteur du plancher en corps creux
- $b_0 = 12 \text{ cm}$: largeur de la poutrelle
- $h_0 = 4 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression

• **Chargement :**

Poids propre de la poutrelle :

$$G1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$$

Poids du corps creux :

$$G2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$$

Surcharge due à l'ouvrier :

$$Q = 1.00 \text{ kN/ml}$$

Charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

- les combinaisons d'action :

$$\text{l'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$$

$$\text{l'ELS : } q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1 = 1,74 \text{ kN/ml}$$

- Calcul de moment max :

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{5.40^2}{8} = 9.11 \text{ KN.m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{l^2}{8} = 1.74 \times \frac{5.40^2}{8} = 6.34 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_U = q_u \times \frac{l}{2} = 2.5 \times \frac{5.40}{2} = 6.75 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures :

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

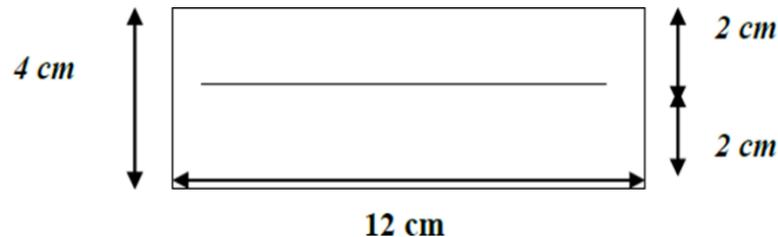


Figure III-5 : Dimensionnement de la section rectangulaire

- Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.11 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 13.36 \quad \mu_u = 13.36 > \mu_1 = 0.3094$$

Avec : $\mu_1 = (3440 \gamma + 49 f_c 28 - 3050) \times 10^{-4} = 0.3094$

Et : $y = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.11}{6.34} = 1.43$

Conclusion:

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

- **Chargement**

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

- **Charges et surcharges :**

- poids propre de la terrasse inaccessible : $G = 5.93 \times 0.65 = 3.85 \text{ KN / ml}$.
- surcharge d'exploitation de la terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.
- poids propre du plancher de l'étage courant +RDC : $G = 5.9 \times 0.65 = 3.83 \text{ KN /ml}$.
- surcharge d'exploitation d'étage courant: $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.62 \text{ KN/ml}$.

- **Combinaison de charges :**

Plancher d'étage courant :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35(3.83) + 1,5 \times (1.62) = 7.6 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.83 + 1.62 = 5.45 \text{ KN/ml.}$$

Plancher terrasse inaccessible :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 (5.93) + 1.5 \times (0.65) = 8.98 \text{ KN /ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5.93 + 0.65 = 6.58 \text{ KN/ml.}$$

III.3.2- Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher à l'aide de l'une des méthodes usuelles qui sont:

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthodes des trois moments.

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

- 1) **la méthode forfaitaire** : Elle est applicable pour le calcul des planchers à surcharge modérée et sous les conditions suivantes : **(BAEL91 modifié 99 article 3.III.4)**

- 1- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- 2- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- 3- Les portées en travées sont égales : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- 4- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

➤ **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

a)-Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes).

La surcharge d'exploitation est plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 , c'est à dire :

$$Q \leq \max [2G; 5 \text{ KN/ml}] = \max [(2 \times 3.83) / \text{ml} ; 5 \text{ kN/ml}] \quad Q \leq \max [7.66 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}]$$

$$Q = 1.62 \text{ KN/ml} < 7.66 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b)-le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées
 → **Condition vérifiée**

c)-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{5.40}{5.40} = 1 \quad \rightarrow \quad 0.8 \leq l \leq 1.25 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

1 ère condition : $M_{t1} = \max (1.05 M_0 ; (1+0.3 \alpha) - \frac{M_w + M_e}{2})$

2^{ème} condition : $M_{t2} \geq (\frac{1+0.3\alpha}{2}) M_0$ travée intermédiaire

Avec : **Appui de rive** : $M_{a1} = 0,20 M_01, M_{a4} = 0,20 M_04$.

Appui voisin de rive : $M_{a2} = \max 0,5 (M_01, M_02)$

Tel que : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.93} = 0.144$

Et :

M_0 : moment maximal en travée de référence d'une poutre isostatique soumise aux mêmes charges que la travée étudiée.

$$M_2 \geq (\frac{1.20+0.3\alpha}{2}) M_0 \quad \text{travée de rive}$$

Les efforts tranchants : $V_w = -2 \frac{(Mw+Me)}{a}$ et $V_e = 2 \frac{(Mw+Me)}{b}$

La valeur de «a » est donnée par : $b = l - a$

Avec :
$$a = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Me+Mt}{Mw+Mt}}}$$

a : la distance entre l'appui et le point où l'effort tranchant est nul (V = 0)

• **calcul des moments isostatiques:**

Les travées : AB = BC = CD = DE = EF = 5.4 m

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{7.6 \times 5.4^2}{8} = 27.702 \text{ KN.m}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_{\text{Appui}} = \beta \times M_0 \text{ max}$$

$$M_A = M_F = 0.2 M_0 = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0.5(M_0, M_0) = 0.5 \times 27.702 = 13.851 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_D = 0.4(M_0, M_0) = 0.4 \times 27.702 = 11.08 \text{ kN.m}$$

Tableau III -2 : Calcul des moments sur appuis

APPUIS	A	B	C	D	E	F
COEFFICIENT FORFAITAIRE β	0.2	0.5	0.4	0.4	0.5	0.2
MAppuis	5.54	13.851	11.08	11.08	13.851	5.54

• **Calcul des moments en travées :**

Travée de rive A – B

$$M_{tAB} \leq (1 + 0.3\alpha) M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} \text{ et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tAB} \geq 1.04 \times 27.702 - \frac{5.54 + 13.81}{2} = 19.14 \text{ KN.m ; } M_{tAB} \geq 19.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.52 \times 27.702 = 14.44 \text{ KN.m}$$

Donc on opte $M_{tAB} = 19.14 \text{ KN.m}$; $M_{tAB} = M_{tEF}$

Travée intermédiaire B – C

$$M_{tbc} \leq (1 + 0.3\alpha) M_0 - \frac{M_b + M_c}{2} \text{ et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tbc} \geq 1.04 \times 27.702 - \frac{13.851 + 11.08}{2} = 16.35 \text{ KN.m} ; M_{tbc} \geq 16.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.52 \times 27.702 = 14.44 \text{ KN.m}$$

Donc on opte $M_{tBC} = 16.35 \text{ KN.m}$; $M_{tbc} = M_{tDE}$

Travée intermédiaire C – D

$$M_{tcd} \leq (1 + 0.3\alpha) M_0 - \frac{M_c + M_d}{2} \text{ et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tcd} \geq 1.04 \times 27.702 - \frac{11.08 + 11.08}{2} = 17.73 \text{ KN.m} ; M_{tcd} \geq 17.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.52 \times 27.702 = 14.44 \text{ KN.m}$$

Donc on opte $M_{tcd} = 17.73 \text{ KN.m}$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$a = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = 2.5 \quad b = l - a = 2.89$$

Travée A – B

$$V_w = -2 \frac{(M_w + M_e)}{a} = -2 \frac{(5.4 + 13.85)}{2.5} = -15.4 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \frac{(M_w + M_e)}{b} = 2 \frac{(5.4 + 13.85)}{2.89} = 13.34 \text{ KN}$$

Travée B – C

$$a = 2.76 \quad b = 2.63$$

$$V_w = -2 \frac{(M_w + M_e)}{a} = -2 \frac{(13.85 + 11.08)}{2.76} = -18.06 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \frac{(M_w + M_e)}{b} = 2 \frac{(13.85 + 11.08)}{2.63} = 18.95 \text{ KN}$$

Travée C – D

$$a = 2.41 \quad b = 2.98$$

$$V_w = -2 \frac{(M_w + M_e)}{a} = -2 \frac{(11.08 + 11.08)}{2.76} = -16.05 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \frac{(M_w + M_e)}{b} = 2 \frac{(11.08 + 11.08)}{2.63} = 16.85 \text{ KN}$$

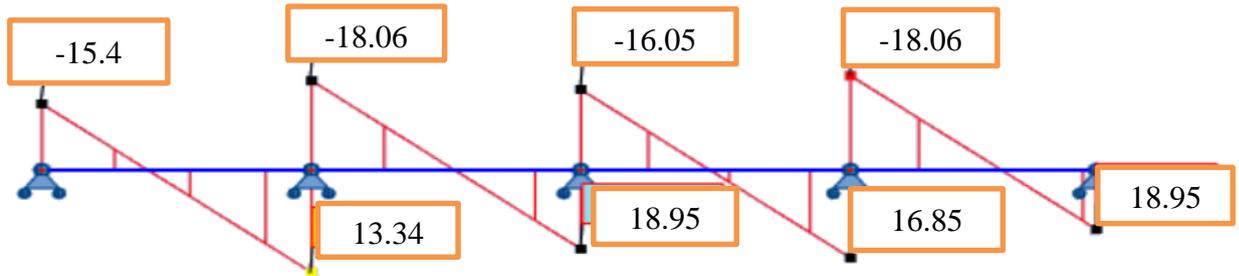


Figure III-6: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

III.3.3- Ferrailage des poutrelles à ELU :

$$b = 65 \text{ cm} ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} ; \quad h = 25 \text{ cm} ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} ; \quad d = 23 \text{ cm}$$

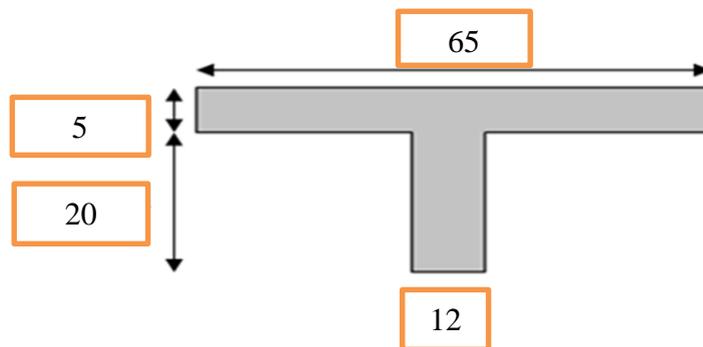


Figure III-7: Section en Tee d'une poutrelle à ferrailer

Armatures longitudinales :**En travée :**

$$Mt_{max} = 19.14 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$Mt = b \times h_0 \times \left\{ d - \frac{h_0}{2} \right\} \times f_{bu}$$

Avec : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$$Mt = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2} \right) = 94.60 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{max} = 19.14 \text{ KN.m} < Mt = 94.60 \text{ KN.m}$$

La section se calcul comme une section rectangulaire de (65×20)

$$\mu = \frac{Mt_{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.14 \times 10^3}{65 \times 23^2 \times 14.2 \times 10^2} = 3.91 \times 10^{-4}$$

$$\mu = 0.00031 < \mu_l = 0.92 \quad ; \quad \beta = 1$$

$$A = \frac{Mt_{max}}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{19.14 \times 10^5}{1 \times 23 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 2.39 \text{ cm}^2 ; A_t = 2.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$M_{max} = 13.851 \text{ kN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$ et hauteur $h = 25 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.851}{0.12 \times 0.23^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.153$$

$$\mu = 0.153 < \mu_0 = 0.299 \quad (\text{section simplement armée SSA}) \quad ; \quad \beta = 1$$

$$A = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{13.851 \times 10^4}{1 \times 0.23 \times \frac{400}{1.15} \times 10^3} = 1.73 \text{ cm}^2 ; A_a = 1.73 \text{ cm}^2$$

On adopte : $1\text{HA}16 = 2.01 \text{ cm}^2$

Récapitulation

En travée, On adoptera : $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

En appuis, On adoptera : $1\text{HA}16 = 2.01 \text{ cm}^2$

Pour les aciers de continuité, on place 2HA8 = 1.00 cm²

B) Calcul des armatures transversales (Art.A.7.2.2. BAEL91)

$$A_t \geq \min (h/35; b_0/10)$$

On adopte: $A_t = 8 \text{ mm (2HA8 = 1,00 [cm}^2\text{])}$

C) Espacement des armatures transversales : (Art.A.5.1.2.2 BAEL91) St

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 23; 40 \text{ cm}) = 20.7 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.3. Vérifications

✓ **Vérifications à L'ELU**

A) Vérification à la condition de non-fragilité :

En travée :

$$A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 1.80 \text{ cm}^2 ; A_{min} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

En appuis

$$A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2 ; A_{min} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

a. Vérification de la contrainte tangentielle :

Pour une fissuration préjudiciable

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{18.95 \times 10^3}{120 \times 230} = 0.686 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \gamma_b = 1.5$$

$\tau_u = 0.686 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

B) Vérification de l'adhérence des barres :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime:

$$\tau_{se} = V_e / 0.9 d \sum \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} ; \sum u_i = n \pi = 3 \pi 10 = 94.2 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{18.95 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 94.2} = 0.971 \text{ MPa} ; \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} ; \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

C) Calcul de l'ancrage rectiligne : (Art.A.5.1.2.2 BAEL91)

Les barres rectilignes de diamètre et de limite d'élasticité *f* sont ancrées sur une longueur . Les longueurs de scellement droit donné par l'expression.

$$L_s = f_s / 4 \tau_{sur} ; L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2.84 \text{ MPa} ;$$

Les règles de (Art.A.5.1.2.2 BAEL91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à 0.4 Ls pour les aciers HA.

$$L_s = 0.4 \times 35.21 = 14.08 \text{ cm}$$

D) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(BAEL 91 Art.5.1.3.13) :

Influence sur le béton : (BAEL 91 Art A.5.1.3.21).

$$V_e m < V_e = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b_0}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 230 \times 120}{1.5} = 165.60 \text{ KN}$$

$$V_e \text{ max} < V_e \rightarrow 18.95 \text{ KN} < 165.60 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur le l'acier (BAEL 91 Art A.5.1.3.21).

$$\geq \frac{1.15}{f_e} \times (V_e \text{ max} + \frac{M_t \text{ max}}{0.9d})$$

$$A_a = 2.01 \geq \frac{1.15}{400} \times (18.95 + \frac{19.14}{0.9 \times 230}) = 0.054 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

E) Vérification des contraintes tangentielles

$$V_e m = 18.95 \text{ kn} ; \tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_e \max}{b \times d} = \frac{18.95 \times 10^3}{650 \times 230} = 0.12 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5) = 4.347 \text{ [MPa]} \text{ avec : } \gamma_b = 1.15 ;$$

$$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ [MPa]} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul à L'ELS:

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans notre cas, il suffit alors de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_e} = 0.71$ pour obtenir les résultats des moments à L'ELS.

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35(3.83) + 1,5 \times (1.62) = 7.6 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = G + Q = 3.83 + 1.62 = 5.45 \text{ KN/ml.}$$

• **Moments sur appuis:**

$$M_A = M_F = 5.54 \times 0.72 = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 13.851 \times 0.72 = 9.97 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 11.08 \times 0.72 = 7.97 \text{ KN.m}$$

• **moments en travées :****Travée A – B.**

$$M_{TAB} = M_{TEF} = 19.14 \times 0.72 = 13.78 \text{ KN.m}$$

Travée B – C .

$$M_{Tbc} = M_{TDE} = 16.35 \times 0.72 = 11.77 \text{ KN.m}$$

Travée C – D.

$$M_{tcd} = 17.73 \times 0.72 = 12.76 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant.****Travée A – B.**

$$V_e = 13.34 \times 0.72 = 9.60 \text{ KN}$$

Travée B – C.

$$V_e = 18.95 \times 0.72 = 13.64 \text{ KN}$$

Travée C – D.

$$V_e = 16.85 \times 0.72 = 12.13 \text{ KN}$$

✓ Vérification à L'ELS.

Etat limite de contrainte du béton en compression.➤ **En travée.**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$; $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$$I = \frac{b.Y^3}{3} + nA(d-y)^2 + n\hat{A}(y-\hat{d})^2 ; \quad n = 15$$

$$\frac{b.Y^2}{2} + n \times (A + \hat{A})y - n \times (Ad - \hat{A}) = 0 \quad \hat{A} = 0$$

$$\frac{65.Y^2}{2} + 15 \times (3.39)y - 15 \times (3.39 \times 23) = 0 ; Y = 3.4 \text{ cm}$$

$$I = \frac{65 \times 3.4^3}{3} + 15 \times 3.39 (23 - 3.4)^2 = 6613.98 \text{ cm}^4 ; K = \frac{6.34 \times 10^{-3}}{6613.98 \times 10^{-8}} = 95.85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = k.Y = 95.85 \times (3.4 \times 10^{-2}) = 3.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{.C.V}$$

➤ **En appuis.**

$$A = 2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

De même façon on trouve :

$$I = \frac{65 \times 4.17^3}{3} + 15 \times 2.01 (23 - 4.17)^2 = 6889.61 \text{ cm}^4 ; Y = 4.17 \text{ cm}$$

$$K = \frac{6.34 \times 10^{-3}}{6889.61 \times 10^{-8}} = 92.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = k.Y = 92.02 \times (4.17 \times 10^{-2}) = 3.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{.C.V}$$

• **Vérifications de la flèche.**

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se poser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1Mt}{10M0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa}$$

- Avec : h : Hauteur totale : h = 25 [cm]
- L : Porte entre nus d'appuis.
- Mt : Moment max en travée.
- M0 : Moment max de la travée isostatique.
- A : Section des armatures.
- b0 : Largeur de la nervure.
- d : Hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{25}{540} \geq \frac{1}{16} = 0.046 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire (D'après le BAEL). Il est indispensable de vérifier la flèche qui doit être inférieure à la flèche admissible.

• **Calcul de la flèche : (BAEL 91/Art B.6.5, 2).**

On doit vérifier que :
$$f \frac{M_t \times l^2}{10 E_v I F_v} = \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :
$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{5400}{1000} = 5.9 \text{ mm}$$

Avec :

Ev : Module de déformation différée.
$$E_v = 3700 \sqrt{f_c} = 3700 \sqrt{28.3} = 10818.865 \text{ MPa}$$

If : Inertie fictive pour les charges de longue durée :

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \gamma_v}$$

I0 : Moment d'inertie de la section homogène.

• **Aire de la section homogénéisée.**

$$B_0 = B + 15A = (b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + 15A$$

$$B_0 = (65 \times 5) + (20 - 5) \times 12 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 555.85 \text{ cm}^2$$

• **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à (x-x) .**

$$S_{/xx} = \frac{b \times h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{65 \times 5^2}{2} + (25 - 5) 12 \left[\frac{20 - 5}{2} + 5 \right] + 15 \times 3.39 \times 23$$

$$S_{/xx} = 4982.05 \text{ cm}^3$$

• **Position du centre de gravité.**

$$V_1 = \frac{S/XX}{B_0} = \frac{4982.05}{555.85} = 8.96 \text{ cm} \quad \text{donc : } v_1 = 8.96 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 8.96 = 16.04 \text{ cm} \quad \text{donc : } V_2 = 16.04 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie de la section homogénéisée.**

$$I_0 = \frac{b_0^3}{3} + (V_1^3 + V_2^3) + (b-b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + v_1 - h_0/2 \right] + 15 \times A_t (v_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12^3}{3} + (8.96^3 + 16.04^3) + (65 - 12) 5 \left[\frac{5^2}{12} + 8.96 - 5/2 \right] + 15 \times 3.39 (16.04 - 2)^2$$

$$I_0 = 17136.85 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des coefficients.**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3^2 \cdot 39}{12 \times 23} = 0.012$$

$$\lambda_i = ft_{28} \times \frac{0.02}{\rho \times (2 + \frac{3b_0}{b})} = 2.1 \times \frac{0.02}{0.012 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.37$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} 1.37 = 0.548$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 ft_{28}}{4 \rho \sigma_{st} + ft_{28}}$$

Avec : La contrainte limite dans l'acier (**BAEL91/Art A.4.5, 2**) :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_t$

$$\sigma_{st} = \eta \cdot k \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 95.85 \times (23 - 3.4) \times 10^{-2} = 281.79 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_s = 281.76 \text{ a} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.012 \times 281.79) + 1.2} = 0.75$$

• **Calcul de l'inertie fictive .**

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 17136.85}{1 + 0.548 \times 0.75} = 13359.69 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la flèche.**

$$F = \frac{Mt \times l^2}{10 \times E_v \times L_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$F = \frac{13.78 \times 5400^2 \times 10}{10 \times 10818.865 \times 13359.69} = 2.78$$

F = 2.78 ≤ \bar{f} = 5.2 **Condition vérifiée**

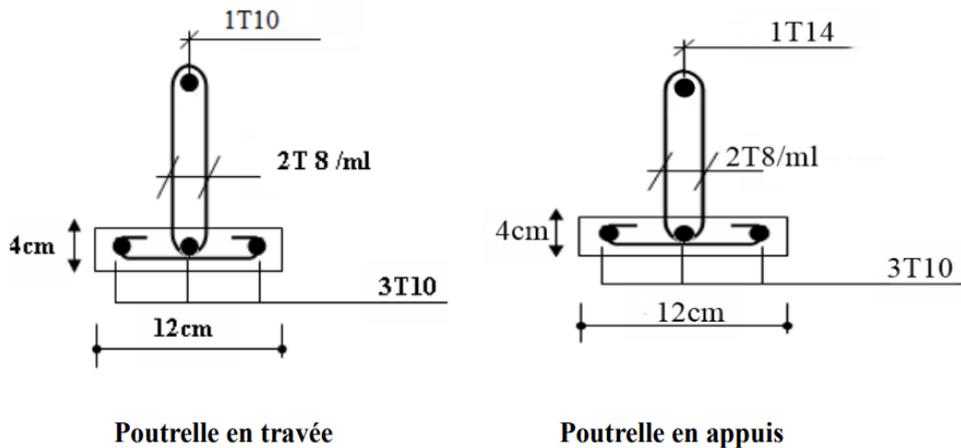


Figure III:8 Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.4.Etude de la salle machines :

Notre bâtiment comporte d'une cage d'ascenseur, La cabine a une vitesse d'entraînement. $V = 1\text{m/s}$

Dimensionnement :

$$l_x = 2.30\text{m}$$

$$l_y = 3.10\text{m}$$

$$S = 7.13\text{m}^2$$

- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de : 9tonnes.
- La surcharge d'exploitation $Q = 1\text{KN/m}^2$
- Le calcul se fait à l'aide des abaques de Pigeaud, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux directions en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

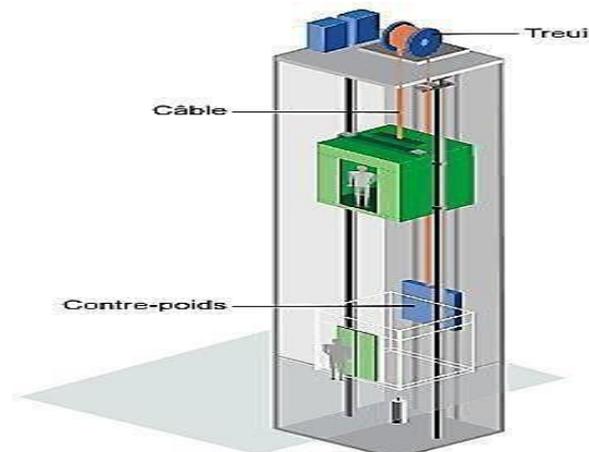


Figure III-9 : Schéma d'Ascenseur

III.4-1 Pré dimensionnement :

La dalle est une dalle pleine, ht doit être au moins égale à 12cm (**RPA 2003**).

On prend : $ht = 15\text{cm}$.

La dalle repose sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée.

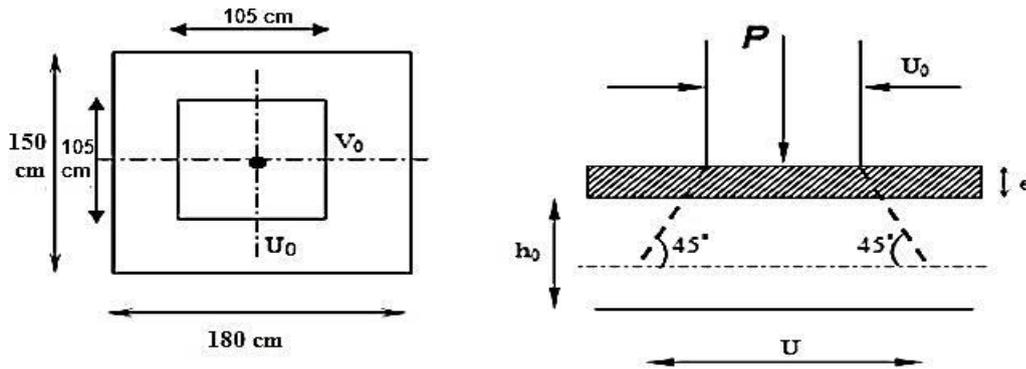


Figure III-10 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

La dalle travaille dans les deux sens. Pour le revêtement en béton on a :

$$U = U_0 + 2\varepsilon \cdot e + h_0 ; V = V_0 + 2\varepsilon \times e + h_0$$

Avec : h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).

h_r : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).

ε : coefficient de remplissage égale à 1 pour un remplissage en béton ou analogue

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ (coté du rectangle sur lequel q est concentrée).

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

III.4-2 Calcul des moments :

a)-Calcul des moments du a la charge localisée :

$$M_x = P \cdot (M_1 + \nu M_2) ; M_y = P \cdot (M_2 + \nu M_1)$$

Avec : ν Coefficient de Poisson { $\nu = 0$ à L'ELU { $\nu = 0,2$ à L'ELS

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de : ($\rho, U/l_x, U/l_y$)

$$P = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.30}{3.10} = 0.74 \quad \frac{u}{l_x} = \frac{105}{230} = 0.45 \quad \frac{v}{l_y} = \frac{105}{310} = 0.34 .$$

$$M_x = 0.082 ; M_y = 0.055$$

Donc : À l'ELU ($\nu = 0$)

$$M_x U_1 = 1.35 \cdot P \cdot (M_x) = 1.35 \times 90 \times 0.082 = 9.96 \text{ kN.m.}$$

$$M_y U_1 = 1.35 \cdot P \cdot (M_y) = 1.35 \times 90 \times 0.055 = 6.68 \text{ kN.m.}$$

À l'ELS ($\nu = 0.2$)

$$M_x S_1 = P \cdot (M_1 + 0.2 M_2) = 90 \times (0.082 + 0.2 \times 0.055) = 8.37 \text{ kN.m.}$$

$$M_y S_1 = P \cdot (M_2 + 0.2 M_1) = 90 \times (0.055 + 0.2 \times 0.082) = 6.43 \text{ kN.m. } b$$

b) moments dus au poids propre Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

$$M_x = u_x \times q \times l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients U_x et U_y sont donnés en fonction du rapport ρ et du coefficient de poisson ν
 q : charge uniformément répartie sur toute la dalle.

ν : coefficient de poisson $\nu = 0$ à l'ELU. $\nu = 0,2$ à l'ELS.

$$\rho = l_y / l_x = 0.74$$

$$\rightarrow \text{ELU: } U_x=0.0634, \quad U_y=0.494$$

$$\rightarrow \text{ELS : } U_x=0.0696, \quad U_y=0.632$$

Le poids de la dalle : $G = \gamma_b \times h_t = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/ m.}$

La surcharge d'exploitation de la cage d'ascenseur est estimée à : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

La combinaison de charges

ELU :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/uml}$$

$$M_{xu2} = 0.0634 \times 8.04 \times 1.5^2 = 1.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu2} = 0.494 \times 1.14 = 0.563 \text{ KN.m.}$$

ELS :

$$q = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{xs2} = 0.0696 \times 5.85 \times 1.5^2 = 0.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys2} = 0.632 \times 0.91 = 0.57 \text{ KN.m c}$$

c) Superposition des moments

À l'ELU :

$$M_x = M_{xU1} + M_{xU2} = 9.96 + 1.14 = 11.1 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_{yU1} + M_{yU2} = 6.68 + 0.563 = 7.24 \text{ kN.m}$$

À l'ELS :

$$M_x = M_{xS1} + M_{xS2} = 8.37 + 0.91 = 9.28 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_{yS1} + M_{yS2} = 6.43 + 0.57 = 7.0 \text{ kN.m.}$$

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

À l'ELU

✓ En travée

$$M_{tx} = 0.85 \times 11.1 = 9.43 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 7.24 = 6.51 \text{ kN.m.}$$

✓ Aux appuis

$$M_{ax} = -0.3 \times 11.1 = -3.33 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ay} = -0.3 \times 7.24 = -2.172 \text{ kN.m.}$$

À l'ELU

✓ En travée

$$M_{tx} = 0.85 \times 9.28 = 7.88 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 7.00 = 5.95 \text{ kN.m.}$$

✓ Aux appuis

$$M_{ax} = - 0.3 \times 9.28 = - 2.74 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ay} = - 0.3 \times 7.0 = - 2.1 \text{ kN.m.}$$

III.4.3- Ferrailage du panneau :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur. Les résultats de calcul relatif à la détermination de ferrillages seront résumés sur le tableau :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha \quad A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Tableau III-3 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

zone	Sens	Mu [KN.m]	μ_b	α	β	A [cm2]	Aadopté e [cm2]	Ferrailage choisis
Sur appuis	X-X	3.33	0.127	0.0171	0.932	0.78	2.01	4AH8
Sur appuis	Y-Y	2.172	0.083	0.108	0.956	0.50	2.01	4AH8
En travée	X-X	6.43	0.248	0.290	0.883	1.60	3.14	4AH10
En travée	Y-Y	9.51	0.367	0.607	0.756	2.78	3.14	4AH10

III.4.4- Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non-fragilité (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \times \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_0$$

Avec :

- ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

- ρ_o : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_o = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_o \times \frac{3 \frac{lx}{ly}}{2} \rightarrow A_x \geq \rho_o \times \frac{3 \frac{lx}{ly}}{2} (b \times h) = 0.0008 \times \frac{3-0.74}{2} (100 \times 15) ; A_{x\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{x\min} = 1.35 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens y-y : $\rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_o \rightarrow A_y \geq \rho_o (bxh) = 0.0008 \times (100 \times 15) ; A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{y\min} = 1.20 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément.

$$\text{Donc :} \quad \varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{230}{10} = 23 \text{ mm}$$

$$\varphi \text{ adopté} = 10 \text{ mm} < 23 \text{ mm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c) Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées et une fissuration peu préjudiciable :

Direction la plus sollicitée (x-x) : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) :

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

→ **Conditions vérifiées.**

d) Poinçonnement (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.5.2, 42) :

(Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

$$Q_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 472.5$$

U_c : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

Avec :

$$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m.}$$

$$121.5 \text{ KN} \leq 472.5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

e) Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{p}{2u+v} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{p}{2u+v} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{vu}{b \times d} = \frac{28.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.21 \text{ MPa} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

III.4.5- Vérifications à l'ELS :

1-Etat limite de compression du béton :

Sens x-x :

Aux appuis :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} ; \text{Max} = -2.74 \text{ KN.m} \text{ et } A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} b \times y^2 + 30(A_s) \times y - 30(d \times A_s) &= 0 \\ 100 \times y^2 + 30(2.01) \times y - 30(13.5 \times 2.01) &= 0 \\ 100 y^2 + 60.3 y - 814.05 &\rightarrow y = 2.57 \text{ cm} \end{aligned}$$

✓ Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{3} b y^3 + 15((A_s \times (d - y)^2)) \\ I &= \frac{1}{3} 100 \times 2.57^3 + 15((2.01 \times (13.5 - 2.57)^2)) = 4167.68 \text{ cm}^4 \\ K &= \frac{M_s}{I} = \frac{2.74 \times 10^3}{4167.68} = 0.52 \end{aligned}$$

✓ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k. y = 0.52 \times 2.57 = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

En travée :

$$M_t = 7.88 \text{ KN.m} \text{ et } A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} b \times y^2 + 30(A_s) \times y - 30(d \times A_s) &= 0 \\ 100 \times y^2 + 30(3.14) \times y - 30(13.5 \times 3.14) &= 0 \\ 100 y^2 + 94.2 y - 1271.1 &\rightarrow y = 3.12 \text{ cm} \end{aligned}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15((A_s \times (d - y)^2)$$

$$I = \frac{1}{3} 100 \times 3.12^3 + 15((3.14 \times (13.5 - 3.12)^2) = 6087.13 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{7.88 \times 10^3}{6087.13} = 1.29$$

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \rightarrow \sigma^-_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 1.29 \times 3.12 = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^-_{bc} \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

Sens y-y :

Aux appuis :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Max} = -2.1 \text{ KN.m et } A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30(A_s) \times y - 30(d \times A_s) = 0$$

$$100 \times y^2 + 30(2.01) \times y - 30(13.5 \times 2.01) = 0$$

$$100 y^2 + 60.3 y - 814.05 \rightarrow y = 2.57 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15((A_s \times (d - y)^2)$$

$$I = \frac{1}{3} 100 \times 2.57^3 + 15((2.01 \times (13.5 - 2.57)^2) = 4167.68 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{2.74 \times 10^3}{4167.68} = 0.52$$

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \rightarrow \sigma^-_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.52 \times 2.57 = 1.33 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma^-_{bc} \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

A la travée :

$$M_t = 6.116 = 5.95 \text{ KN.m et } A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30(A_s) \times y - 30(d \times A_s) = 0$$

$$100 \times y^2 + 30(3.14) \times y - 30(13.5 \times 3.14) = 0$$

$$100 y^2 + 94.2 y - 1271.1 \rightarrow y = 3.12 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15((A_s \times (d - y)^2)$$

$$I = \frac{1}{3} 100 \times 3.12^3 + 15((3.14 \times (13.5 - 3.12)^2) = 6087.13 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{5.95 \times 10^3}{6087.13} = 0.97$$

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \rightarrow \sigma^-_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 0.97 \times 3.12 = 3.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^-_{bc} \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

2-Etat limite d'ouverture des fissures : (Article A.4.5, 32 du BAEL 91 modifié 99)

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

3-Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont Satisfaites (**BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.5**)

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x} \rightarrow \frac{15}{230} \geq \frac{7.88}{20 \times 9.28} = 0.06 \geq 0.042 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} \leq \frac{2}{400} \rightarrow 0.0023 \leq 0.005 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

NB : Les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

Sens x-x :

En travée : 4HA10 = 3.14 cm² (St= 25 cm).

Aux appuis : 4HA8 = 2.01 cm² (St= 25 cm).

Sens y-y :

En travée : 4HA10 = 3.14 cm² (St= 25 cm).

Aux appuis : 4HA8 = 2.01 cm² (St= 25 cm)

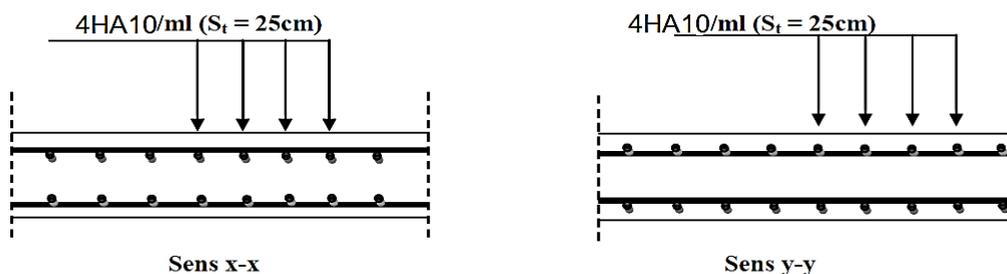


Figure III-11 : Plan de ferrailage de la salle machine

III.5. Etude de l'escalier :**III.5.1. Définition :**

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

Calcul d'escalier type 1 :**III.5.2 Détermination des efforts:****III.5.2.1 Les sollicitations de calcul:**

Pour le palier : $G = 6.6 \text{ kN/m}^2$.

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

Pour la volée : $G = 11.17 \text{ kN /m}^2$.

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

III.5.2.2 Combinaison des charges:

- **L'état limite ultime (ELU) : $q_u = 1.35G + 1.5Q$**

Palier : $q_{u1} = q_{u3} = 1,35 \times 6.6 + 1,5 \times 2,5 = 12.66 \text{ kN/m}^2$.

Paillasse : $q_{u2} = 1,35 \times 11.17 + 1,5 \times 2,5 = 18.82 \text{ kN /m}^2$.

- **L'état limite de service (ELS) : $(G+Q)$**

Palier : $q_{s1} = q_{s3} = 6.6 + 2,5 = 9.1 \text{ kN /m}^2$

Paillasse : $q_{s2} = 11.17 + 2,5 = 13.67 \text{ kN /m}^2$.

À l'ELU :

- **Charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2 + q_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

On a:

$$L_1 = 1\text{m}; L_2 = 0.3 \times 8 = 2.4\text{m}; L_3 = 0.3\text{m}$$

$$q_{eq,u} = \frac{(12.66 \times 1 + 18.82 \times 2.4) + 18.82 \times 0.3}{1 + 2.4 + 0.3} = q_{eq,u} = 32.78$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = q_{eq} \cdot L^2 / 8$$

$$\text{On a : } L = L_1 + L_2 + L_3 = 3.7 ; \quad M_0 = 32.78 \times 3.7^2 / 8 ; \quad M_0 = 56.09$$

$$M_{appuis} = -0,3M_0 ; M_{travée} = 0,85M_0$$

$$M_a = -0,3 \times 56.09 = 16.83 \text{ kN.m} ; M_t = 0,85 \times 56.09 = 47.68 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q.l}{2} = \frac{32.78 \times 3.7}{2} = 60.64 \text{ KN.m}$$

À L'ELS

• **Charge équivalente :**

$$q_{eq.ser} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2}{L_1 + L_2 + L_3} + q_3 L_3$$

$$q_{eq.ser} = \frac{(9.1 \times 1 + 13.67 \times 2.4) + 13.67 \times 0.3}{1 + 2.4 + 0.3} = 23.76$$

• **Moment isostatique :**

$$M_0 = q_{ser} \cdot L^2 / 8$$

On a : $L = L_1 + L_2 + L_3 = 3.7 ; M_0 = 23.76 \times 3.7^2 / 8 ; M_0 = 40.66$

$$M_a = -0,3 \times 40.66 = -12.20 \text{ kN.m} ; M_t = 0,85 \times 40.66 = 34.56 \text{ kN.m}$$

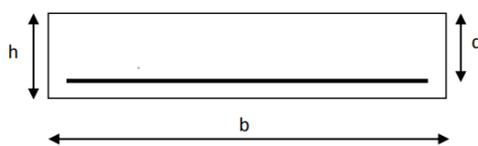
• **L'effort tranchant :**

$$V_s = \frac{q.l}{2} = \frac{23.76 \times 3.7}{2} = 43.96 \text{ KN.m}$$

III.5.3. Calcul de Ferrailage

III.5.3.1 Armatures longitudinales

Le calcul se fera à l'ELU, On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de largeur $b=1\text{m}$



b = 100 cm
h = 20 cm
d = 18 cm

Fig.III 12 : Section à ferrailer

En travée

$$M_t = 47.68 \text{ kN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{47.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.104 < \mu_{lu} = 0.29$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{47.68}{34.56} = 1.38 ; 10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050 ; \mu_{lu} = 0.29$$

D'où : $\mu_{bu} = 0,104 < \mu_{lu} = 0,29 \Rightarrow A' = 0$ (section simplement armée SSA).

Alors les armateurs comprimés ne sont pas nécessaires.

$\mu_{bu} < 0,29 \Rightarrow$ méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.18 [1 - (0,6 \times 0,104)] = 0.1688 \text{ m} = 16.88 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{47.68 \times 10^{-3}}{0.1688 \times 348} = 0.0008117 \text{ m}^2 = 8.117 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} \longrightarrow A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot 2.1}{400} = 2.174 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.174 \text{ cm}^2 < A_{\text{calcul}} = 8.117 \text{ cm}^2 \quad \text{donc} \quad A_s = 8.117 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_u = 6 \text{ HA14} = 9.24 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec} \quad St = 15 \text{ cm}$$

En appui :

$$b=100\text{cm} \quad h=20\text{cm} \quad d=18\text{cm} \quad c=2\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16.83}{12.20} = 1.38$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050 , \mu_{lu} = 0.29$$

$\mu_{bu} = 0.036 < \mu_{lu} = 0.29 \Rightarrow A' = 0$ (section simplement armée -SSA-)
 $z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.18 (1 - (0,6 \times 0,036)) = 0.1761 \quad m = 17.61 \text{ cm}$

$$A_l = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{16.83 \times 10^{-3}}{0.1761 \times 348} = 2.75 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot 2.1}{400} = 2.174 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.174 \text{ cm}^2 < A_{\text{calcul}} = 2.75 \text{ cm}^2 \quad \text{donc} \quad A_s = 2.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_u = 6 \text{ HA12} = 6.79 \text{ cm}^2, \text{ Avec : } St = 15 \text{ cm}$$

III.5.3.2. Armatures de répartitions

En travée

$$A_{rt} = A_t/4 = 8.117/4 = 2.029 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3.925 cm² · Avec S_t = 20 cm

III.5.4. Répartition des barres:

III.5.4.1 Armatures longitudinales

$$S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 [\text{cm}]$$

$$S_t = 15 [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.4.2. Armatures de répartition

$$S_t < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 [\text{cm}]$$

$$S_t = 20 [\text{cm}] < 45 [\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.5.5. Vérification

➤ Vérifications à l'ELU

III.5.5.1. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

:(BAEL91 Art 6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \tau_{se} = \Psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Avec : } \Psi = 1.5 \text{ pour HA, } V_{u \max} = 60.64 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \times \pi \times \emptyset = 8 \times 3.14 \times 1.4 = 35.17 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{60.64 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.3517} = 1.064 < 3.15 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

III.5.5.2. Vérification des efforts tranchants : (BAEL91 Art 5.1.2)

$$\tau_u = \tau_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{60.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.34 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ Vérifications à l'ELS :

III.5.5.3. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$. σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$).

En travée

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

Avec : $\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A+A')y - n(Ad - A'd) = 0$, $Y = 3.36$

$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2$, $I = 2399.54 \text{ cm}^4$

Avec : $n = 15$

$$K = \frac{34.56 \times 10^6}{2399.545 \times 10^4} = 1.44 \text{ N/mm}^3$$

$\sigma_{bc} = K \cdot Y = 1.44 \times 3.36 = 4.83 \text{ Mpa}$, $\sigma_{bc} = 4.83 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (KN.m ³)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} ⁻ (Mpa)	Observation
34.56	12.312	2399.54	3.36	1.44	4.83	15	Vérifiée

En appui :

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

Avec : $\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A+A')y - n(Ad - A'd) = 0$, $Y = 3.36$

$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2$, $I = 2399.54 \text{ cm}^4$

$$K = \frac{12.20 \times 10^6}{2399.545 \times 10^4} = 0.51 \text{ N/mm}^3$$

$\sigma_{bc} = K \cdot Y = 0.51 \times 3.36 = 1.71 \text{ Mpa}$, $\sigma_{bc} = 1.71 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (KN.m ³)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} ⁻ (Mpa)	Observation
12.56	5.655	2399.54	3.36	0.51	1.71	15	Vérifiée

➤ **vérification de la flèche :**

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{5.91} = 0.025 < 0.0625 \rightarrow \text{CV}$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,15}{5,91} = 0,025 < \frac{1}{10} \times \frac{47,68}{56,09} = 0,085 \rightarrow CV$$

$$3) \frac{A_T}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{12,312}{100 \times 13} = 0,009 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow CV$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on ne va pas calculer de la flèche.

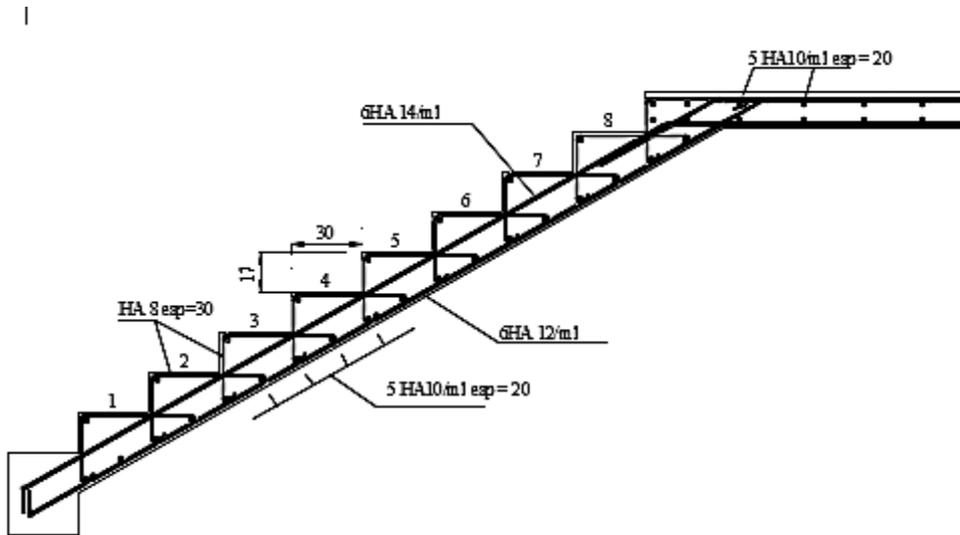


Fig III .13 Schéma de ferrailage des calier

Calcul d'escalier type 2 :

Les charges

À L'ELU :

- Le moment :

$$M_{ELU} = 191.37$$

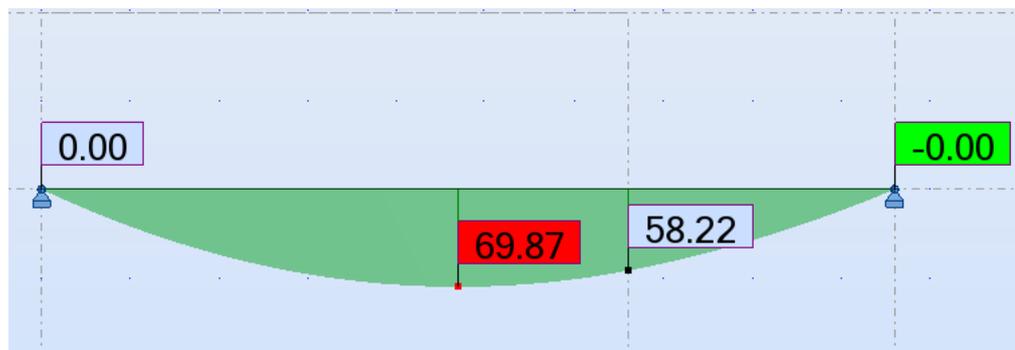


Figure III. 14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

$$M_{appui} = -0,3M_0, M_{travée} = 0,85M_0$$

$$M_a = -0,3 \times 69,87 = -20,96 \text{ kN.m}, M_t = 0,85 \times 69,87 = 59,38 \text{ kN.m}$$

• L'effort tranchant :

$V_u = 59.64$



Figure III.15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

À L'ELS :

Le moment :

$M_{ELS} = 50.96$

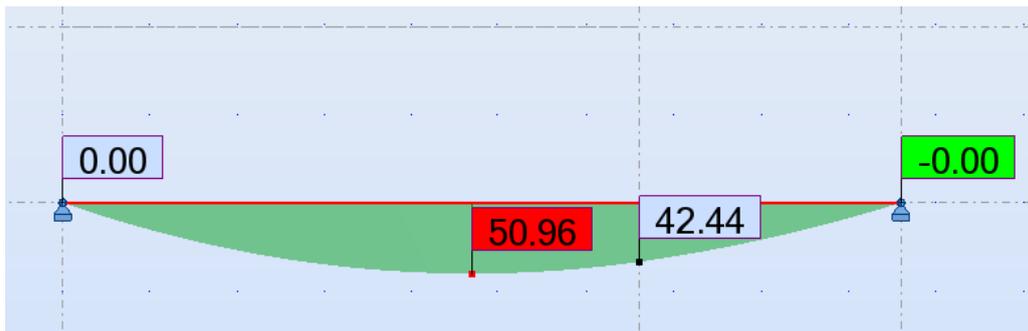


Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

$M_{appui} = -0,3M_0, M_{travée} = 0,85M_0$

$M_a = -0,3 \times 50.96 = -15.28 \text{ kN.m}, M_t = 0,85 \times 50.96 = 43.31 \text{ kN.m}$

• L'effort tranchant :

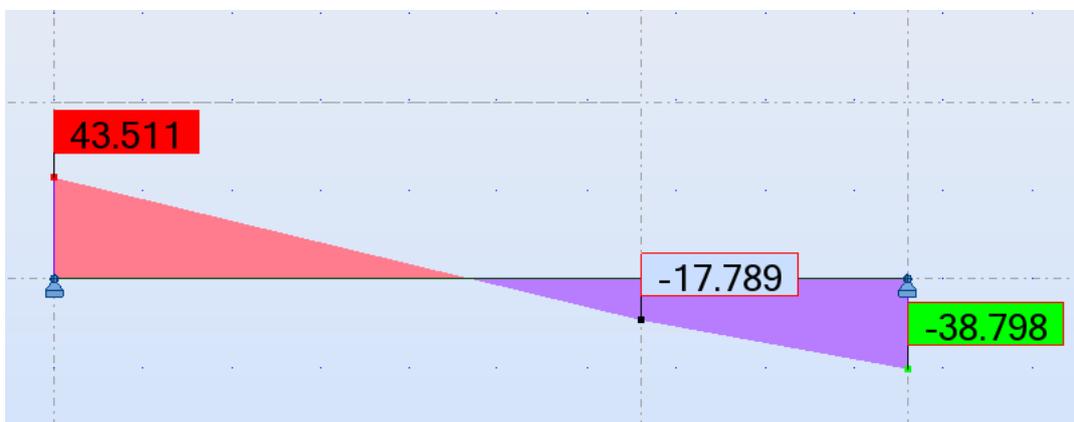


Figure III.17: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Ferrailage ELU :**Travée :**

type	M_u (KN.m)	b	d	F_{bu}	μ_{bu}	Z_b	A_t	A_t adopté
2	162.66	100	18	14.2	0.12	16.70	8.23	9.24

Donc on opte : 6 HA 14

Avec : $St = 15$ cm**APPUI:**

Type	M_u (KN.m)	b	d	f_{bu}	μ_{bu}	Z_b	A_t	A_t adopté
2	57.41	100	18	14.2	0.045	17.51	3.4	6.79

Donc on opte : 6 HA 12

Avec : $St = 15$ cm**Vérification ELS:**

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN.m ³)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^- (Mpa)	OBS
Appui	15.28	3.93	3.36	2399.54	0.63	2.13	15	CV
Travée	43.81	3.93	3.36	2399.54	1.8	6.048	15	CV

Armatures de répartitions : 5 HA 10 $St = 20$ cm

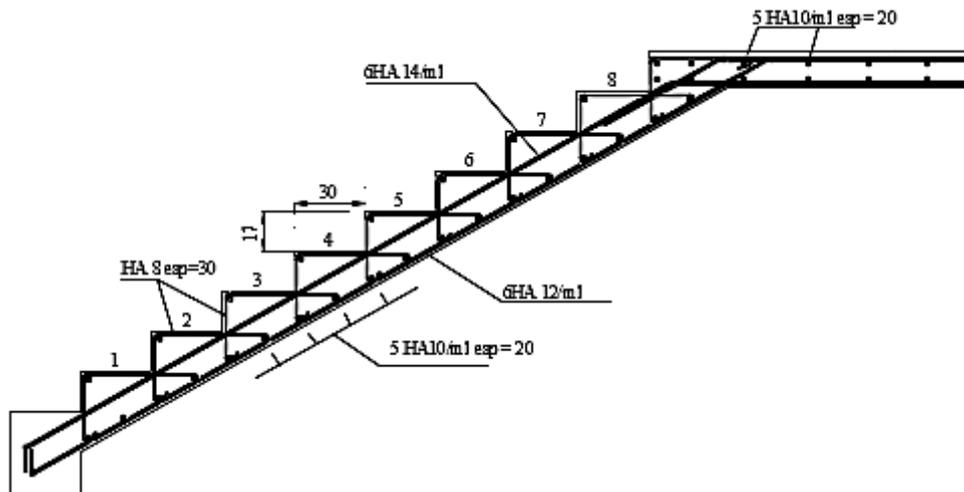


Figure III.18 : Schéma de Ferrailage de l'escalier

III.6. Étude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, Avec une longueur de L, La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.6.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont : L =350cm.

$350/15 < h < 350/10$ Donc : $23.33 < h < 35$ On prend : $h = 30 \text{ cm}$

$0.3h < b < 0.7h$ Donc: $9 < b < 21$ On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Vue l'importance de la portée et de l'épaisseur de notre escalier, on est contraint de choisir $b = 30 \text{ cm}$.

III.6.2) Vérifications des conditions de résistance : (RPA99/V2003)

$b \geq 20 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	CV
$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 30 \text{ cm}$	CV
$h / b \leq 4$	$30 / 30 = 1.33 \leq 4$	CV

Donc les dimensions de la poutre sont : $h = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

III.6.3) Charges qui agissent sur la poutre palière :

La poutre palière est soumise à :

- ✓ Son poids propre : $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/m}$.

✓ Réaction d'appuis due à l'escalier :

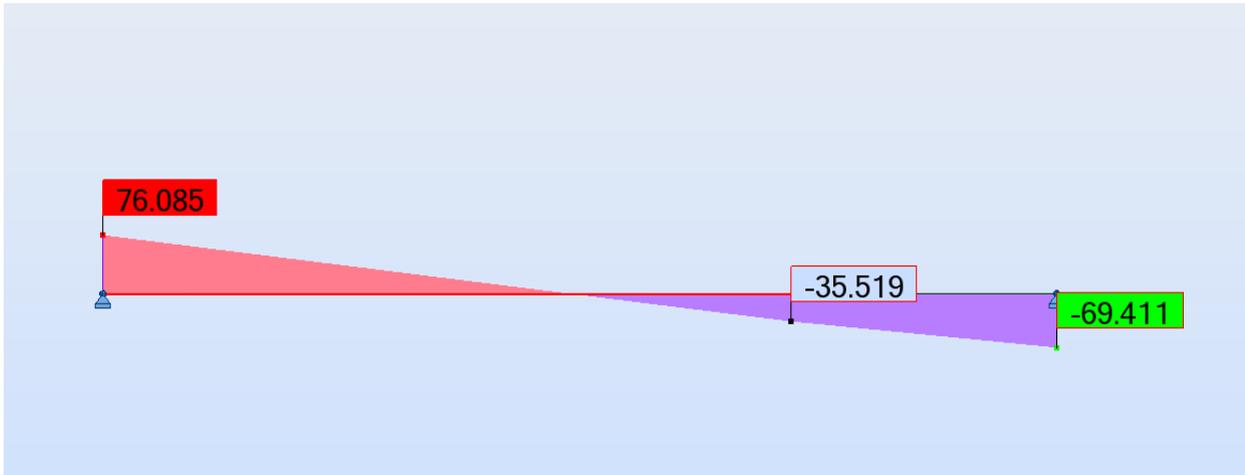


Figure III.19 : Diagramme des réactions à l'ELU

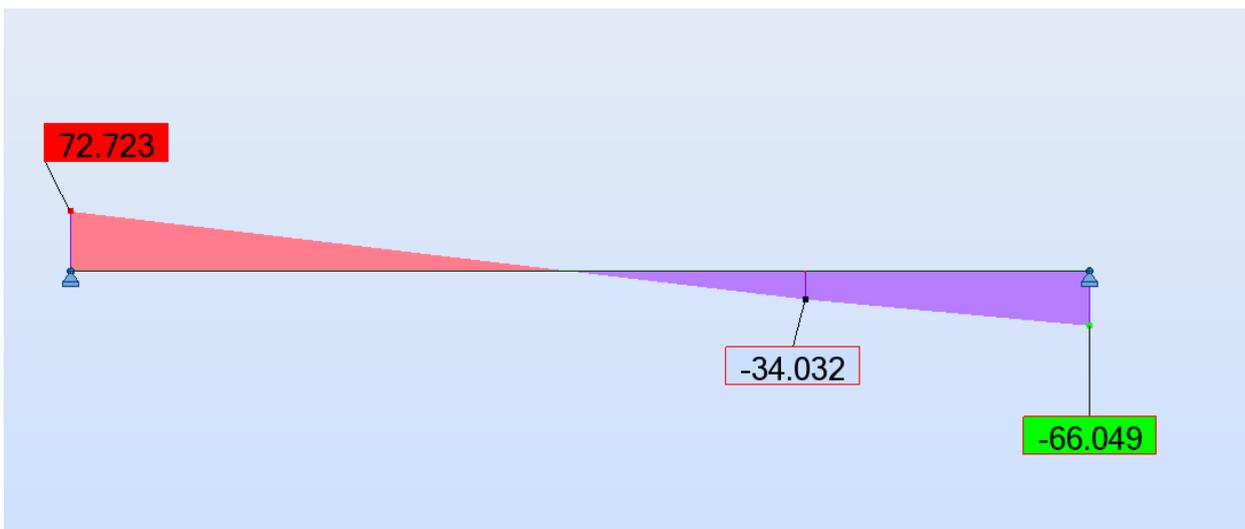


Figure III.20: Diagramme des réactions à l'ELS

ELU: $R_A = 76.085$ KN.

ELS : $R_A = 72.723$ KN

Combinaison de charges :

À l'ELU

$$q_u = 1.35G_p + T_u / L = (1.35 \times 2.25) + 72.723 / 4.5 = 19.19 \text{ KN}$$

Les réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times l}{2} = 43.17 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$0 \text{ m} \leq x \leq 4.50 \text{ m}$$

$$M_o = M_{\max}(x) = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{19.19 \times 4.5^2}{8} = 48.57 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T(x) = qu \times L^2 / 2 = 19.19 \times 4.5 / 2 = 43.17 \text{ KN}$$

En tenant compte de semi-encastrement :

$$M_A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 48.57 = -14.57 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 48.57 = 41.28 \text{ kN.m}$$

III.7.- Ferrailage de la poutre palière :

$$h = 30\text{cm}, b = 30 \text{ cm}, d = 28 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}$$

Les armatures principales :

En appuis

$$\mu_U = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.57 \times 10^6}{300 \times 280^2 \times 14.2} = 0.043 \leq 0.392$$

Pivot A donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires (section simplement armée)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad \alpha = 0.054, \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha \quad \beta = 0.97$$

$$A = \frac{M_a \max}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad A = \frac{14.57 \times 10^2}{0.89 \times 28 \times 34.8} = 1.68 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

En travée :

$$\mu_U = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41.28 \times 10^6}{300 \times 280^2 \times 14.2} = 0.123 \leq 0.392$$

Pivot A donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires (section simplement armée)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad \alpha = 0.164, \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha \quad \beta = 0.935$$

$$A = \frac{M_t \max}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad A = \frac{41.28 \times 10^2}{0.935 \times 28 \times 34.8} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : $A_a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

III.8.Vérification à L'ELU:

a-Vérification à la condition de non-fragilité :

Condition non fragilité : (BAEL 91 modifiée 99 art A.4.2) :

En travée

$$A_{min} = 0.23 b. d. \frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2, A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_a \rightarrow$ **condition vérifiée**, $A_{min} < A_t \rightarrow$ **condition vérifiée**

b) Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.211) : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{e_{max}}}{b_0 \times d} = \frac{43.17}{30 \times 28} = 0.686 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = 0.686 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = V_e / 0.9 d \sum u_i \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$$\sum u_i = n \pi = 3 \pi 12 = 113.04 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{43.17 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 1.81 \text{ MPa}, \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

d) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_l, b / 10) = \min (0.85, 1.2, 3) = 10 \text{ mm}$$

e) Espacement des armatures transversales :

✓ Zone nodale : $St \leq \min (h / 4, 12\phi_a, 30) = \min (7.5, 14.4, 30) = 7.5 \text{ cm}$

Nous prenons : $St = 10 \text{ cm}$

✓ Zone courante : $St \leq h / 2 = 30 / 2 = 15 \text{ cm}$

Nous prenons : $St = 15 \text{ cm}$

✓ L'étendue de la zone nodale : $L' = 2 h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

f) Calcul de la Longueur de scellement droit :

$$L_s + \frac{\phi_s f}{4\tau_{se}} = 42.32 \text{ cm}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi = 1.5$ pour les HA. On prend : $L_s = 45 \text{ cm}$

Les règles du (**BAEL 91.art.A.6.1**) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm. , On prend : } L_c = 20 \text{ cm.}$$

III.9. Calcul à L'ELS :

-Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G_p + T_u / L = (1.35 \times 2.25) + 76.085 / 4.5 = 19.94 \text{ KN}$$

Les réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times l}{2} = 44.87 \text{ KN}$$

Moment fléchissant : $0 \text{ m} \leq x \leq 4.50 \text{ m}$

$$M_o = M_{\max}(x) = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{19.94 \times 4.5^2}{8} = 50.47 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T(x) = q_u \times L^2 / 2 = 19.94 \times 4.5 / 2 = 44.86 \text{ KN}$$

En tenant compte de semi-encastrement :

$$M_A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 50.47 = -15.14 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 50.47 = 42.89 \text{ kN.m}$$

III.10 Vérification à L'ELS:

a) Etat limite de compression du béton :

Aux appuis :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$M_{\max} = -15.14 \text{ KN.m et } A_a = 3.39 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30(A_s) \times y - 30(d \times A_s) = 0$$

$$30 \times y^2 + 30(3.39) \times y - 30(28 \times 3.39) = 0$$

$$30 y^2 + 101.7 y - 2847.6 \rightarrow y = 8.194 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15((A_s \times (d - y)^2)$$

$$I = \frac{1}{3} .30 \times 8.194^3 + 15((3.39 \times (28 - 3.39)^2) = 36298.98 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{15.14 \times 10^3}{36298.98} = 0.41$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \rightarrow \quad \sigma^{-} bc = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k. y = 0.41 \times 8.194 = 3.35 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^{-} bc \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

À la travée :

$$M_t = 42.89 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30(A_s) \times y - 30(d \times A_s) = 0$$

$$30 \times y^2 + 30(3.39) \times y - 30(28 \times 3.39) = 0$$

$$30 y^2 + 101.7 y - 2847.6 \rightarrow y = 8.194 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15((A_s \times (d - y)^2)$$

$$I = \frac{1}{3} .30 \times 8.194^3 + 15((3.39 \times (28 - 3.39)^2) = 36298.98 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{42.89 \times 10^3}{36298.98} = 1.18$$

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \rightarrow \quad \sigma^{-} bc = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k. y = 1.18 \times 8.194 = 9.66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^{-} bc \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible.

Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**)

c) Etat limite de déformation : Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.6.5,1**)

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{450} = 0.66 \geq \frac{1}{16} \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1Mt}{10M0} \rightarrow \frac{30}{450} \geq \frac{42.89}{10*50.47} = 0.066 \geq 0.084 \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{30*28} = 0.0035 \leq 0.01 \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

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

III.11- Conclusion :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre palière :

En travée : 3 HA 14 = 4.62 cm², Aux appuis : 3 HA 12 = 3.39 cm²

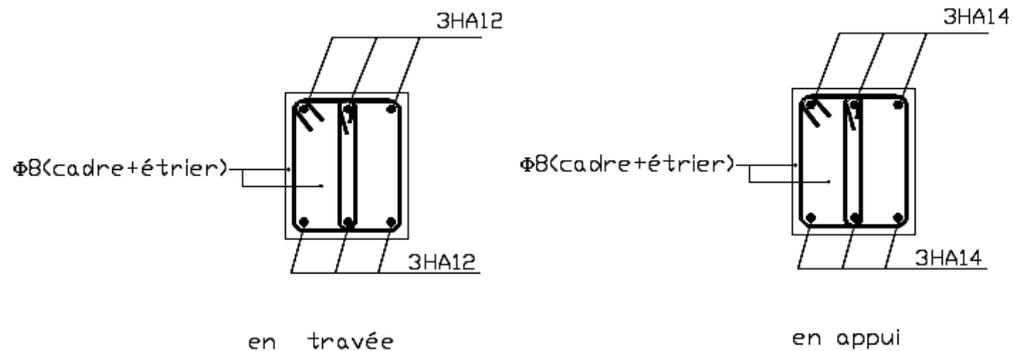
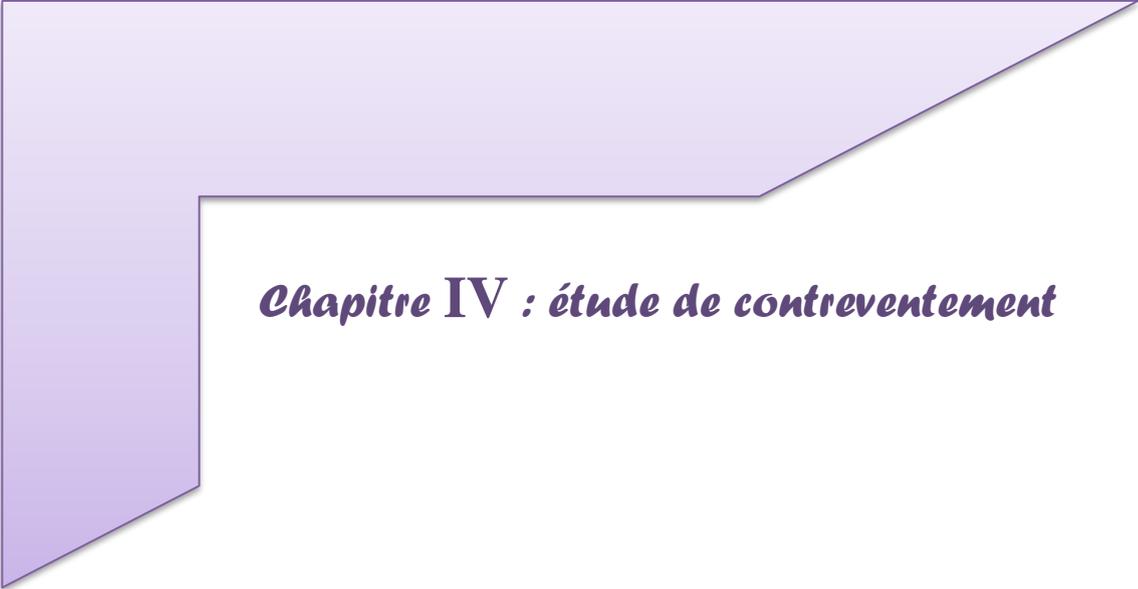


Figure III.21. Schéma de ferrailage de la poutre palière.



Chapitre IV : étude de contreventement

IV.1.Introduction :

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Par conséquent l'étude du comportement dynamique des ouvrages est importante pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des structures de génie civil. L'objectif de ce chapitre est de modéliser notre structure et de vérifier les exigences du RPA afin de réduire efficacement la vulnérabilité de notre ouvrage aux séismes.

IV.2- Choix de la méthode de calcul

Selon le **RPA 99** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- la méthode statique équivalente
- la méthode d'analyse modale spectrale

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas car le bâtiment étudié présente une configuration géométrique irrégulière en élévation (plus de 23m de hauteur)

Donc notre choix a été d'utiliser la méthode d'analyse modale spectrale.

b) La méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.1.3 RPA99/mod2003) :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

1-Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode dynamique modale spectre permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ Présentation du logiciel Auto desk robot structural analysais 2014 :

Le robot auto desk structural analysais est une application logicielle collaborative, polyvalente et rapide destinée à calculer, modéliser, analyser et dimensionner les différentes structures d'ingénierie (bâtiment, travaux public, construction hydraulique).

Robot offre de nombreuses possibilités pour effectuer l'analyse statique et dynamique avec complément de conception et de vérification des structures en béton armé. Ainsi, facilite l'interprétation des résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure et de créer la documentation pour la structure étudiée (note de calcul). Il est basé sur la méthode des éléments finis.

➤ **Modélisation :**

La modélisation 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 à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

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

L'étude de cette structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions l'aide du logiciel Auto desk robot structural analysais 2014 Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitation avec une minoration :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{avec } \beta = 0.2 \text{ (bureaux ou assimilés).}$$

W : poids total de la structure,

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. (RPA).

➤ **Critères de classification :**

- ✓ Zone sismique (zone 3) RPA 99 version 2003
- ✓ Groupe d'usage : Bâtiment d'habitation R+4+ES (groupe 1A) RPA 99 version 2003
- ✓ Sol de fondation catégorie S4 : Site Très meuble Système

Système de contreventement : structure en béton armé à contreventement par voiles.

➤ **Hypothèses de calcul :**

- ✓ Règlement : RPA99 version 2003
- ✓ Bâtiment : groupe d'usage 1A
- ✓ Béton ordinaire : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ Acier feE400

➤ **Etapes de la modélisation :**

La modélisation sur logiciel robot 2014 consiste en les étapes suivantes :

Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux).

- ✓ Définir la géométrie du modèle ;
- ✓ Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections ... etc) et les assigner aux éléments
- ✓ Spécifier les conditions aux limites (appuis et les diaphragmes) ;
- ✓ Définir les cas de charge (Statique et dynamique) et les appliquer aux éléments ;
- ✓ Spécifier les options d'analyse (options de l'analyse modale) ;
- ✓ Exécuter l'analyse et apporter des corrections au modèle s'il y a lieu ;
- ✓ Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats .
- ✓ **Combinaisons des charges:**
- ✓ 1.35G + 1.5Q
- ✓ G + Q
- ✓ G+Q±Ex
- ✓ G+Q±Ey
- ✓ 0.8 G±Ex
- 0.8 G±Ey

IV.3- Phase d'analyse :

a- Données du spectre de réponse

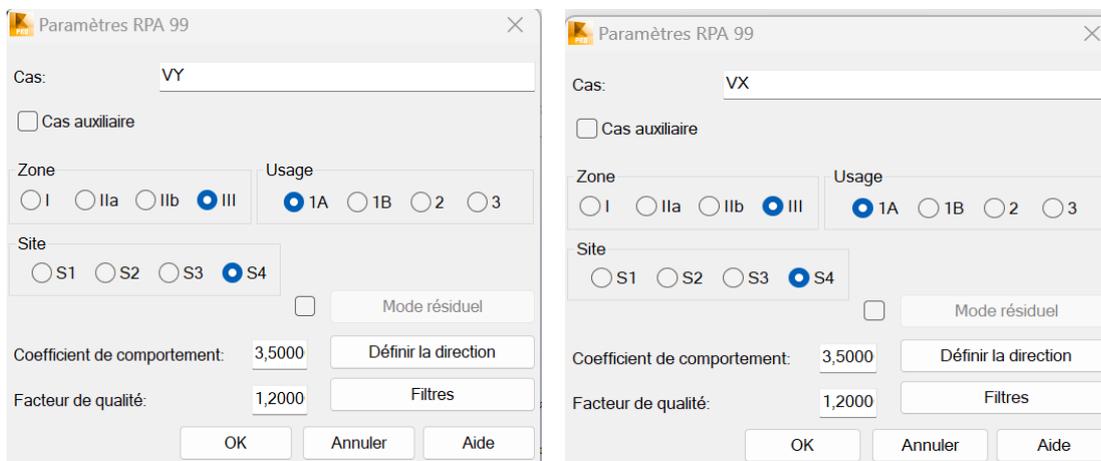


Figure IV-1 : Données du spectre de réponse

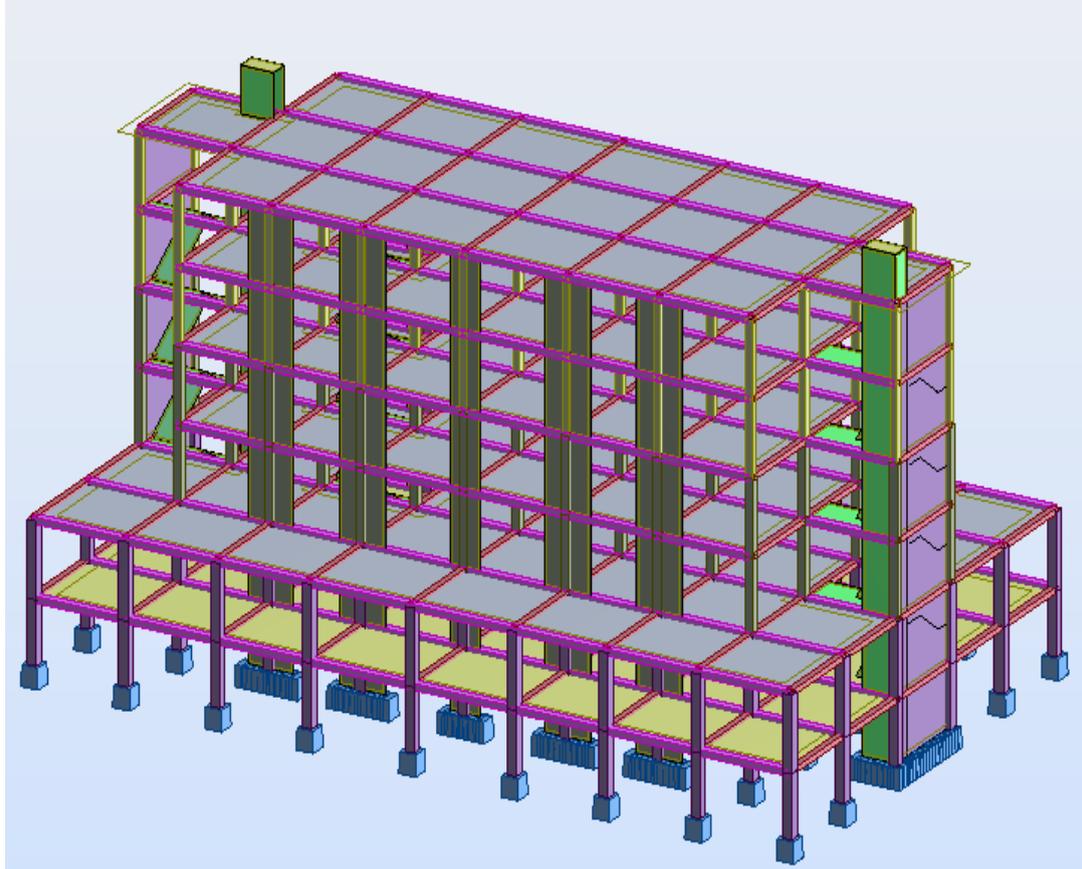


Figure IV-2-a : Modèle 3D de la structure

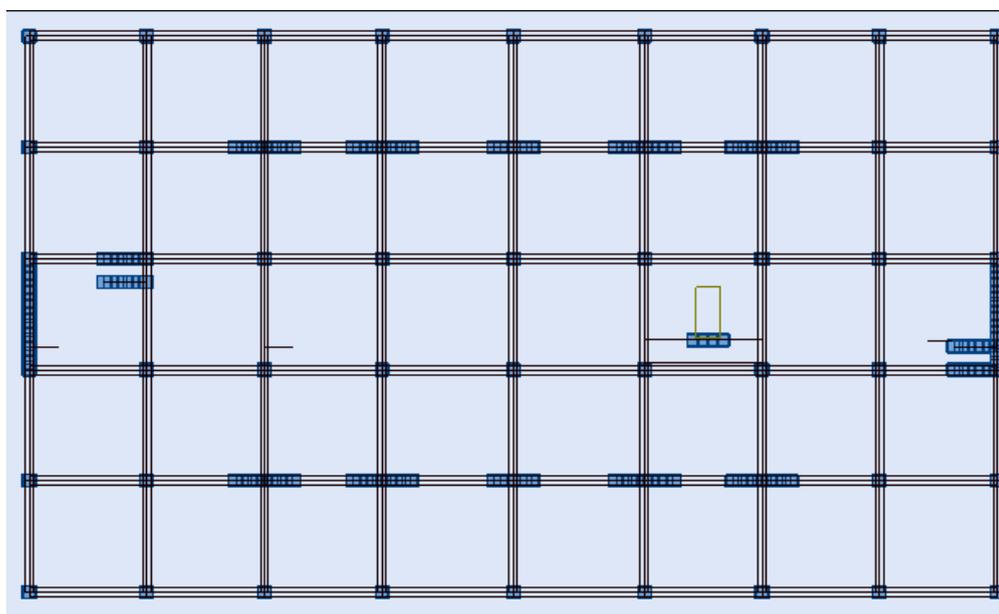


Figure IV-2-b : Modèle en plan de la structure

D'après la modélisation de la structure, il faut rigidifier les étages par un diaphragme pour donner un seul déplacement dans chaque étage et après lancer l'analyse.

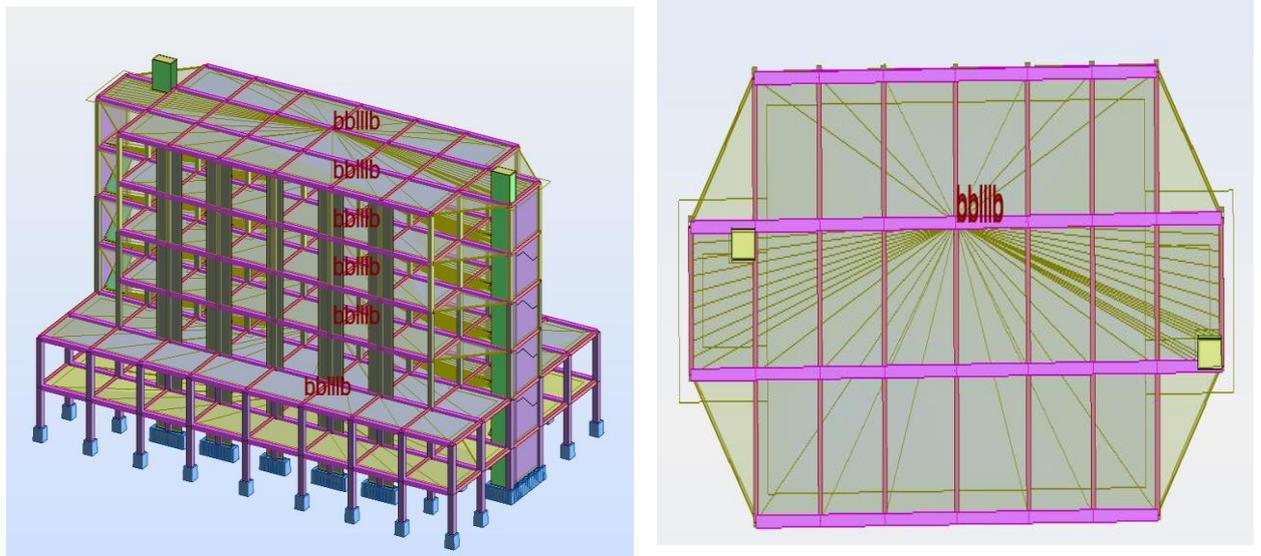


Figure IV-3 : Diaphragme de la structure 3D et en plan

Résultats de l'analyse dynamique par Auto desk robot structural analysais 2014 :

La figure ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque modèle :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1,43	0,70	54,49	2,46	54,49	2,46	6426539,98	6426539,98
3/ 2	1,74	0,58	57,06	57,28	2,56	54,82	6426539,98	6426539,98
3/ 3	3,13	0,32	57,68	57,31	0,63	0,04	6426539,98	6426539,98
3/ 4	5,45	0,18	79,51	58,10	21,83	0,79	6426539,98	6426539,98
3/ 5	6,76	0,15	80,22	86,32	0,71	28,22	6426539,98	6426539,98
3/ 6	11,00	0,09	80,36	86,32	0,14	0,00	6426539,98	6426539,98
3/ 7	11,41	0,09	81,36	86,32	0,99	0,01	6426539,98	6426539,98
3/ 8	11,87	0,08	89,04	87,65	7,68	1,33	6426539,98	6426539,98
3/ 9	12,62	0,08	90,25	94,96	1,21	7,31	6426539,98	6426539,98
3/ 10	13,84	0,07	90,31	95,04	0,06	0,08	6426539,98	6426539,98
3/ 11	14,22	0,07	90,31	95,04	0,00	0,00	6426539,98	6426539,98
3/ 12	14,47	0,07	90,31	95,04	0,00	0,00	6426539,98	6426539,98
3/ 13	14,94	0,07	90,31	96,33	0,00	1,29	6426539,98	6426539,98
3/ 14	15,02	0,07	90,31	96,33	0,00	0,00	6426539,98	6426539,98
3/ 15	15,73	0,06	90,33	96,40	0,02	0,08	6426539,98	6426539,98
3/ 16	16,10	0,06	90,36	97,51	0,03	1,11	6426539,98	6426539,98
3/ 17	16,54	0,06	90,36	97,51	0,00	0,00	6426539,98	6426539,98
3/ 18	16,77	0,06	90,36	97,51	0,00	0,00	6426539,98	6426539,98

Figure IV-4 : Période et facture de participation massique du modèle

Constatation :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0.70s**
- ✓ La structure passe par trois modes :
- ✓ le 01 mode translation suivant x.

- ✓ les 02 modes translation suivant y.
- ✓ le 03 mode est un mode de rotation.

Les 13 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA 99/version 2003).

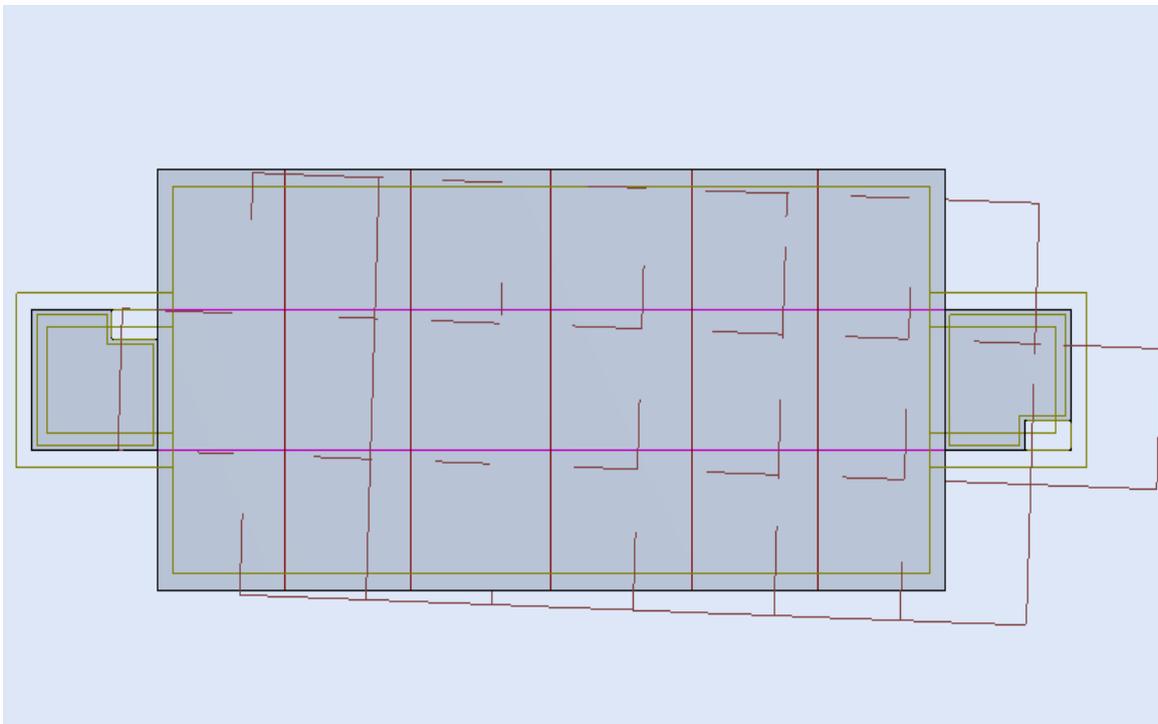


Figure IV-5 : Translation suivant X :(T =0.70s)

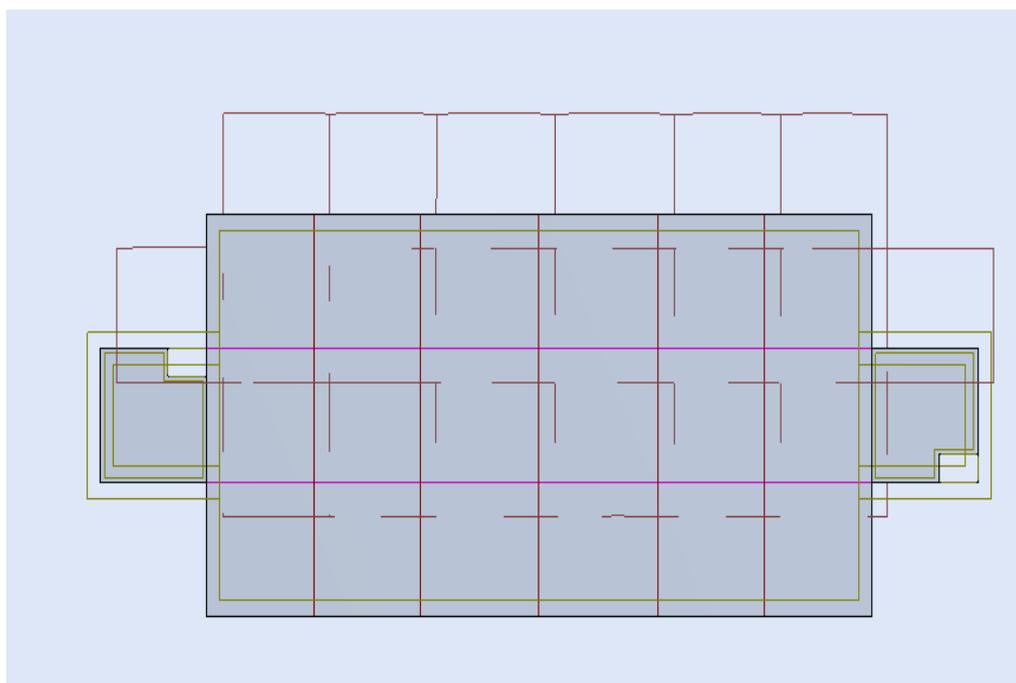


Figure IV-6 : Translation suivant Y :(T =0.58 s)

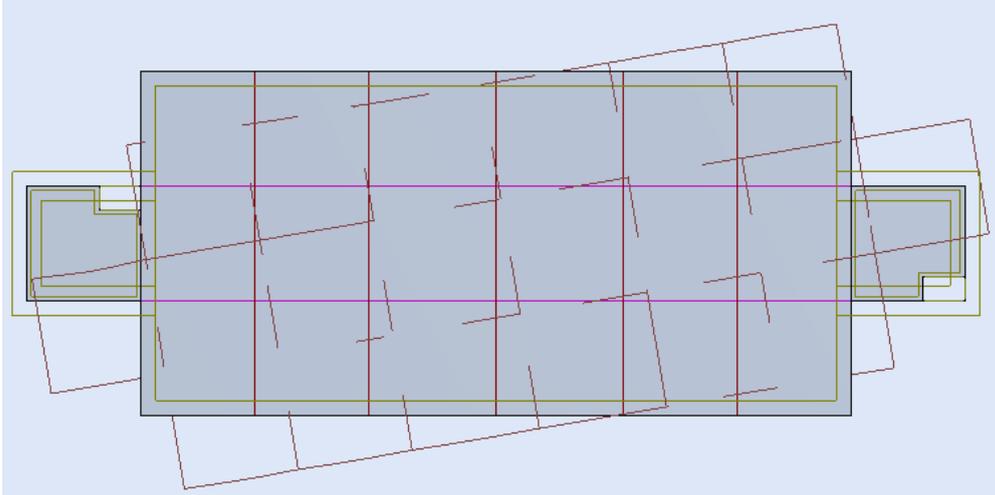


Figure IV-7 : Rotation(T =0.32s)

a- Effets de la torsion accidentelle (Article 4.3.7 RPA 99 v 2003) :

❖ **Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :**

✓ **Centre de masse :**

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme). La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, Maçonnerie extérieure) .

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: La masse de l'élément i.

X_i, Y_i : Coordonnées du C D G de l'élément (i) par rapport au repère global.

✓ **Centre de rigidité (torsion) :**

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

Note : Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus. Les efforts extérieurs ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre eux il y a des mouvements de translation et rotation.

✓ **Caractéristiques géométriques :**

(X_{CT}) : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

- ✓ EX_{th} : Excentricité théorique suivant x
- ✓ EY_{th} : Excentricité théorique suivant y
- ✓ EX_{ac} : Excentricité accidentelle suivant x
- ✓ EY_{ac} : Excentricité accidentelle suivant y

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
1/ 1	Etage 1	2843764,78	,64 15,00 -0,31	,70 14,98 -0,36	0,06	0,02	0,0	0,0
1/ 2	Etage 2	2019890,68	,64 15,00 3,42	,70 15,02 2,87	0,06	0,02	0,0	0,0
1/ 3	Etage 3	1183254,38	,67 14,99 7,32	,70 15,02 6,83	0,04	0,03	0,0	0,0
1/ 4	Etage 4	1190633,49	60 14,99 11,40	70 15,03 10,91	0,10	0,04	0,0	0,0
1/ 5	Etage 5	1190633,49	61 14,99 15,48	70 15,03 14,99	0,10	0,04	0,0	0,0
1/ 6	Etage 6	1124501,78	75 15,00 19,61	70 15,00 19,08	0,05	0,00	0,0	0,0
1/ 7	Etage 7	41977,94	60 15,00 21,57	60 15,00 21,85	0,00	0,00	0,0	0,0

Figure IV-8 : Centre de masse et centre de torsion de chaque étage

IV.4- Vérifications Réglementaires :

-Période fondamentale théorique (Article 4.2.4 RPA99 v 2003) :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de **30 %**. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = \min[C_T h_N^{3/4} ; 0.09 \cdot h_N / \sqrt{D}]$$

h: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu' dernier niveau N

C: Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau 4-6 (RPA99).

D: la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

❖ **Pour le sens X :**

$h_N = 26.30$ m et $d = 49.4$ m, $C_T = 0.05$ on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé. Alors: $T = \min [0.58s ; 0.33 s] \Rightarrow T = 0.33$ s

❖ **Pour le sens Y :**

$h_N = 26.30$ m et $D = 30$ m $C_T = 0.05$ on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé. Alors: $T = \min [0.58 s, 0.43 s] \Rightarrow T =$

0.43s T analytique = 0.70 ≥ 1.3×T statique (empirique)= 0.43s.

Donc on opte T = 1.3×T statique = 0.43s.

-Nombre des modes à considérer (article 4.3.4 RPA99 v 2003) :

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.

Dans notre cas, dans le 9^{ème} mode :

Sum U_X= 90.25 > 90% CV.

Sum U_Y=94.96 > 90% CV.

-Résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6 RPA99v 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V(V_{dynamique}) 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(V_{statique}) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

Soit :

"RPA 99 (art 4,2,3)"

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

A : coefficient d'accélération donné par le **Tableau 4.1RPA99v 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas on a un groupe d'usage 1A en zone 3.

Donc :

A = 0.35

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 RPA99v 2003**.

$$T_2(s_3) = 0.7s$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la Structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\xi = 10\%$

D'où $\eta = 0.76 \geq 0.7$

❖ **Pour le sens X :**

$$T_x = 0.33s$$

$$T_2 (S_4) = 0.70s$$

$$D = 2\eta$$

$$\rightarrow 0 \leq T \leq T_2$$

$$\text{Donc : } D_x = 1.52$$

❖ **Pour le sens Y :**

$$T_y = 0.43s$$

$$T_2 (S_4) = 0.70s$$

$$D = 2\eta$$

$$\rightarrow 0 \leq T \leq T_2$$

$$\text{Donc : } D_x = 1.52$$

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure en béton armé à contreventement par voiles **Tableau V.3**

RPA99v 2003 on a : **R = 3.5**

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel

Q = 1.20.

W : poids de la structure.

B : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **Tableau 4.5 du RPA99v 2003**.

Dans notre cas et pour un bâtiment à usage administratif : $\beta = 0.20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

$$W = \sum W_i = 64265.39 \text{ KN}$$

L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode Statique suivant le sens X :

Cas	4 - VX					
Mode CQC						
Somme totale	15692,318	6251,804	129395,013	5358,63	17763,87	174,69
Somme réactions	15274,451	4622,401	0,000	58979,66	194302,69	400901,84
Somme efforts	15274,376	4622,405	0,0	58980,00	194307,42	400901,36
Vérification	30548,826	9244,807	0,000	117959,66	388610,10	801803,20
Précision	1,15448e-001	9,25244e-001				

L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique suivant le sens X :

$$V_{\text{Dynamique}} = 15274.451 \text{ KN}$$

$$0.8V_{\text{statique}} = 9377.60 \leq V_{\text{Dynamique}} = 15274.451 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode statique suivant le sens Y :

Cas	5 - VY					
Mode CQC						
Somme totale	5538,976	16373,573	105200,606	15065,05	4889,20	81,24
Somme réactions	4622,995	16000,357	0,000	196202,69	58445,20	404676,09
Somme efforts	4623,005	16000,240	0,0	196203,90	58446,50	404673,32
Vérification	9246,000	32000,597	0,000	392406,60	116891,71	809349,41
Précision	1,15448e-001	9,25244e-001				

L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode dynamique suivant le sens Y :

$$V_{\text{Dynamique}} = 16000.357 \text{ KN}$$

$$0.8 V_{\text{statique}} = 9377.60 \leq V_{\text{Dynamique}} = 16000.357 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

-Justification vis-à-vis des déformations (Article 4.43 RPA 99 v 2003) :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'Article **5.10 RPA99**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$h_e = 0.01h_e$$

$$\begin{aligned} \Delta x &\leq \Delta & \Delta y &\leq \Delta \\ \Delta x = \delta x - \delta x - 1 \Delta &= 1\% & \Delta y &= \delta y - \delta y - 1 \\ \delta x &= R \times U_x & \delta y &= R \times U_y \end{aligned}$$

Ms : Moment stabilisant , **Ms = W . L/2**

Mr: Moment renversant , **Mr = F . hn**

W : poids de la structure , **F** : force sismique à la base

Sens x :

Tableau IV-3 : Vérification de renversement dans le sens x

W[kN]	Lx/2	Ms	Fx	h	Mr	Ms/Mr	observation
64265.39	24.7	1587355.13	15274.45	26.3	401718.06	3.95	C.V

Sens-y :

Tableau IV-4 : Vérification de renversement dans le sens y

W[kN]	LY/2	Ms	FY	h	Mr	Ms/Mr	observati on
64265.39	15	963980.8	16000.357	26.3	420809.38	2.29	C.V

-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Article 5.9 RPA99v 2003) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{\mathbf{P}_k \cdot \Delta_k}{\mathbf{V}_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k calculés suivant la formule ci-après:

$$\mathbf{P}_k = \sum_{i=k}^n (\mathbf{W}_{Gi} + \beta \cdot \mathbf{W}_{qi})$$

V: Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ Sens x :

Tableau IV-5 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Sens x

Etage	PK [KN]	Δk [m]	Vk [kN]	hk[m]	Pk. Δk /Vk.hk	θ	observation
ES	64265.39	0,003	15274,376	3.40	0.0037124	0.1	C.V
RDC	46057,121	0,00859	14363,268	4.08	0.0067511	0.1	C.V
Etage 1	31907,130	0.01197	12357,587	4.08	0.0057509	0.1	C.V
Etage 2	23846,776	0.01310	10655,972	4.08	0.0071853	0.1	C.V
Etage 3	15737,122	0.01274	8244,202	4.08	0.0059605	0.1	C.V
Etage 4	7617,073	0.01188	4823,478	4.08	0.0045981	0.1	C.V
Etage 5	155,636	0,00713	116,758	2.50	0.0038016	0.1	C.V

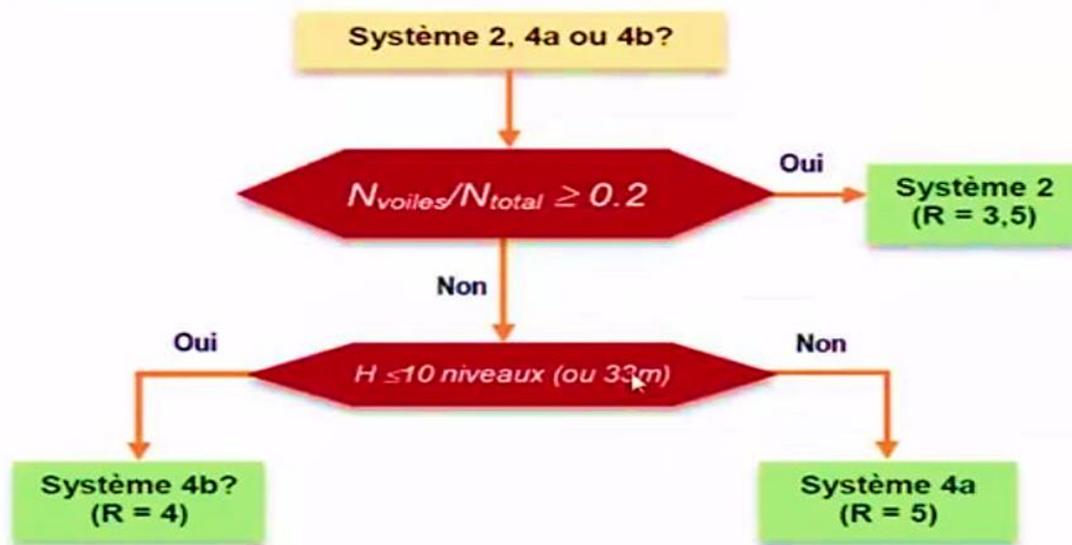
-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Sens Y :

Tableau IV-6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Sens Y

Etage	PK [KN]	Δk [m]	Vk [kN]	hk[m]	Pk. Δk /Vk.hk	θ	observation
ES	64265.39	0,00307	16000,240	3.40	0.0036266	0.1	C.V
RDC	46057,121	0,00819	14644,439	4.08	0.0063131	0.1	C.V
Etage 1	31907,130	0.01139	12400,658	4.08	0.0071830	0.1	C.V
Etage 2	23846,776	0.01314	10728,744	4.08	0.0071584	0.1	C.V
Etage 3	15737,122	0.01367	8403,000	4.08	0.0062747	0.1	C.V
Etage 4	7617,073	0.01253	4928,291	4.08	0.0046795	0.1	C.V
Etage5	155,636	0.01423	117,189	2.50	0.0075594	0.1	C.V

Classification entre systèmes de contreventement avec voiles

RPA 99 - Version 2003



On doit vérifier que :

Le système est constitué de voiles et de portiques. Dans les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

➤ **Les charges verticales :**

- Les sollicitations verticales totales de la structure : 60007.838 KN;
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 16353.10 KN ;

$$\text{Donc : } \frac{16353.10}{60007.838} = 27 \% \geq 20 \% \quad \text{ET} \quad \mathbf{R= 3.5}$$

-Vérification de l'excentricité :

Définition :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

a) Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du

bâtiment dans la direction orthogonale. Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit : $e = 0,05.Lx$ **RPA2003-Art4.2.7.** Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens x-x (ex) : On vérifie que : $ex = XCM - XCR \leq 5\%Lx$ (Selon RPA2003-Art4.3.7.)

Suivant le sens Y-Y (ey) : On vérifie que : $ey = YCM - YCR \leq 5\%Ly$

b) Excentricité théorique :

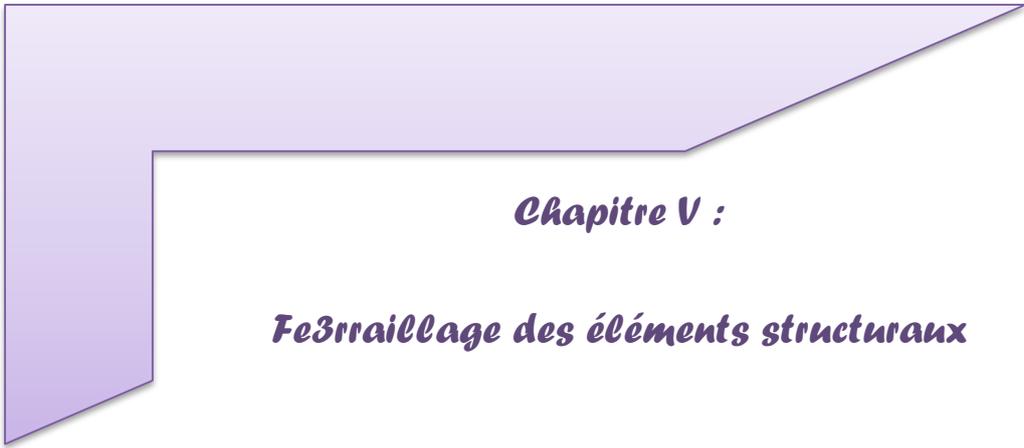
C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules Suivantes.

$$Ex = XCM - XCR, Ey = YCM - YCR$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Résultats d'excentricités

ETAGE	Ex	0.05Lx	vérification	EY	0.05Ly	vérif
entresol	0,06	2.47	C.V	0,02	1.5	C.V
Rdc	0,06	2.47	C.V	0,02	1.5	C.V
Et1	0,04	2.47	C.V	0,03	1.5	C.V
Et2	0,10	2.47	C.V	0,04	1.5	C.V
Et3	0,10	2.47	C.V	0,04	1.5	C.V
Et4	0,05	2.47	C.V	0,00	1.5	C.V
Et5	0.00	2.47	C.V	0,00	1.5	C.V



Chapitre V :

Fe3rrailage des éléments structuraux

Introduction :

Selon les résultats obtenus à partir du logiciel, nous allons déterminer dans ce chapitre les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (CBA93, BAEL91, RPA99/V2003).

Les règles CBA93 « règles de Conception et de calcul des structures en Béton Armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant préciser et servir à la conception et aux calculs de vérification de structures et ouvrages en béton armé et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles RPA99/V2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zones sismiques. Les objectifs ainsi visés pour assurer une protection acceptable des vies humains et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple, dans le plan vertical.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant et seront calculés en flexion composée dans les deux plans.
- Les voiles sont soumises à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant et seront calculés en flexion composée dans un plan.

V-1-Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M) dans les deux sens longitudinal, transversal. Ils sont calculés en flexion composée.

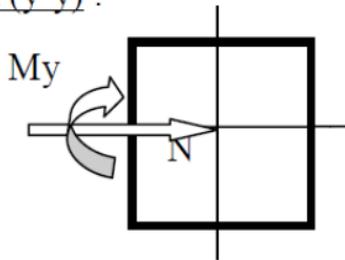
V.1.1-Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :**
 - ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
 - ELS : $G + Q$
- **Selon le R.P.A 99 :**
 - $G + Q + EX$

- $G + Q - EX$
- $G + Q + EY$
- $G + Q - EY$
- $0.8 G + EX$
- $0.8 G - EX$
- $0.8 G + EY$
- $0.8 G - EY$

Selon (y-y) :



Selon (z-z) :

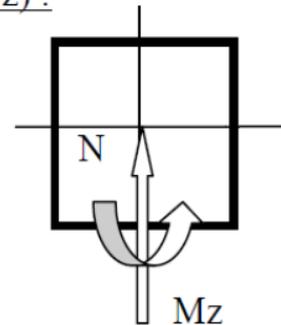


Figure. V.1 Les moments et efforts dans les poteaux en flexion composée dans les deux sens

V-1-2-Recommandations du RPA 99 modifiées 2003:

V-1-2-1 Les armatures longitudinales (RPA/2003 Art7.4.2.1) :

Étant donné que la structure comporte une section de poteaux :

Zone I (sous-sol +RDC) : les poteaux de section $(60 \times 60) \text{ cm}^2$

Zone II (les étages courants) : les poteaux de section $(60 \times 60) \text{ cm}^2$

A) Recommandations du BAEL91 :

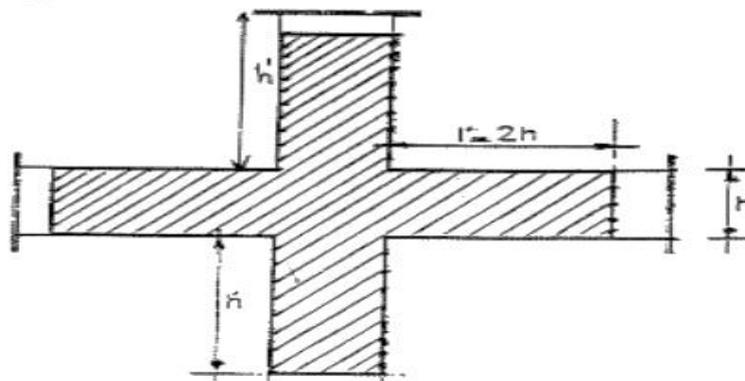
$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = \max \left(\frac{4cm^2}{ml}, \frac{2B}{10000} \right) \\ A_{max} = \frac{5B}{100} \end{array} \right.$$

B : section du béton = (bxh)

B) Recommandations du RPA 99/version2003:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{min}=0.9\%$ de la section de béton (en zone III).
- $A_{max}=4\%$ de la section de béton (en zone courante).

- $A_{max}=6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min}=12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre.



$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

Figure V.2 : zone nodale

h_e : hauteur d'étage

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** Sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Ferrailage maximale et minimale

Niveau	Section (cm ²)	BAEL 91		RPA99/V2003		
		A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) Zone Courante	A_{max} (cm ²) Zone Recouvrement
Sous-sol+ RDC	60X60	7.2	180	32.4	144	216
étages courant	60X60	7.2	180	32.4	144	216

V-1-2-2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{p \times Vu}{ht \times fe}$$

- Vu est l'effort tranchant de calcul ;
- h1 hauteur totale de la section brute ;
- fe contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;
- ρa est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λg dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement entre les armatures transversales.

λg est l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

lf : La longueur de flambement des poteaux. (a,b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec : lf = 0.7xh0 ;

Espacement des cadres :

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : t ≤ 10 cm. en zone III.
- Dans la zone courante : t' ≤ Min (b1/2, h1/2, 10 Ø1) en zone III où Ø1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{At}{t.b1}$ en% est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\% (t.b1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; A_t^{min} = 0.8\% (t.b1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si : 3 < λg < 5 Interloper entre les valeurs limites précédentes

λg: est l'élanement géométrie du poteau $\lambda_g = (\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b})$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varphi_{min}$.

V-1-2-3 État limite de stabilité de forme.

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'État limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e=e_1+e_a+e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre.

$$\begin{cases} e_1 = \frac{Mu}{Nu} \\ e_a = \max(2cm, \frac{L}{250}) \\ e_2 = \frac{3lf^2}{1000h} (2 + \alpha\varphi) \end{cases}$$

Avec :

L : longueur du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} \text{ ou } \alpha = 10(1 - \frac{Mu}{1,5Mser})$$

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé, $M_U=N_U(e_1+e_a+e_2)$.

V-1-2-4 Condition de non fragilité (Art 8-2-3)

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23.b_0.d.ft_{28}}{f_e}$$

V-1-2-5 Sollicitations de calcul.

Les sollicitations de calcul selon la combinaison les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N < 0$: effort de traction

$N > 0$: effort de compression

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose le bâtiment en zones.

Tableau V.2 Les sollicitations obtenues par ROBOT

Niveau	Section	COMBINAISONS	N(KN)	MY(KN)	MZ(KN)
Zone I	60X60	ELU	3918.694	2.19	14.53
		ACC	3447.998	-76.94	261.44
		ACC	2675.43	280.38	-52.59
		ACC	1124.331	79.68	-244.56
Zone II	60X60	ELU	3174.201	15.13	66.58
		ACC	2833.328	-66.38	218.41
		ACC	1574.379	-234.52	70.21
		ACC	889.884	84.24	-142.20

V-2 Calcul de ferrailage.**V--2-1 Ferrailage longitudinal.**

Soient un poteau de (60*60) (cm²) :

$$C=C'=6\text{cm} \quad ; \quad d = 54\text{cm} \quad ; \quad L=3.40\text{m}$$

$$f_{bu}=14.20 \text{ Mpa (ELU)} \quad ; \quad N_{\max} = 3918.694 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 2.19 \text{ KN.m.}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 1/250) = \max(2 \text{ cm} ; 1,36\text{cm}) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$\Rightarrow e_1 = M_{uG} / N_u = 0.055 \text{ cm.}$$

$$e_2: e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \varphi): \text{ excentricité due aux effets du second ordre.}$$

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right)$$

$$0.7 < \max (15 ; 0,32) \quad \text{CV.}$$

La méthode forfaitaire est utilisable. On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$l_f = 0,7 * l_0 = 2,38 \text{ m.}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) . \text{ Donc } \alpha = 10 \left(1 - \frac{2.19}{1.5 \times 1.60} \right) ; \alpha = 0.88; (M_u, M_{ser} ; \text{ROBOT2014})$$

φ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\varphi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.38^2}{10^4 \times 3.40} (2 + 0.88 \times 2) = 0.188 \text{ cm}$$

$$e = (e_1 + e_a + e_2) = 0,055 + 0,188 + 2$$

$$e = 2,24 \text{ cm} = 0,0224 \text{ m}$$

$$M_{u_{corr}} = N_u \times e = 3918.69 \times 0,0224 = 87.77 \text{ Kn.m.}$$

$$M_u = M_{u_{corr}} + N_u \times (d - h/2) = 87.77 + 3918.69 \times (0.54 - 0.30) = 1028.25 \text{ Kn.m.}$$

$$\mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 1028.25 \times 10^3 / (60 \times 54^2 \times 14,2) = 0.41$$

$$\mu_{bc} = (0.8h/d) \times (1 - (0.4h/d)) = 0.49$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + (1255 - 3050)] 10^4$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 2.19 / 1.60 = 1,36$$

$$\mu_{lu} = 0,28$$

Donc: on a $\mu_{lu} \geq \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$.

$$\alpha = 1,25(1 - (1 - 2\mu_{bu})^{1/2}) = 0.72$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 38.45 \text{ cm.}$$

$$A_u = M_{ua} / Z\sigma_s = 1028.25 \times 10^{-3} / (38.45 \cdot 10^{-2} \times 400) = 66.85 \text{ cm}^2.$$

Armatures en flexion composée :

$$A^{fc} = A_u - (N_u / f_{cd}) = 66.85 - (3918.69 \times 10 / 348) = -45.75 \text{ cm}^2.$$

$$A^{fc} < 0$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section A_s la section minimale A_{min}

Sens Y-Y : combinaison ELU

$$N_{max} = 3918.69 \text{ KN}$$

$$M_{z \text{ cor}} = 14.53 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 2830.226 \text{ KN}$$

$$M_{z \text{ ser}} = 10.49 \text{ KN.m}$$

On fait les mêmes étapes précédentes pour trouver le résultat : $A_2 = 0$

$$\text{Donc } A_{total} = A_1 + A_2 = A_{cal}$$

Selon le BAEL 91 :

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot Ft_{28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 0.6 \times 0.54 \times 2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2$$

Donc:
$$A_{adopte} = \max(A_{Cal}, A_{CNF}, A_{min(RPA)})$$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel Robot EXPERT 2010 qui calcul le ferrailage selon les règles de BAEL.

Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.3 : Ferrailage longitudinale

Niveau	Section (cm ²)	A calculer (cm ²)		A total (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
		Sens x-x	Sens y-y				
Sous-sol +RDC	60x60	7.2	7.2	28.8	144	32.4	12T16-4T20
étages courants	60x60	7.2	7.2	28.8	144	32.4	12T16-4T20

Armatures transversales :

Ces aciers sont disposés de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Maintenir les armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante de **RPA.99v2003 [l'article 7.4.2.2]** :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_c}$$

h₁ : hauteur total de la section brute.

t : est l'espacement des armatures transversales (formule 7.1).

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

V.2.3 Condition d'espacement :

D'après l'article [7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003].La valeur maximale est fixée comme suit :

En zone courante : t' ≤ 15 ∅.

En zone nodale : t ≤ Min (10∅1, 15cm)

t : l'espacement des armatures transversales.

V.2.4. Section minimale selon RPA2003 :

La section minimale des armatures transversales ($\frac{A_t}{t.b}$) en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{b.t} \geq \begin{cases} 0,30\% \dots\dots\dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots\dots\dots \lambda_g \leq 3 \\ \text{int e rpolation} \dots\dots\dots 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

a, b : Les dimensions de poteau.

V.2. 5. Diamètre des armatures BAEL.91 :

$$12\text{mm} \geq \varphi_t \geq \frac{\varphi_{tmin}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm.}$$

Nous adoptons $\Phi_t=8\text{mm}$

Exemple de calcule :

(Poteaux 60×60) ; $V_u = 64.78 \text{ KN}$ (ROBOT 2014)

Zone courante :

$$t' \leq \text{Min} (16,15) ; t' \leq 15\text{cm} = 15\text{cm}; \lambda_g = l_f/a = 2.38 / 0.6 = 3.96 < 5$$

Donc : $\rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot t = \frac{3.75 \times 64.78 \times 10^{-3}}{0.6 \times 400} \times 0.15 = 1.51 \text{cm}^2$$

Soit : 6HA8 ; $A_t = 3.02 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale selon RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t.b$ en % est donnée comme suite :

$3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites.

$\lambda_g = 3.96$: 0,4%, la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,4\%$ (RPA99/V2003).

$$\frac{3.02}{10 \times 60} = 0.05 > 0.4 \% \quad \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Zone nodale :

En zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm} = 10\text{cm.}$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot t = \frac{3.75 \times 64.78 \times 10^{-3} \times 0.10}{0.6 \times 400} = 1.01 \text{cm}^2$$

Soit : 6HA8 ; $A_t = 3.02 \text{ cm}^2$

La section minimale :

$$\frac{3.02}{8 \times 60} = 0.0062 > 0.4 \% \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Tableau V.4. Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Section	Vu (KN)	Zone	A _t calculé (cm ²)	Barres (trans)	A _t choisi (cm ²)	S _t (cm) (nodale)	S _t (cm) (courante)	A _t min
60×60	64.78	Nodale	1.01	6HA8	3.02	10	15	Vérifiée
		Courante	1.51					
60×60	104.43	Nodale	1.30	6HA8	3.02	8	10	Vérifiée
		Courante	1.63					

✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 φ_t = 10 cm.

- Vérification des contraintes à ELS :

La fissuration est préjudiciable, on vérifie la contrainte dans le béton et l'acier.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

La contrainte de compression du béton est limitée à 0,6 f_{cj}. [BAEL91 A.4.5,2]

$$\sigma_{bc} = N_{ser} / (B + 15A) \leq 15 \text{MPa} ; \sigma_s = 15 \times K (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa}$$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n(A + A')y_1 - n(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + nA(d - y_1)^2 + nA'(y_1 - d')^2$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification des contraintes

	M _{ser} (kN.m)	N _{ser} (KN)	As (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Condition
Zone I	1.60	2830.226	45.24	9.31	15	74.2	201.6	Vérifier
Zone II	10.95	2294.698	45.24	7.77	15	58.1	201.6	Vérifier

V.2. 6. Vérification de la contrainte de cisaillement:

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée;

b_0 : la largeur de la section étudiée;

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_{bu} égale à:

- **Selon le CBA93 :**

$\tau_u < (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable;

$\tau_u < (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible;

- **Selon l'article 7.4.3.2 des RPA 99/Version 2003 :**

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad - \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g > 5 \quad , \quad - \rho_d = 0.04 \quad \text{si } \lambda_g < 5 \quad \text{et}$$

λ_g : l'élançement géométrique du poteau. ($\lambda_g = l/a$) sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.6.Vérification de la contrainte de cisaillement

Zone	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	τ_{bu} (RPA)	τ_{bu} (CBA)	$\tau_u \leq \tau_{bu}$
I	60 x 60	64.78	0.19	1	3.26	Condition Vérifier
II	60 x 60	104.43	0.32	1	3.26	Condition Vérifier

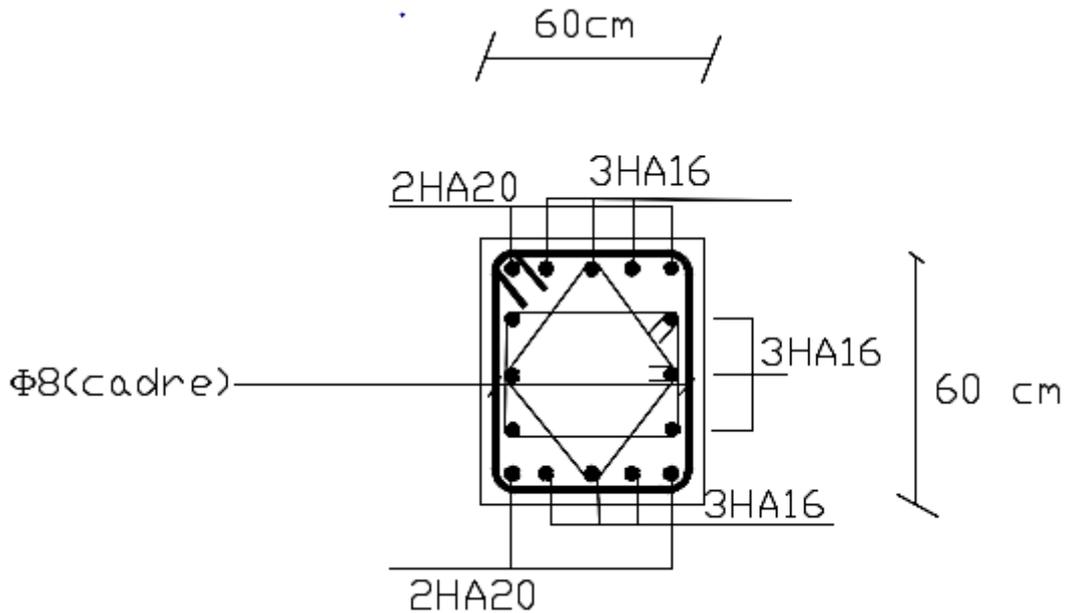


Figure. V.3. Schéma de ferrailage des poteaux

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 tranchant 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.

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

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

✓ **Etat limite de service :** $G + Q$

V.3.2. Ferraillage des voiles pleins et des trumeaux :

Introduction :

Les voiles pleins et les trumeaux 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 ferraillage se fera en FPN et il sera symétrique à cause du caractère alternatif du séisme

a) Procèdes de calcul :

a-1) Ferraillage verticale :

Le ferraillage verticale est déterminée 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**.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

B: section du béton.

V : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).

$$V = \frac{L_{trm}}{2}$$

Avec :

L_{trm} : longueur du trumeau.

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 :

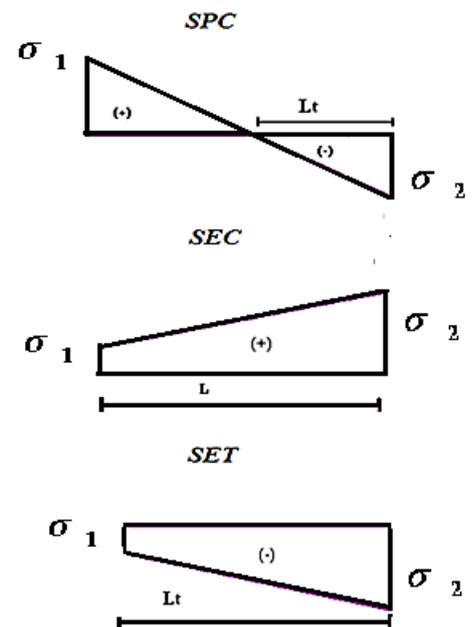
1^{ere} cas : Section partiellement comprimée (**S.P.C**)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t e$$

Avec : L_t : section d'armatures verticales
e : épaisseur du voile

2^{eme} cas : Section entièrement comprimée (**S.E.C**)



Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c . e$$

3^{ème} 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.

$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_t . e$$

a-1-1) Détermination des armatures :

✓ **Recommandations de RPA 99 :**(art A-7-7-4-1) :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

Le pourcentage minimum des armateurs verticaux sur toute la zone tendue est de 0,2%.

$$(A_{\min} \geq 0.2 \% .B)$$

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

La section totale d'armateur verticale de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontal du béton tendue.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

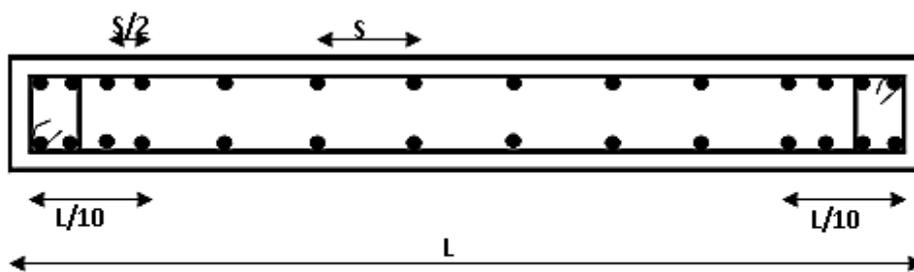


Schéma de ferrailage d'un voile

Recommandations de (BAEL91) :

Compression simple :

On doit vérifier :

$$A_{\min} \leq A \leq A_{\max}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = \max(4\text{cm}^2 / \text{m de périmètre} ; 0,2 \cdot \frac{B}{100})$$

$$A_{\max} = 5 \cdot \frac{B}{100} \quad B : \text{Section du béton.}$$

Traction simple :

$$A_{\min} \geq B \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \quad \text{avec : } B : \text{Section du béton.}$$

a-2) Ferraillage horizontal :

✓ **Recommandations de RPA 99 :**

$$A_H = 0.20 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10 ϕ

✓ **Recommandations de (BAEL91) :**

$$A_H = A_V / 4$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

a-3) Armatures constructives :

Ces aciers sont généralement des épingles, elles sont perpendiculaires aux forces des refends et relient les deux nappes d'armatures verticales.

a -4) Les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à 4 ϕ 10.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

✓ **Règles communes entre les armatures verticales et horizontales (art A7-7-4-3/ RPA99) :**

Armatures minimale :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B
- En zone courante égale à 0.10% B

Diamètre minimum :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Espacements :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm})$.

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement est égale à :

- 40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.3. Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile V 1(6m) dans la zone 1 :

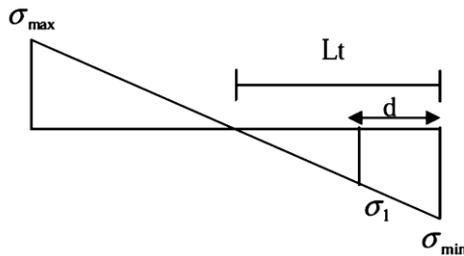
Détermination des sollicitations :

$$M_{\max} = 27569.624 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad , \quad N_{\text{corr}} = 6425.064 \text{ KN} \quad , \quad L = 6 \text{ m} \quad ; \quad e = 0.20 \text{ m}$$

$$I = (0.20 \times 3^3) / 12 = 0.45 \text{ m}^4 \quad \cdot \quad \Omega = 0.74 \text{ m}^2 \quad \cdot \quad v = h/2 = 3/2 = 1.5 \text{ m}$$

V.3.3.1 - Armatures verticales:

$$\sigma_{\max} = 28.33 \text{ Mpa} \quad , \quad \sigma_{\min} = -17.62 \text{ Mpa}$$



a/Calcul de L :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) = 3.69 \text{ m} \quad , \quad L_c = L - L_t = 6 - 3.69 = 2.31 \text{ m} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$d \leq \min(3/2, (6/3) \times 3.69) = 1.5 \text{ m} \quad ; \quad (h_e = 3.40 - 0.40 = 3 \text{ m}) \quad , \quad \text{Soit: } d_1 = 1.5 \text{ m}, d_2 = 2.19 \text{ m}$$

b/Détermination de « N » :

➤ Bande 1 :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1) \cdot \sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(3.69 - 1.5) 17.62}{3.69} = 10.45 \text{ Mpa}$$

$$N_{t1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{17.62 + 10.45}{2} \cdot 1.5 \times 0.20 = 4.21 \text{ Mpa.m}^2$$

➤ Bande 2 :

N

$$\sigma_2 = \frac{(L_t - d_1 - d_2) \cdot \sigma_{min}}{L_t} = \frac{(3.69 - 1.5 - 2.19)17.62}{3.69} = 0$$

$$N_{t2} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = \frac{10.45}{2} \cdot 2.19 \times 0.20 = 2.29 \text{ Mpa.m}^2$$

b/Calcul des armatures:

➤ Bande 1 : $A_{v1} = \frac{N_1}{f_e} = \frac{4.21}{400} = 105.25 \text{ cm}^2$

➤ Bande 2 : $A_{v2} = \frac{N_2}{f_e} = \frac{2.29}{400} = 57.25 \text{ cm}^2$

C / Armatures minimales :

$$A_{min} = \max \left\{ 0.15\%B; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec : $B=L_t \times e= 7380 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = \max \{ 11.07; 38.75 \}$$

$$A_{min} = 38.75 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté :

➤ Bande 1 : 17HA20 x2 : 34HA20...espacement 9 cm.

➤ Bande 2 : 15HA16....x2 : 30HA16...espacement 15 cm.

V 3.3.2 –Armatures horizontales:

D’après le BAEL 91 : $A_H \geq \frac{A_V}{4} = \frac{105.25}{4} = 26.31 \text{ cm}^2$.

D’après le RPA révisé 2003 $A_h \geq 0.15\%B = 11.07 \text{ cm}^2$.

Soit **30T10**= 23.55 cm²

V.3.3.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d’armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré

Soit : 4 **HA8**.

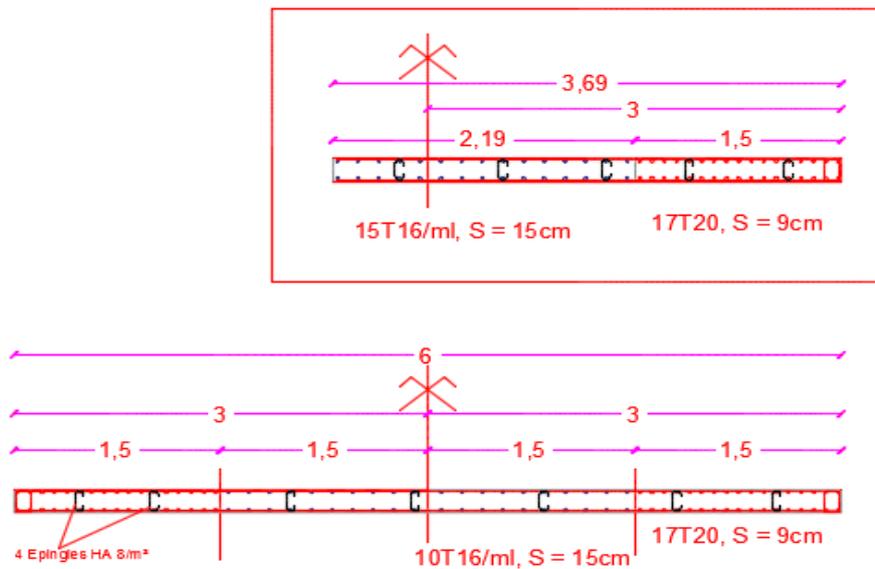


Figure. V.4 :Schéma de ferrailage de voile 6 mètres.

V.3.4. Les valeurs des moments et des efforts :

Tableau V.7 : Les valeurs des moments et des efforts.

Voile	Zone	N	M	V	σ_{max}	σ_{min}
V1	zone1	6425.064	27569.624	1700.93	28.33	-17.62
	zone2	4298.552	17155.115	1552.75	17.88	-10.71
V2	zone1	4068.63	1147.89	365.002	0.64	-1.94
	zone2	1820.887	689.576	309.548	0.43	-1.33
V3	Zone1	1719.150	369.703	135.092	2.38	-3.23
	Zone1	664.446	325.092	131.16	1.62	-2.54

V.3.5. Ferrailage des voiles:

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

- ✓ $\sigma_1 ; \sigma_2$ (kN/m²) : les contraintes de béton.
- ✓ Lt (m) : Longueur de la zone tendue.
- ✓ N (kN) : Effort de traction.
- ✓ A_s (cm²) : Section d'armature.
- ✓ A_{min} (cm²) : Section d'armature minimale.
- ✓ A_H (cm²) : Section d'armatures horizontales.
- ✓ A_t (cm²) : Section d'armature transversale.

Le voile : V1 (yy'6m):

Tableau V.8 : ferrailage verticales et horizontales des voiles V1 (yy'6m)

zone	σ_{min} (Mpa)	σ_{max} (Mpa)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	Lt (m)	Lc (m)	d_1 (m)	d_2 (m)	Nt_1 Mpa.m ²	Nt_2 Mpa.m ²	Ferrailage longitudinal					A_H (cm ²)	St (cm)	
											Acal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Amin BAEL (cm ²)	Aadop. (cm)	St ZC (cm)			St ZA (cm)
II	-10.71	17.88	5.45	0	3.75	2.25	1.84	1.91	2.97	1.04	100.5	13.009	19.32	19T16 +9T14	10 Et 20	10	36T10	20

Les voiles : V1 (xx1.5 m):

Tableau V.9 : ferrailage verticales et horizontales des voiles V1(xx1.5m)

zone	σ_{min} (Mpa)	σ_{max} (Mpa)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	Lt (m)	Lc (m)	d_1 (m)	d_2 (m)	Nt_1 Mpa. m ²	Nt_2 Mpa. m ²	Ferrailage longitudinal					A_H (cm ²)	St (cm)	
											Acal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Amin BAEL (cm ²)	Aadop (cm ²)	St ZC (cm)			St ZA (cm)
I	-1.94	0.64	0.64	0	0.66	0.84	0.44	0.22	0.11	0.03	2.84	2.62	6.40	8HA 12	15	10	30T10	20
II	-1.33	0.43	0.43	0	0.90	0.59	0.61	0.30	0.11	0.012	2.70	3.62	4.62	8HA 12	15	10	36T10	20

Les voiles : V1 (x-x 1 m):

Tableau V.10 : ferrailage verticales et horizontales des voiles V1(x-x1m)

zone	σ_{min} (Mpa)	σ_{max} (Mpa)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	Lt (m)	Lc (m)	d_1 (m)	d_2 (m)	Nt_1 Mpa. m ²	Nt_2 Mpa. m ²	Ferrailage longitudinal					A_H (cm ²)	St (cm)	
											Acal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Amin BAEL (cm ²)	A adopté (cm ²)	St ZC (cm)			St ZA (cm)
I	-3.23	2.38	0.61	0	0.89	0.11	0.3	0.59	0.12	0.10	5.5	3.54	3.15	5T 12	10	10	30T10	20
II	-2.54	1.62	0.36	0	0.67	0.33	0.22	0.45	0.10	0.058	3.92	2.68	2.31	5T 10	10	10	36T10	20

V. 3.6 Les vérifications.

a) Contraintes de cisaillement (RPA 99 /V2003Art7-7-2) :

Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1,4V_{u\text{ calcul}}$$

b₀: épaisseur de voile, d : hauteur utile ⇒ d = 0,9 h , h : hauteur totale de la section brute

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Voile	Zone	V _{u calcul} (KN)	1,4V _{u calcul} (KN)	τ _b (MPa)	τ̄ _b (MPa)	Vérification
V1 6m	zone1	1700.93	2381.302	4.41	5	CV
	zone2	1552.75	2173.85	3.28	5	CV
V1 1.5m	zone1	365.002	511.003	1	5	CV
	zone2	309.55	433.37	0.67	5	CV
V1 1m	zone1	135.09	189.126	0.3	5	CV
	zone2	131.16	183.624	0.35	5	CV

b) Vérification des contraintes à l'ELS :

c) On doit vérifier que : σ_{bc} ≤ σ̄_{bc} = 15MPa

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec: B :section du béton

A : section d'armatures

N_s : effort normal de service (sous G + Q).

Les valeurs des efforts à L'ELS dans le tableau suivent:

Tableau V.12 : les valeurs des efforts à l'ELS.

Voile	Zone	L'effort N _s (KN)
V1 6m	zone1	2500.53
	zone2	1200.92
V2 1.5m	zone1	640.5
	zone2	362.799
V3 1m	zone1	542.996
	zone2	255.901

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec: B :section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Sens transversal :**

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de l'état limite de service (Sens transversal)

voile	Zone	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
V1 6m	zone1	0.17	15	CV
	zone2	0.09	15	CV

➤ **Sens longitudinal :**

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de l'état limite de service (Sens longitudinal)

voile	Zone	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
V1 1.5m	zone1	0.21	15	CV
	zone2	0.12	15	CV
V2 1m	zone1	0.26	15	CV
	zone2	0.12	15	CV

V.4. Les poutres.

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime sous l'effet du moment le plus défavorable.

V.4.1-Les combinaisons de calcul:

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91:

$$\begin{aligned} \text{ELU: } & 1.35 G + 1.5Q \\ \text{ELS : } & G+Q \end{aligned}$$

- Selon le R.P.A 99 :

$$\begin{aligned} & G+Q \pm E \\ & 0.8 G \pm E \end{aligned}$$

V.4.2-Les poutres principales sans voiles:

On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée (poutre étage courant) de section (50x35). Les sollicitations de cette poutre sont obtenus à l'aide du logiciel **ROBOT 2014**.

V.4.3- Le ferraillage à l'ELU :

Disposition constrictives :

- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 50Φ en zone III.

a-Ferraillage en travée:

- Poutres principales sans voiles :

$$b=35 \text{ cm; } h =50 \text{ cm; } d=45 \text{ cm; } d'=5 \text{ cm}$$

Tableau V-15:le ferraillage des poutres principales sans voiles

Moment fléchissant (KN.m)						Effort Trenchant (KN)
En travée			Sur appui			
M _{accéd}	M _u	M _{ser}	M _{accéd}	M _u	M _{ser}	
498.06	142.94	102.75	-528.9	-286.61	-206.03	281.905

Calcul le moment réduit(μ):

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{142.94 \times 10^6}{350 \times 450^2 \times 18.48} \rightarrow \mu = 0.109$$

Calcul le moment limite(μ):

$$\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_1 [1 - (0.4 \cdot \alpha_1)] \quad \text{avec: } \epsilon_{bc} = 3.5\%$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{F_e}{E \cdot \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.5} \rightarrow \epsilon_{sl} = 1.7\%$$

$$\alpha_1 = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_{sl}} \rightarrow \alpha_1 = 0.673$$

$$\mu_l = 0.80 \times 0.673 [1 - (0.4 \times 0.673)] = 0.393$$

$\mu = 0.109 < \mu_l = 0.393$ donc: l'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_s' = 0$)

Le ferraillage minimal imposé par la règle d' **RPA (Art 7.5.2.1)** et la règle de condition de non fragilité et la règle de millième:

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0.005 \cdot b \cdot h ; \frac{b \cdot X_h}{100} ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0.005 \times 35 \times 50 ; \frac{35 \times 50}{100} ; 0.23 \cdot 35 \cdot 45 \cdot \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \{ 8.75 \text{ cm}^2 ; 1.75 \text{ cm}^2 ; 1.90 \text{ cm}^2 \} = 8.75 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max \{ A_s ; A_{s \min} \}, A_s = \max \{ 37.2 \text{ cm}^2 ; 9.55 \text{ cm}^2 \}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 37.2 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

- 4 % b h en zone courante ($A_s \max = 0.04 \times 35 \times 50 = 70 \text{ cm}^2$)..... CV.

- 6 % b h en zone de recouvrement ($A_s \max = 0.06 \times 35 \times 59 = 105 \text{ cm}^2$) CV.

b-Ferraillage en appuis :

$$\gamma_b = 1.15 ; \gamma_s = 1 ; \sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$$

Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{286.61 \times 10^6}{350 \times 450^2 \times 18.48} \rightarrow \mu = 0.218$$

$\mu = 0.218 < \mu_l = 0.393$ donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_s' = 0$).

La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle d' **RPA (Art 7.5.2.1)** et la règle de condition de non fragilité et la règle de millième:

$$A_{s \min} = \max \{ 8.75 \text{ cm}^2; 1.75 \text{ cm}^2; 1.90 \text{ cm}^2 \} = 8.75 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max \{ A_s; A_{s \min} \} \quad , \quad A_s = \max \{ 39.2 \text{ cm}^2; 8.75 \text{ cm}^2 \}$$

On adopte : **$A_s = 39.2 \text{ cm}^2$**

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

- 4 % b h en zone courante ($A_s \max = 0.04 \times 35 \times 50 = 70 \text{ cm}^2$)..... CV.
- 6 % b h en zone de recouvrement ($A_s \max = 0.06 \times 35 \times 59 = 105 \text{ cm}^2$) CV.

L'espacement des armatures transversales : D'après RPA 99 /V2003 article (7.5.2.2) :

Dans les zones nodales :

$$St = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi L \right\}$$

$$St = \min \{ 12.5 \text{ cm}; (12 \times 1.2) = 14.4 \text{ cm} \} = 12.5 \text{ cm}$$

On adopte **$St = 10 \text{ cm}$**

En dehors de la zone nodale : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$

On adopte **$St = 15 \text{ cm}$**

Armatures transversales :

D'après le **BAEL 91** : $\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi L \right\}$

$$\Phi_t = \min \left\{ \frac{50}{35}; \frac{35}{10}; 1.2 \right\} \quad , \quad \text{Donc } \Phi_t \leq 1.20 \text{ cm}$$

On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ ($4\Phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$), un cadre + un étrier D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est de :

$$A_t \geq 0.3\% St b \quad A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{ CV}$$

V.4.4 - Vérification de l'effort tranchant à ELU:

Selon le **BAEL91 modifié99 chapitre 13. III.2.1**. On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u \leq \tau_u$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable:

$$\tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma\beta}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ avec : } f_{cj} = 25 \text{ MPa et } \gamma\beta = 1.5, \text{ Donc : } \tau_u = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 281.905 \times 10^3 \frac{281.905 \times 10^3}{350 \times 450} = 1.78, \tau_u = 1.78 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 1.78 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.333 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

V.4.5 Vérification des contraintes à l’ELS :

La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l’acier.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc}$$

Avec :

$$\sigma'_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \text{ MPa} = 15 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y, I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$\frac{b}{2} \cdot Y^2 + 15 \times A_s \times Y - 15 \times d \times A_s = 0$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-16 Vérification de l’état limite de compression du béton

<i>POUTRE</i>	<i>M_{ser} KN</i>	<i>I mm²</i>	<i>Y mm</i>	<i>σ_{bc} MPa</i>	<i>σ'bc MPa</i>	<i>Vérification</i>
<i>Appui</i>	206.03	4170314152	255.5	12.62	15	CV
<i>Travée</i>	102.75	2290941810	251	11.25	15	CV

V.4.6 Vérification de la flèche à l’ELS :

Avant de passer directement à la vérification de la flèche, il faut qu’on examine d’abord les conditions qui nous dispensent de cette vérification. Ces conditions sont dictés pour le cas des poutres, par l’article **B.6.5, 1 des règles BAEL91 modifié99** comme suit :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.07 \geq 0.06 \rightarrow CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.07 \geq 0.049 \rightarrow CV$$

$$A_s \leq \frac{4.2 b_o d}{f_e} \rightarrow 8.75 \leq \frac{4.2 \times 35 \times 50 \times 0.9}{400} = 16.53 \rightarrow CV$$

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

● **Ferrailage de la section :**

a- **BAEL 91** : $A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$.

b- **RPA** : $A_{min} = 0,5\% \times B$.

Avec : B : l'aire de la section de la poutre.

● **Récapitulatif :**

	A _{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A _t Armature tendue	A' Armature comprimée
En Appuis	1.90	8.75	39.2	2
En travée	1.90	8.75	37.2	0.1

● **Choix des armatures**

En Appuis:

Armatures SUP: **5HA 25 FILANTE+5HA 20 RENFORCEMENT(CHAPEAU)**

Armatures INF: **5 HA 25 FILANTE+5HA 20 RENFORCEMENT(CHAPEAU)**

En Travée:

Armatures SUP:**5HA25FILANTE**

Armatures INF:**5HA25 FILANTE**

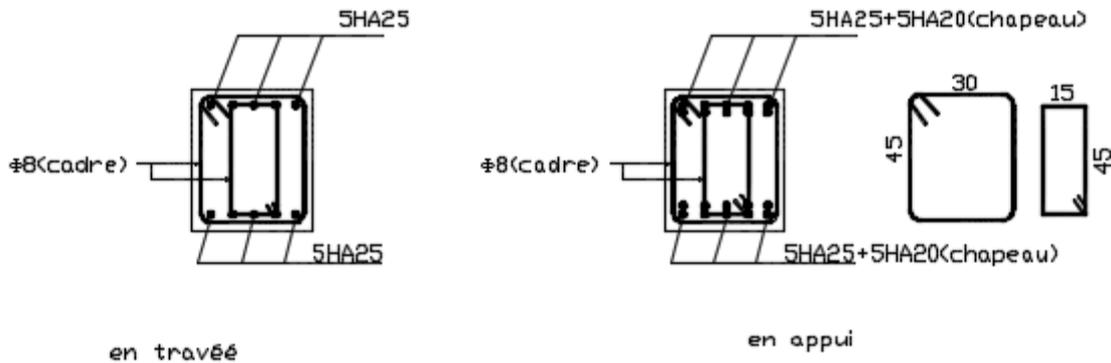


Figure. V.5 : schéma de ferrailage de la poutre principale sans voile.

- Les poutres principales avec voiles .

TableauV-17:le ferrailage des poutres principales avec voiles.

APPUIS			TRAVEE		
Melu	Mels	Macc	Melu	Mels	Macc
69.39	49.88	526.99	-147.58	-106.08	-557.08

- Ferrailage de la section :

a- **BAEL 91** : $A_{min} = 0,23 \times \frac{ft28}{fe} \times b \times d$

b- **RPA** : $A_{min} = 0,5\% \times B$ avec : B : l'aire de la section de la poutre.

	A_{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A_t Armature tendue	A' Armature comprimée
En Appuis	1.90	8.75	25.7	0
En travée	1.90	8.75	23.08	0

- Choix des armatures.

En Appuis:

Armatures SUP: 4 * HA 25 + 4 * HA 16 **FILANTE**

Armatures INF: 4 * HA 25 + 4 * HA 16 **FILANTE**

En Travée:

Armatures SUP: 4 * HA 25 + 4 * HA 16 **FILANTE**

Armatures INF: 4 * HA 25 + 4 * HA 16 **FILANTE**

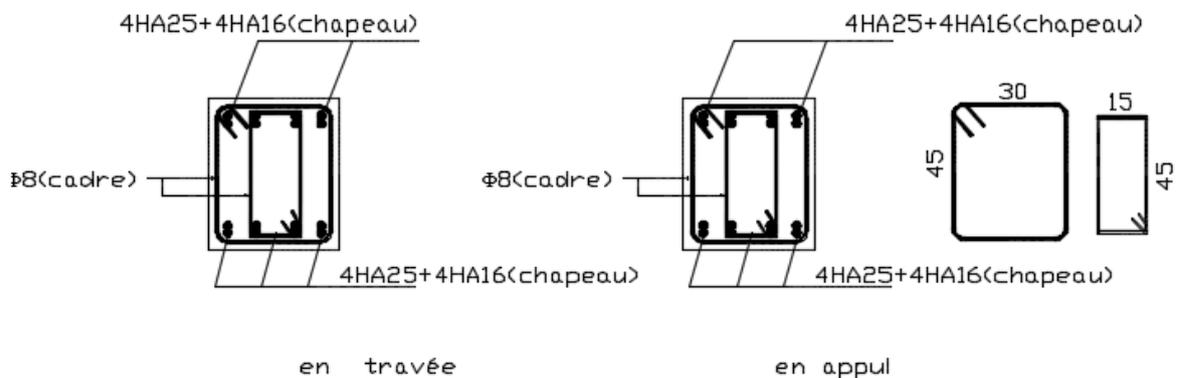


Figure. V.6 : schéma de ferrailage de la poutre principale avec voile.

• **Poutres secondaires sans voiles :**

B TableauV-18 : le ferraillage des poutres secondaires sans voiles.

Melu	Mels	Macc	Melu	Mels	Macc
68.62	49.33	164.55	-156.16	-112.53	-233.17

$b=30 \text{ cm}; h =40 \text{ cm };d=36 \text{ cm }; d'=4 \text{ cm}$

• **Ferraillage de la section :**

a- **BAEL 91** : $A_{min}= 0,23 \times \frac{ft28}{fe} \times b \times d$

b- **RPA** : $A_{min}= 0,5\% \times B$ avec : B : l'aire de la section de la poutre.

c-

	Amin		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A _t Armature tendue	A' Armature comprimée
En Appuis	1.30	6	16.3	0
En travée	1.30	6	10.05	0

Choix des armatures.

En Appuis:

ArmaturesSUP:**4HA16FILANTE+4HA16RENFORCEMENT(CHAPEAU)**

Armatures INF:**4HA16FILANTE+4HA16RENFORCEMENT(CHAPEAU)**

En Travée:

ArmaturesSUP:**4HA20FILANTE**

ArmaturesINF:**4HA20 FILANTE**

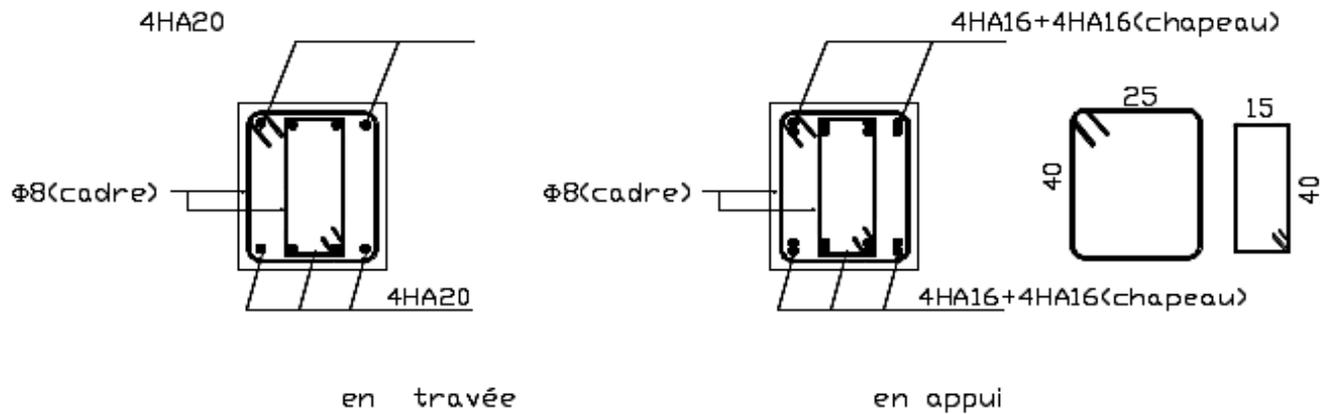


Figure. V.7: schéma de ferrailage de la poutre secondaire sans voile.

Poutres secondaires avec voiles.

TableauV-19: le ferrailage des poutres secondaires avec voiles.

Melu	Mels	Macc	Melu	Mels	Macc
2.42	1.77	55.46	-3.97	-2.85	-58.68

● **Ferrailage de la section :**

a- **BAEL 91** : $A_{min} = 0,23 \times \frac{ft_{28}}{fe} \times b \times d$

b- **RPA** : $A_{min} = 0,5\% \times B$ avec : B : l'aire de la section de la poutre.

	A_{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A_t Armature tendue	A' Armature comprimée
En Appuis	1.30	6	3.4	0
En travée	1.30	6	3.2	0

Choix des armatures

En Appuis:

Armatures SUP: **3HA14 FILANTE**

Armatures INF: **3HA14 FILANTE**

En Travée:

Armatures SUP: **3HA14 FILANTE**

Armatures INF: **3HA14 FILANTE**

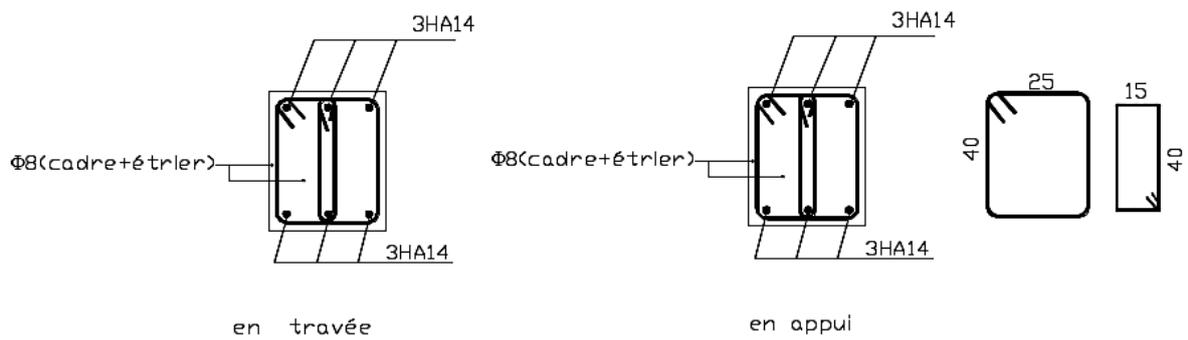


Figure. V.8: schéma de ferrailage de la poutre secondaire avec voile.



Chapitre VJ

Étude de l'infrastructure

Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VI.1- Choix et type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire
- Les caractéristiques du sol
- La nature et l'homogénéité du bon sol
- La capacité portante du sol de fondation
- La charge totale transmise au sol
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable

VI.2 Etude géotechnique du sol:

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 2.4$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3- Pré-dimensionnement des semelles :

➤ **Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N » à l'ELS qui est obtenu à la base de tous les poteaux de l'entresol. (Le poteau le plus sollicité).

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions $\rightarrow \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \rightarrow A = B$

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

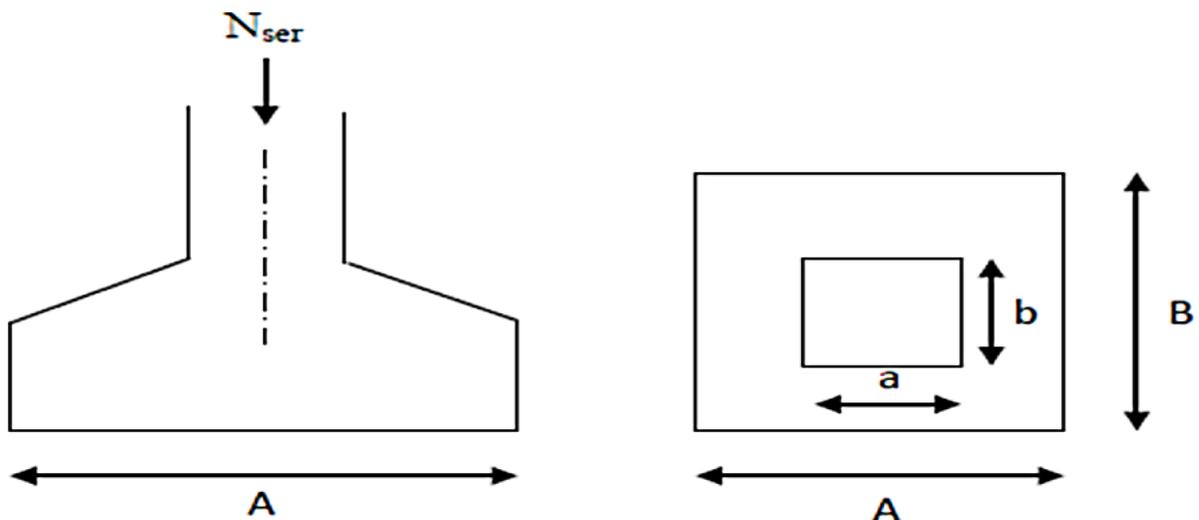


Figure VI-1 : Dimensionnement d'une fondation

Exemple de calcul :

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable

$\rightarrow N_{ser} = 2830,144$ KN ,
 $\rightarrow \bar{\sigma}_{sol} = 2.4$ bars = 240 KN/m²

$B \geq \sqrt{\frac{2830,144}{240}} = 3.43$ m² \rightarrow On opte pour $A = B = 3.5$ m

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

➤ **Semelles filantes.**

La surface de la semelle sera déterminée par la condition suivante:

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

On choisit le Portique le plus sollicité :

Avec:

B: Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

- $N_u = 12065,212 \text{ KN}$
- $\bar{\sigma}_{sol} = 2.4 \text{ bars} = 240 \text{ KN/m}^2$

$$B \geq \frac{12065,212}{240 \times 6.7} = 7.5 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, Donc on doit passer à un radier général.

VI.4-Pré-dimensionnement du radier:

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

VI.4.1-L'épaisseur du radier:

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes:

La condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

Condition forfaitaire:

$$\frac{L_{Max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{Max}}{5}$$

L_{max} : grande portée entre axe maximale des poteaux = 6.70 m

$$\frac{670}{8} = 83.75 \leq h_r \leq \frac{670}{5} = 134$$

On prend : $h_r = 90 \text{ cm}$

VI.4.2-Condition de la longueur élastique:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

L_e : Longueur élastique.

E: module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K_b : Coefficient de raideur du sol.

B: largeur du radier.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} = \frac{b \times h^3}{12}$$

$L_{max}=6.7m$

$E=32164.20 MPa$

$K= 40MN/m^3$ (sol moyen)

De la condition précédente, on déduire la valeur de h_r :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48L^4 maxK}{E\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 6700^4 \times 0.04}{32164.20 \times 3.144}} = 1073.58 = 107.35 \text{ cm}$$

On prend : $h_r=110 \text{ cm}$

VI.4.3-Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{F_{cj}}{\gamma b}$$

D' où :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur ($b = 1m$)

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{F_{cj}}{\gamma b} \rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma b}{b \times f_{cj} \times 0.9 \times 2 \times 0.07 \times S_{rad}}$$

Donc :

$$h \geq \frac{80225.46 \times 6.7 \times 1.5}{1 \times 25000 \times 0.9 \times 2 \times 0.07 \times 1482} = 0.17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

On prend : $h_r=20cm$

Donc l'épaisseur du radier est: $h_r = \text{Max} (1.10 \text{ m}; 0.90 \text{ m}; 0.20 \text{ m})$

On prend: $h_r = 1.10 \text{ m}$

VI.4.4-La longueur de débord du radie :

$$L_d \geq \text{Max} \left\{ \frac{h_r}{2} = 40 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \right\}$$

On prend: $L_d = 0.70 \text{ m}$.

VI.4.5-Hauteur de la dalle de radier:

La hauteur de la dalle doit satisfaire la condition suivante:

$$h_T \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{670}{20} = 33.5 \text{ cm}$$

On prend: $h_T = 40 \text{ cm}$

VI.4.6- La hauteur de la nervure:

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à:

$$h_T \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{670}{10} = 67 \text{ cm}$$

On prend: $h_T = 70 \text{ cm}$

VI.5-Vérifications nécessaires:

VI.5.1-Vérification à l'effet de sous pression (non soulèvement):

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$P \geq a \times S_r \times \gamma_{eau} \times Z$$

Avec:

P: Poids total du bâtiment à la base du radier = 80225.46 kn

A : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement=1.5

S_r : Surface du radier=1525.97 m²

γ_{eau} : Poids volumique de l'eau=10KN/m³

z : Profondeur de l'infrastructure=3 m

Donc:

$$80225.46 \geq 1.5 \times 1525.97 \times 10 \times 3 = 68668.65 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.5.2-Vérification au poinçonnement (ArtA.5.24BAEL91):

Sous l'action de forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant. Cette vérification s'effectue comme suit:

$$N_{\mu} \leq \frac{0.045 \times u_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

u_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Épaisseur totale du radier

➤ **Pour le poteau le plus sollicité:**

$$u_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.6 + 0.6 + (2 \times 1.10)) = 6.8 \text{ m}$$

$$N_u = 2751.082 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 6.80 \times 1.1 \times 25000}{1.5} = 4080 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Pour le voile le plus sollicité:**

On considère un bon de de 01 ml du voile

$$u_c = 2 \times (0.2 + 1 + 2h) = 2 \times (0.2 + 1 + (2 \times 1.1)) = 6.8 \text{ m}$$

$$N_u = 3808,613 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 6.80 \times 1.1 \times 25000}{1.5} = 4080 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.5.3-Vérification de la stabilité du radier (0.8G±E):

D'après le RPA99(Art10.1.5) le radier reste stable si:

$$e = \frac{M_{renv}}{N} < \frac{l}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M_{renv} : Moment dû au séisme à la base.

N : Charge verticale permanente ($N = 0.8N_g$)

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul

Tableau VI-1: les résultats de Vérification de la stabilité du radier.

sens	M_{renv}	N	$e = \frac{M_{renv}}{N}$	$\frac{l}{4}$	$e = \frac{M_{renv}}{N} < \frac{l}{4}$
x-x	1857.42	1599.73	1.16	7.5	CV
y-y	3937.15	3316.535	1.18	12.35	CV

VI.6-Ferraillage du radier:

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature.

VI.6.1-Ferraillage de la dalle de radier :

Pour le ferraillage, afin de simplifier les calculs nous considèrerons le panneau le plus sollicité, et nous généraliserons le ferraillage pour le reste des panneaux.

VI.6.1.1-Identification du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité est comme suit:

$$L_x = 6.7\text{m et } L_y = 6\text{m} \quad , \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.7}{6} = 1.117$$

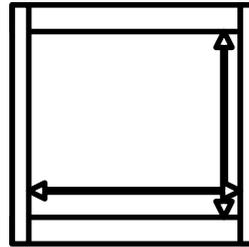


Figure VI-2:Schéma du panneau le plus sollicité.

$$\alpha = 1.117 > 0.4:$$

La dalle travaille suivant les deux sens,(flexion suivant l_x et l_y).

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire (b=1m).

VI.6.1.2- Sollicitations des calculs :

Tableau VI-2 récapitulatif des moments M_{xx}

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	travée	Appuis	travée	Appuis	travée
Radier	-270.44	94.70	-195.34	69.07	-90.57	551.88

Tableau VI-3 récapitulatif des moments M_{yy}

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	travée	Appuis	travée	Appuis	travée
Radier	-267.35	83.36	-193.08	60.26	-83.80	931.37

Les résultats obtenus par l'ogiciel ROBOT 2014**➤ EnTravée:****Sens xx :**

$$A_{\text{calculé}} = 42.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 43.98 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures

Armatures SUP: 7HA20 FILANTE

Armatures INF: 7HA20 FILANTE

Sens yy:

$$A_{\text{calculé}} = 83.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 90.66 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures

Armatures SUP: 7HA32 FILANTE

Armatures INF: 7HA25 FILANTE

➤ EnAppuis:**Sens x-x :**

$$A_{\text{calculé}} = 30.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 36.07 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures

Armatures SUP: 7HA20 FILANTE

Armatures INF: 7HA16 FILANTE

Sens y-y:

$$A_{\text{calculé}} = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 24.85 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures

Armatures SUP: 7HA16 FILANTE

Armatures INF: 7HA14 FILANTE

L'espacement:

Selon le BAEL91 mod99 article 14.II.3 (direction la plus sollicitée).

$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$, $St \leq \min(120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$, $St = 15 \text{ cm}$.

La section minimale d'acier tendu vaut:

Le ferrailage minimal imposé par la règle de millième et la règle de condition de non fragilité:

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{100 \times 40}{1000}; 0.23 \cdot 100 \cdot 47 \cdot \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \{ 4 \text{ cm}^2; \text{cm}^2 \} = 5.67 \text{ cm}^2$$

Avec : b=100 cm ; h =40cm; d =37cm; d' = 3cm

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul de ferrailage:

Tableau VI-4 : les résultats des calculs de ferrailage.

Sens	Position	$A_s^{calculée}$ (cm)	A_s^{min} (cm)	$A_s^{adoptée}$ (cm)	Choix des barres	Espacement (cm)
x-x	travée	42.6	5.67	43.98	7HA20+ 7HA20	15
	appui	83.2	5.67	90.66	7HA32+ 7HA25	15
y-y	travée	30.1	5.67	36.07	7HA20+ 7HA16	15
	appui	22.5	5.67	24.85	7HA16+ 7HA14	15

VI.6.1.3-Vérification des contraintes à L'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc}$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y$$

$$\sigma'_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \text{ MPa} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right\} = 201.63 \rightarrow \eta = 1.6$$

Avec:

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$$

$$Y = \frac{15 A_s}{B} \left(\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right)$$

Tableau VI-5:les résultats de vérification des contraintes à L'ELS.

Sens	x-x				y-y			
	travée		appui		travée		appui	
$M_{ser}(KN.m)$	69.07		195.3		60.28		193.08	
$A_s(cm^2)$	43.98		36.07		90.66		24.85	
$y(cm)$	16.46		15.31		20.89		17.26	
$I(cm^4)$	426973.027		374160.416		656812.069		287793.078	
Contrainte(MPa)	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	2.66	49.48	7.99	169.82	1.91	22.17	11.6	200.71
	σ'_{bc}	σ_s	σ'_{bc}	σ_s	σ'_{bc}	σ_s	σ'_{bc}	σ_s
	15	201.63	15	201.63	15	201.63	15	201.63
Obs	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV

VI.6.1.4-Vérification à l'effort tranchant à ELU:

Selon le BAEL91modifié99 chapitre 13, III.2.1. On doit vérifier la condition ci-après:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul:

Tableau VI-6:les résultats de vérification de l'effort tranchant à l'ELU

Sens	$V_u(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	Obs
x-x	323.09	0.87	2.5	CV
y-y	366.43	0.99	2.5	CV

VI.6.1.5-Schéma du ferrailage:

Coupe A-A

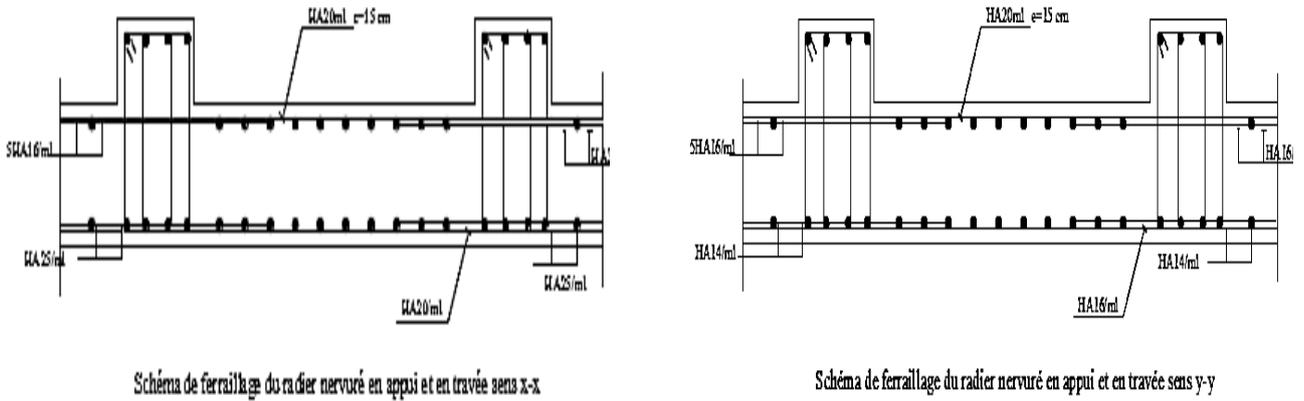


Fig.VI.3 : Schéma du ferrailage de la dalle de radier.

VI.6.2-Ferrailage de débord:

Le débord est assimilé à une console de 0.7 m de longueur soumis à la flexion simple.

Le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre.

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 31.52 \text{ KNm} \quad L=70\text{cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 4.46 \text{ cm}^2$$

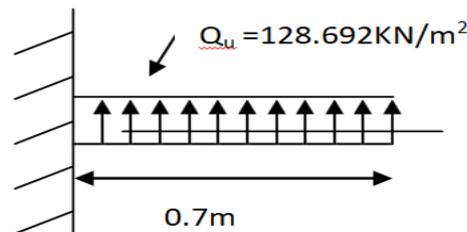


Fig.VI.4:Schéma statique du débord

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant:

Avec :

$$Y = \frac{15 A_s}{B} \left(\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right) = 9.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 = 150860.887 \text{ cm}^4$$

Tableau VI.7: Résumé des résultats (ferraillage de débord)

$q_u(KN/m^2)$	$M_u(KNm)$	$A_{calculé}(C\ m^2/ml)$	$A_{min}(C\ m^2/ml)$	$A_{adopté}(C\ m^2/ml)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_s(MPa)$
128.69	31.52	10.4	4.46	7T14=10.78	2.03	89.11	15	201.63

VI.6.2.1-Vérification à l'effort tranchant à ELU:

Selon le **BAEL91modifié99** chapitre **13, III.2.1**. On doit vérifier la condition ci-après:

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \gamma_b = 1.5$$

$$\overline{\tau}_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = Q_u \cdot L = 128.69 \times 0.7 = 90.083 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \frac{90.083}{100.37} = 0.02 \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

Ferraillage des nervures.

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Pour la simplification du calcul on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferraillage pour les autres nervures.

VI.6.2.2-Diagrammes des sollicitations:

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT.

Et on obtient les résultats suivants:

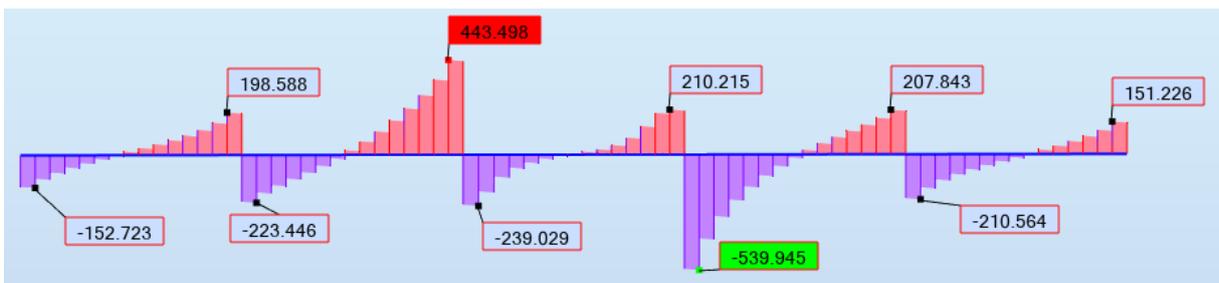
Sens x-x:



FigureVI-5: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (sens x-x)



FigureVI-6: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS (sens x-x)

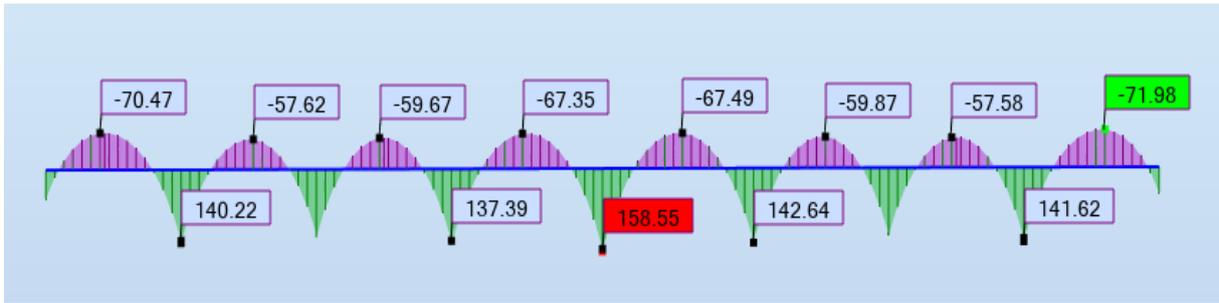


FigureVI-7: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens x-x)

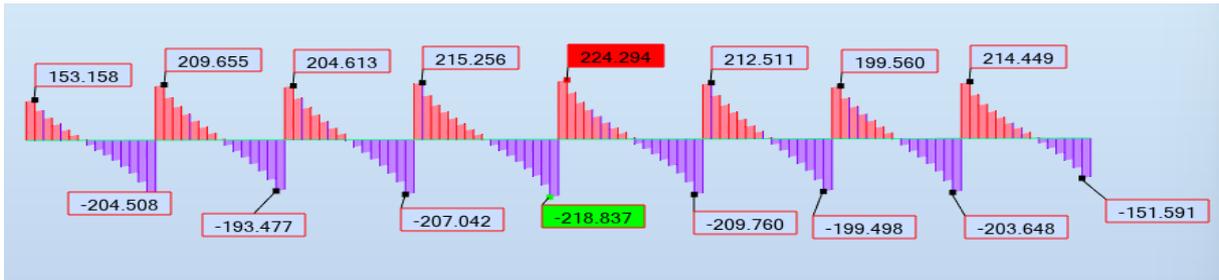
Sens Y-Y:



FigureVI-8: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (sens Y-Y)



FigureVI-9: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS (sens Y-Y)



FigureVI-10: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (sens Y-Y)

Tableau VI-8 : Sollicitation dans les nervures selon les deux sens

Sens	Etas	Moment en travée (KN.m)	Moment sur appuis (KN.m)	Effort tranchant (KN)
x-x	ELU	166.60	448.47	539.945
	ELS	356.80	121.49	
y-y	ELU	99.33	219.27	224.294
	ELS	71.98	158.55	

Tableau VI-9:les résultats de calcul de ferrailage.

	SENSX-X		SENSY-Y	
	ELU		ELU	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
As(cm ²)	21.3	15	9.9	4.3
Amin(cm ²)	3.23	3.23	3.23	3.23
Choix des barres	5 * HA 20 + 5 * HA 16	5 * HA 20	5 * HA 16	5 * HA 14
A adop (cm ²)	25.76	15.71	10.05	7.70

La section minimale d'acier tendu vaut:

Le ferrailage minimal imposé par la règle de millième et la règle de condition de non fragilité:

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{40 \times 70}{1000}; 0.23. 40. 67. \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \{ 2.8 \text{ cm}^2; 3.23 \text{ cm}^2 \} = 3.23 \text{ cm}^2$$

Avec : b=40 cm ; h =70cm; d =67cm; d'= 3cm

L'espacement des armatures transversales :

Dans les zones nodales: On adopte S_t= 15cm

En dehors de la zone nodale: On adopte S_t= 20 cm

VI.6.2.3-Vérification de l'effort tranchant à ELU:

Selon le BAEL91 modifié 99 chapitre13.III.2.1.On doit vérifier la condition ci-après:

$$v \leq v_u$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul:

Tableau VI-10:les résultats de vérification de l'effort tranchant à ELU.

Sens	V _u (KN)	v _i (MPa)	v̄ _i (MPa)	Obs
x-x	539.945	2.01	2.5	CV
Y-Y	224.294	0.83	2.5	CV

VI.6.2.4-Vérification des contraintes à L'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc}$

Avec :

$$\sigma'_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \text{ MPa} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) \leq \sigma'_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max\left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot F_{t28}}\right)\right\} = 201.63 \rightarrow \eta = 1.6$$

$$Avec : \quad I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 \quad , \quad Y = \frac{15 A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right)$$

Tableau VI-11: les résultats de vérification des contraintes à L'ELS.

Sens	x-x				y-y			
	travée		appui		travée		appui	
$M_{ser}(\text{KN.m})$	356.80		121.49		71.98		158.55	
$A_s(\text{cm}^2)$	21.3		15		9.9		4.3	
$y(\text{cm})$	23.65		22.37		19.04		13.15	
$I(\text{cm}^4)$	568788.88		618345.79		433606.14		217357.62	
Contrainte(MPa)	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	14.83	142.18	4.3	131.53	4.03	80.67	9.59	171.7
	σ'_{bc}	σ_s	σ'_{bc}	σ_s	σ'_{bc}	σ_s	σ'_{bc}	σ_s
	15	201.63	15	201.63	15	201.63	15	201.63
Obs	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV

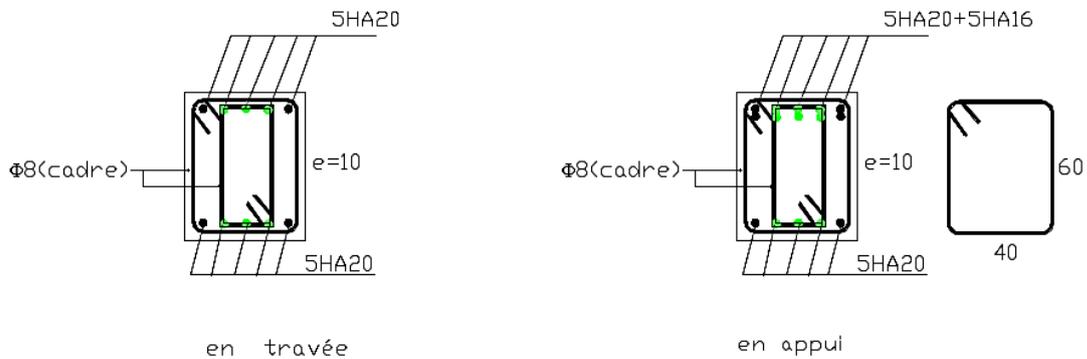


Figure VI-11: schéma de ferrailage de nervure sens x-x.

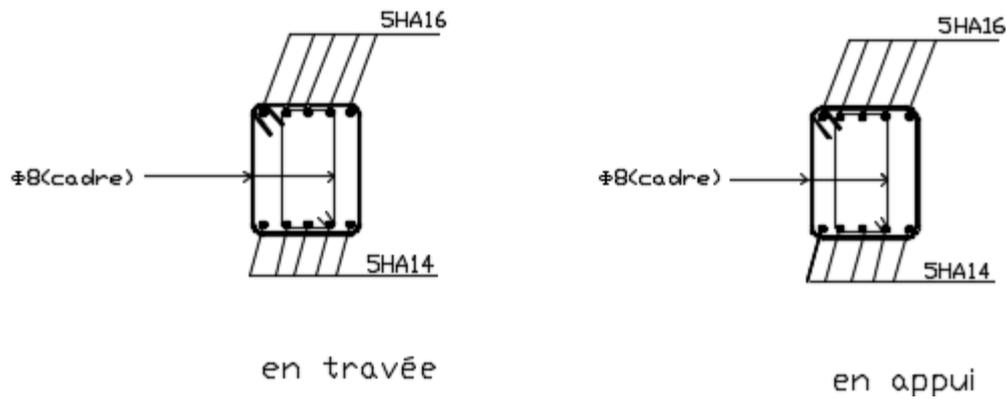


Figure VI-12:schéma de ferrailage de nervure sens Y-Y.

VI.7-Etude du mur plaque:

VI.7.1-Introduction:

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions Suivantes :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- ✓ Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

Pré dimensionnement du mur plaque:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

VI.7.2-Méthode de calcul:

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encasté au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de l'entre – sol , pour une bande de largeur de 1m.

VI.7.2.1-Détermination des sollicitations:

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_h et σ_v talque: $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_v$

Avec:

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = 1 - \sin \varphi$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_v : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

VI.7.2.2-Données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}$

Caractéristiques du sol:

Poids volumique des terres: $\gamma=20\text{KN/m}^3$

Angle de frottement: $\varphi=30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}}=2.4\text{bar}$

VI.7.2.3-Calcul de sollicitations:

$$K_0=1-\sin\varphi=1-\sin 30^\circ=0,5$$

ELU:

$$\sigma_H=K_0\sigma_v = K_0(1.35\gamma h+1.5q);$$

$$h=0\text{m}\rightarrow\sigma_{H1}=1.5\times 10\times 0.5=7.5\text{KN/m}^2;$$

$$h=3.40\text{m}\rightarrow\sigma_{H2} = 0.5\times (1.35\times 20\times 3.40+1.5\times 10) =53.4 \text{ KN/m}^2.$$

ELS:

$$\sigma_H=K_0\sigma_v = K_0 (\gamma h+q)$$

$$h=0\text{m}\rightarrow\sigma_{H1} = 0.5\times 10=5\text{KN/m}^2$$

$$h=3.4\text{m}\rightarrow\sigma_{H2} = 0.5\times (20\times 3.4+10) =39\text{KN/m}^2$$

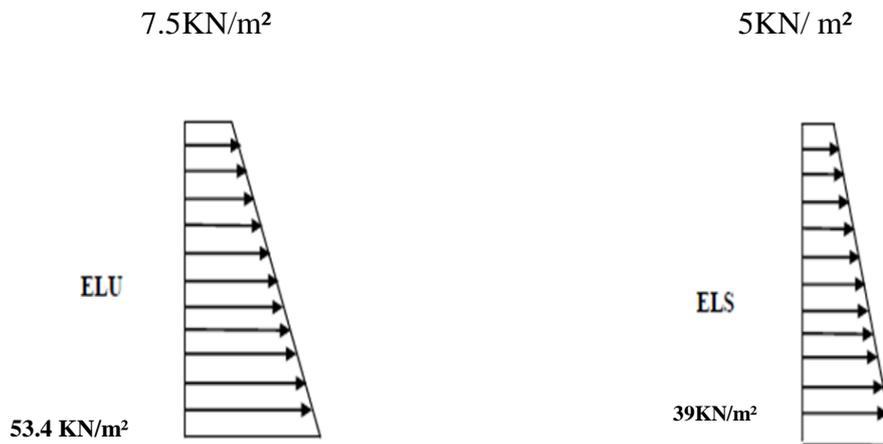


Figure VI-5:Diagrammes des contraintes à l'ELU et l'ELS

VI.7.2.4- Charges moyennes :

ELU :

$$Qu = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 53.4 + 7.5}{4} \times 1\text{m} = 41.92 \text{KN/ml}$$

ELS:

$$Qu = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 39 + 5}{4} \times 1\text{m} = 30.5 \text{KN/ml}$$

VI.7.3- Ferrailage du mur plaque :

- Identification des panneaux:

$$Lx = 6.0 \text{ m}$$

$$Ly = 6.7 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{6}{6.7} = 0.89$$

$0,4 < \rho = 0,91 < 1 \dots \dots$ le panneau travaille dans les deux sens.

- Calcul à l'ELU:

$$\rho = 0,89 \text{ et } \nu = 0 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0.0466$$

$$\rightarrow \quad \mu_y = 0.7635$$

$$M_{0x} = \mu_x q u l_x^2 = 0,0446 \times 41.92(6)^2 = 67.30 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,7635 \times 67.30 = 51.38 \text{KN.m}$$

- Correction des moments:

Sens x-x :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 67.30 = 33.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 67.30 = 50.47 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 51.38 = 25.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 51.38 = 38.53 \text{KN.m}$$

- Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,89 \text{ et } \nu = 0.2 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0.0537$$

$$\rightarrow \quad \mu_y = 0,8358$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0537 \times 39 \times (6)^2 = 75.39 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,8358 \times 75.39 = 63.01 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments:

Sens x-x :

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 75.39 = 37.69 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 37.69 = 28.26 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 63.01 = 31.50 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 31.50 = 23.62 \text{ KN.m}$

VI.7.4- Calcul des sections d'armature :

Tableau VI-12 : Ferrailage du mur plaque.

sens	zone	Mu	μ_u	β	section	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopt (cm ²)	e (cm)
XX	Appuis	33.65	0.127	0.93	SSA	4.8	3.67	5HA12 A _S =5.65	20
	travée	50.47	0.431	0.685	SSA	4.8	3.67	5HA14 A _S =7.7	20
YY	Appuis	25.69	0.098	0.948	SSA	4.8	3.67	5HA12 A _S =5.65	20
	travée	38.53	0.378	0.746	SSA	4.8	3.67	5HA14 A _S =7.7	20

Avec :

$$\mu_u = (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050)$$

$$\gamma = \frac{M\mu}{M_{ser}} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

VI.7.5- Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001b.h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

VI.7.6- Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

✓ **Dans les aciers :** $\bar{\sigma}_s = \min (23fe , 110\sqrt{\eta.ftj}) = 201.63 \text{ MPA}$

✓ **Dans le béton :** On doit vérifier que : $\leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y$$

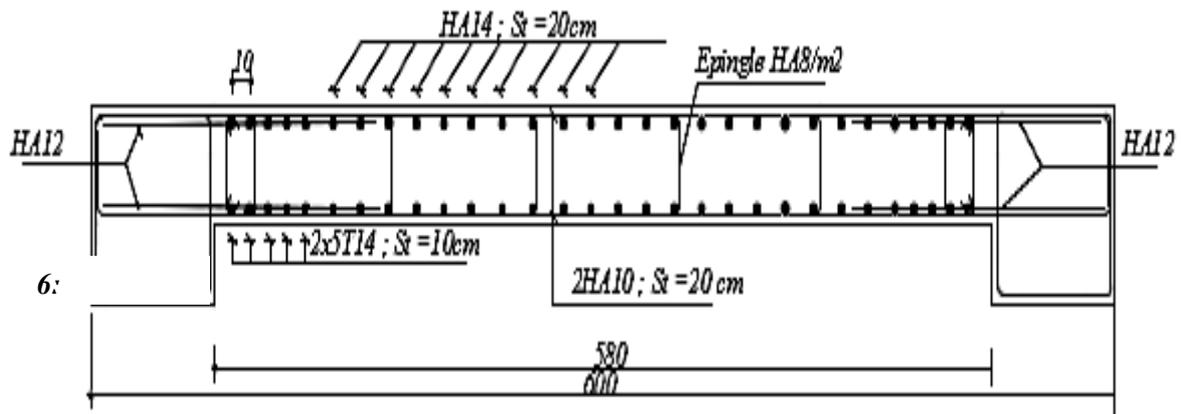
$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} fe ; \max \left(\frac{1}{2} fe ; 110\sqrt{\eta.Ft28} \right) \right\} = 201.63 \rightarrow \eta = 1.6$$

Avec : $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$ et $Y = \frac{15 A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right)$

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul :

Tableau VI-13 : vérification des contraintes a ELS.

Sens	x-x				y-y			
	travée		appui		travée		appui	
M_{ser}(KN.m)	28.26		37.69		23.62		31.5	
A_s(cm²)	5.65		7.7		5.65		7.7	
y(cm)	6.4		7.32		6.4		7.32	
I(cm⁴)	58371.12		75670.29		58371.12		75670.29	
Contrainte(MPa)	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s	σ_{bc}	σ_s
	3.09	175.74	3.64	173.93	2.58	146.88	3.04	145.36
	σ'_{bc}	σ_s	σ'_{bc}	σ_s	σ'_{bc}	σ_s	σ'_{bc}	σ_s
	15	201.63	15	201.63	15	201.63	15	201.63
Obs	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV



FigureVI.6 Schéma de ferrailage du mur de plaque en appui et en travée (x-x,y-y)

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études que nous venons d'élaborer nous a permis de mettre en application les diverses connaissances acquises durant notre cursus et formation dans le domaine du Génie civil, notamment en ce qui concerne les différentes règles et conception de calcul.

Il s'agit d'une expérience reposant sur l'étude d'une structure en ossature en béton armé, ce qui nous a permis de revoir les détails de calcul de la Résistance Des Matériaux (RDM).

Cette étude nous a permis de conclure, tout en approfondissant nos connaissances, que la disposition des voiles est une étape très importante pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment lors d'un séisme. En effet, ils visent à minimiser les déplacements dynamiques.

Notre objectif principal était de maîtriser la méthode de calcul des ouvrages en béton armé, ainsi que la philosophie du BAEL (Béton Armé aux États Limites) et le règlement de RPA 99/2003 (Règles Parasismiques Algériennes). Ces normes visent à garantir un niveau de protection acceptable contre les effets des actions sismiques, grâce à une conception et un dimensionnement appropriés.

L'utilisation du logiciel ROBOT 2014 comme moyen de calcul nous a également permis d'appliquer la méthode des éléments finis. La discrétisation de la structure permet la modélisation de cette dernière.

En conclusion, nous espérons que ce travail pourra être utile et apporter une contribution précieuse aux futures promotions.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

- **Règlements :**

- ✓ **BAEL91** : Béton armé aux états limites.
- ✓ **RPA99VERSION2003** : Règlement parasismique algériennes.
- ✓ **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé93.

- **Cours :**

- ✓ Béton armé..... UMBB
- ✓ Dynamique des structures..... UMBB
- ✓ cours de bâtimentUMBB
- ✓ cours de fondationUMBB
- ✓ Résistance des matériauxUMBB

- **Logiciels :**

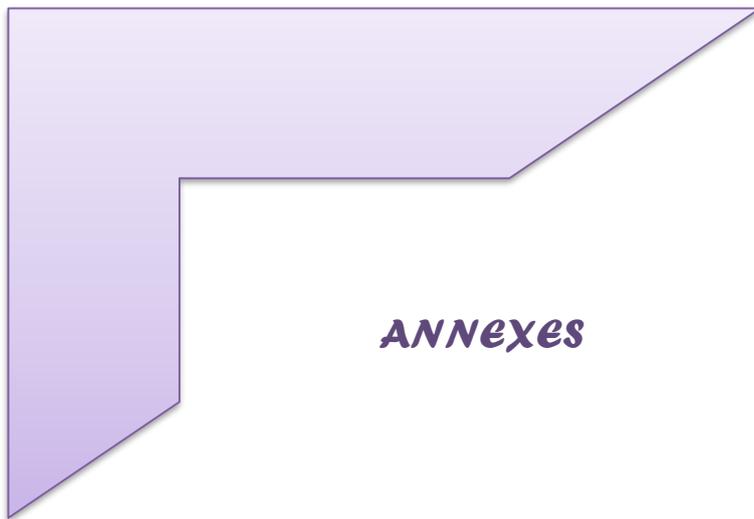
Robot structural analyse 2014Analyse de la structure

Autocad 2016Dessin

Excel 2010..... Calcul

Word 2010.....Traitement de texte

Robot expert 2014Ferrailage



ANNEXES

ANNEX 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $u = 0$		ELS $u = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

$$\text{Avec : } \rho = 0.89$$

Annexe 2

	u/lx											
	v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032