



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب - البليدة - 1
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية التكنولوجيا
FACULTE DE TCHENOLOGIE
قسم الهندسة المدنية
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE
MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : Structure

Thème

ETUDE D'UN IMMEUBLE D'HABITATION

EN BETON ARMEE R+5 ETAGES+6 ENTRE SOL (EN 3 BLOC A, B, C)

Réalisé par :

M^{me}. MOFREDJ KHADIDJA

M^{me}. NEGLI HOURIA

Encadré par :

M^{me}. N.AOUALI

M^r. M.ABED

Promotion: 2019/2020

Summary

Building has always been one of the first concerns of man and one of his privileged occupations. The construction of works has always been the subject of many questions centered mainly on the choice of the type of work.

Unfortunately these works and these constructions are always damaged by natural risks, such as: earthquakes, cyclones, volcanoes... etc.

Engineers are therefore called upon to design structures with good rigidity and sufficient strength so as to save human lives and limit material damage due to damage to the structure. So we have to follow the new construction techniques.

Seismic construction is one of these new techniques, and it is undoubtedly the surest means of preventing seismic risk. It requires prior compliance with the normal rules of good construction, but is also based on specific principles, due to the particular nature of seismic loads. These principles and their modes of application are generally combined, with more or less detail, in the earthquake rules. Algerian seismic regulation "RPA99 version 2003", the objective of these regulations is to ensure acceptable protection of human life and buildings.

In this study, we are interested in modeling by SAP200, which is software for calculating and optimizing structures. It uses the finite element analysis method to study planar and spatial structures, and allows for static and dynamic analyzes, as well as linear or nonlinear analyzes. We can thus calculate the structures with an unlimited number of bars and with an unlimited number of nodes. The only limitations arise from the parameters of the computer on which the calculations are performed (RAM and disk space available). The data of the analyzed structure (force, reinforcement, etc....) would thus be estimated inducing a significant reduction in the calculation time.

This document is organized as follows:

Chapter I is a descriptive presentation of the work with dimensions in plan and elevation, structural and non-structural elements and characteristics of the materials used.

For any study of a structure, the pre-sizing of the resistant elements (columns, beams and walls) is the first step in order to start the dynamic study. This is the second chapter.

In the third chapter we are interested in the calculation of non-structural elements (the criterion, the solid slab, the machine slab and the staircase).

In the fourth chapter we are interested in the modeling of the structure and the determination of the modes of vibration, by reinforcing the framework by walls; we thus observe the behavior of the structure until the verification of displacements.

In order for the structure to withstand the various stresses, the reinforcement of its resistant elements must be calculated, from the results obtained by dynamic analysis.

Chapter VI consists in using the results of the soil study in the dimensioning and reinforcement of the foundations (the lower part of a structure resting on a bedrock to which are transmitted all the loads and overloads supported by the work).

So; we end this document with some conclusions and perspective.

The keywords : Algerian seismic regulation, resistant elements, modes of vibration.

المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لبرج غير منتظم الشكل يتكون من ثلاث كتل ذات ارتفاع مختلف مفصولة بفاصل الهبوط

الكتلة الأولى هي (أ) عبارة عن 5 طوابق ما بين الأرض و السطح زائد 5 طوابق علويا ذات الطابع السكني مع موقف للسيارات في الأول والثاني بين الأرض المدعمة بنظام تدعيم ذاتي مقاومة للزلازل بواسطة الجدران و الأعمدة و الروافد المشكلة من الخرسانة المسلحة

الكتلة الثانية هي (ب) عبارة عن 6 طوابق ما بين الأرض و السطح زائد 5 طوابق علويا ذات الطابع السكني مع موقف للسيارات في الأول والثاني بين الأرض المدعمة بنظام تدعيم ذاتي مقاومة للزلازل بواسطة الجدران و الأعمدة و الروافد المشكلة من الخرسانة المسلح

الكتلة الثانية هي (ج) عبارة عن 6 طوابق ما بين الأرض و السطح الطابع فقط ذات السكني المدعمة بنظام تدعيم ذاتي مقاومة للزلازل بواسطة الجدران و الأعمدة و الروافد المشكلة من الخرسانة المسلحة

تقع البناية في ولاية الجزائر و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم-3- وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل

(RPA 99 version 2003) .

أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية والغير الأساسية المشكلة لثلاث كتل فقد تمت بطريقة منفصلة وفقا للقواعد (BAEL91 modifiée 99, RPA99 version 2003)

نوع الأساس المختار هو قاعدة مستمرة بالنسبة لجميع الكتل

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، نظام التدعيم الذاتي، قاعدة مستمرة.

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'une tour en béton armé de forme irrégulière composée de trois blocs de hauteur différente, séparé par un joint de rupture.

Le premier bloc (A) est un (R+5+5 E-S) à usage d'habitation avec un parkin en 1er et 2eme entre sol contreventée par un système de contreventement auto stable (poteau+poutre+voile)

Le deuxième bloc (B) est un (R+5+6 E-S) à usage d'habitation avec un parkin en 1er et 2eme entre sol contreventée par un système de contreventement auto stable (poteau+poutre+voile)

Le troisième bloc (C) est un (R+6 E-S) à usage d'habitation entre sol contreventée par un système de contreventement auto stable (poteau+poutre+voile)

La structure est implantée dans la Wilaya de ALGER, classé en Zone III selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments (secondaire et principale) ont été fait pour chaque bloc de manière séparée, conformément aux règles (BAEL91 modifiée 99, RPA99 version 2003).

Le type de fondation choisi est une semelle filante pour tous les blocs

Les mots clés : béton armé, système de contreventement, semelle filante

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice M^{me} AOUALI NAWEL et notre co-promoteur professeur ABED MOHAMED pour la disponibilité permanente, pour leurs aides et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université SAAD DAHLEB BLIDA et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

Khadija

Houria

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chères parents, ma source d'affection de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mes chères sœurs :

Meriem et Imen

A mon chère frère :

Mohamed Amine

A mon binôme HOURIA pour laquelle je souhaite une vie plein de joie et de réussite.

A tous mes amis sans exception.

A toute la promotion 2019/2020.

KHADIDJA

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chères parents, ma source d'affectation de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mes chères sœurs et frères

A toute la famille NEGLI petit et grand et à tous ceux que j'aime

A celui qui j'aime trop l'homme de ma vie REBIBI SALAH à celui qui a été toujours près de moi à me renforcer et me donner de l'espoir, que dieu te garde pour moi

A mon binôme KHADIDJA pour laquelle je souhaite une vie plein de joie et de réussite.

A tous mes amis sans exception.

HOURIA

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 : Caractéristiques géométrique	3
Tableau I.2 : Caractéristiques des Aciers	7

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT BLOC A

Tableau II.1 : Ferrailage dalle pleine	11
Tableau II.2 : Choix les dimensions des poutres PP et PS.....	12
Tableau II.3 : Poids surfacique du plancher terrasse à corps creux	12
Tableau II.4 : Poids surfacique du plancher dalle pleine	13
Tableau II.5 : Poids surfacique de la dalle en corps creux	13
Tableau II.6 : Poids surfacique de balcon	13
Tableau II.7 : Poids surfacique de parking	14
Tableau II.8 : Poids surfacique du mur extérieur.....	14
Tableau II.9 : Charge d'exploitation	14
Tableau II.10 : Les poteaux le plus sollicité	15
Tableau II.11 : Descente des charges de poteau central	15

BLOC B

Tableau II.12 : Choix les démentions des poutres PP et PS	18
Tableau II.13 : Les poteaux les plus sollicité	18
Tableau II.14 : Descente des charges de poteau central	19

BLOC C

Tableau II.15 : Choix les démentions des poutres PP et PS	20
Tableau II.16 : Les poteaux les plus sollicité	20
Tableau II.17 : Descente des charges de poteau central	20
Tableau II.18 : Choix de l'épaisseur des voiles	22

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 : Calcule des efforts de l'escalier	23
Tableau III.2 : Ferrailage de balcon à ELU	27
Tableau III.3 : Vérification de balcon à ELS	27
Tableau III.4 : La charge permanent de volée	30
Tableau III.5 : La charge permanent de palier	30
Tableau III.6 : Combinaison des actions sur l'escalier	30
Tableau III.7 : Résultats du calcul du ferrailage des escaliers courants	31
Tableau III.8 : Ferrailage de la poutre palière	33
Tableau III.9 : Vérification de la contraint de service limite pour le béton	34
Tableau III.10 : Ferrailage de poutrelle a ELU	36
Tableau III.11 : Les résultats des moments en travées et appuis	39
Tableau III.12 : Ferrailage de poutrelle a ELU BLOC A	39
Tableau III.13 : Ferrailage de poutrelle a ELU BLOC B	40
Tableau III.14 : Ferrailage de poutrelle a ELU BLOC C	40
Tableau III.15 : Les dimensions et les moments des poutrelles	41
Tableau III.16 : Vérification a ELS	42
Tableau III.17 : Caractéristiques des câbles	44
Tableau III.18 : Tableau récapitulatif des résultats des moments	46
Tableau III.19 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	48
Tableau III.20 : ferrailage de la dalle machine	48
Tableau III.21 : vérification a ELS	48
Tableau III.22 : Résultat de ferrailage vertical	50
Tableau III.23 : Résultat de ferrailage horizontal.....	50

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

BLOC A

Tableau IV.1 : Période et facteur de participation massique	56
Tableau IV.2 : Détermination de la force (V)	57
Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages	58
Tableau IV.4 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux	58
Tableau IV.5 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x	59
Tableau IV.6 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y	59
Tableau IV.7 : Justification au choix du coefficient de comportement.....	60

BLOC B

Tableau IV.8 : période et facteur de participation massique.....	60
Tableau IV.9 : Détermination de la force (V)	61
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étages	61
Tableau IV.11 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux	61
Tableau IV.12 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x	62
Tableau IV.13 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y	62
Tableau IV.14 : Justification au choix du coefficient de comportement	62

BLOC C

Tableau IV.15 : période et facteur de participation massique	63
Tableau IV.16 : Détermination de la force (V)	64
Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter étages	64
Tableau IV.18 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux	64
Tableau IV.19 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x	64
Tableau IV.20 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y	65
Tableau IV.21 : Justification au choix du coefficient de comportement	65
Tableau IV.20 : Justification de la largeur des joints sismique entre bloc A et B	66
Tableau IV.21 : Justification de la largeur des joints sismique entre bloc B et C	66

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

BLOC A (Poteaux)

Tableau V.1 : Tableau des Contraintes	67
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux	69
Tableau V.3 : Choix des Armatures des Poteaux.....	69
Tableau V.4 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{ser}_{max} ; $M^{ser}_{cor.}$)	70
Tableau V.5 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{ser}_{max} ; $M^{ser}_{cor.}$)	70
Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	71
Tableau V.7 : Espacements maximales des armatures transversales des poteaux	72
Tableau V.8 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	73

BLOC B (Poteaux)

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux	74
Tableau V.10 : Choix des Armatures des Poteaux	74
Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{ser}_{max} ; $M^{ser}_{cor.}$)	74
Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{ser}_{max} ; $M^{ser}_{cor.}$)	74
Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	75

Tableau V.14 : Espacements maximales des armatures transversales des poteaux	75
Tableau V.15 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	75

BLOC C (Poteaux)

Tableau V.16 : Ferrailages des poteaux	76
Tableau V.17 : Choix des Armatures des Poteaux	76
Tableau V.18 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{ser}_{max} ; $M^{ser}_{cor.}$)	76
Tableau V.19 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{ser}_{max} ; $M^{ser}_{cor.}$)	76
Tableau V.20 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	77
Tableau V.21 : Espacements maximales des armatures transversales des poteaux	77
Tableau V.22 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	77

BLOC A (Poutre)

Tableau V.23 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55) (situation durable)	80
Tableau V.24 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55) (situation accidentelle)	81
Tableau V.25 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55) (situation accidentelle)	82
Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (35 x 55)	83
Tableau V.27 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (situation durable)	84
Tableau V.28 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (situation accidentelle)	85
Tableau V.29 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (situation accidentelle)	86
Tableau V.30 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30 x 45)	87
Tableau V.31 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres	87
Tableau V.32 : Vérification des poutres principales (35x55) à l'ELS	89
Tableau V.33 : Vérification des poutres non porteuse (30x45) à l'ELS	90
Tableau V.34 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres	90
Tableau V.35 : Calcul des armatures transversales	91

BLOC B (Poutre)

Tableau V.36 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55) (situation accidentelle)	93
Tableau V.37 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (situation accidentelle)	94

BLOC C (Poutre)

Tableau V.38 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55) (situation accidentelle)	95
Tableau V.39 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (situation accidentelle)	96

BLOC A (Voile)

Tableau V.40 : Le ferrailage de voile 1	105
Tableau V.41 : Le ferrailage de voile 2	106
Tableau V.42 : Le ferrailage de voile 3	107
Tableau V.43 : Le ferrailage de voile 4	108
Tableau V.44 : Résultat de ferrailage horizontal	109

BLOC B (Voile)

Tableau V.45 : Le ferrailage des voiles	110
------------------------------------------------------	-----

BLOC C (Voile)

Tableau V.46 : Le ferrailage des voiles	111
------------------------------------------------------	-----

Chapitre VI : ETUDE DES FONDATIONS

BLOC A

Tableau VI.1 : Sections des semelles isolées	116
Tableau VI.2 : Sections des semelles filantes	117
Tableau VI.3 : la répartition pour les poteaux centraux	117
Tableau VI.4 : la répartition pour les poteaux d'angles	117
Tableau VI.5 : la répartition pour les poteaux de rive	118
Tableau VI.6 : Section des semelles filante sens x-x	118
Tableau VI.7 : Section des semelles filante sens y-y	118
Tableau VI.8 : Vérification au renversement sens x-x et y-y	120
Tableau VI.9 : Ferrailage de la semelle sens x-x	121
Tableau VI.10 : Ferrailage de la semelle sens y-y	121
Tableau VI.11 : Ferrailage de nervures	122

BLOC B

Tableau VI.12 : Vérification au poinçonnement sens x-x et y-y	123
Tableau VI.13 : Ferrailage de la semelle sens x-x	123
Tableau VI.14 : Ferrailage de la semelle sens x-x	123
Tableau VI.15 : Ferrailage des nervures	124

BLOC C

Tableau VI.16 : Vérification au renversement sens x-x et y-y	125
Tableau VI.17 : Ferrailage de la semelle sens x-x	125
Tableau VI.18 : Ferrailage de la semelle sens y-y	125
Tableau VI.19 : Ferrailage de nervure	125
Tableau VI.20 : Ferrailage du voile périphérique	130
Tableau VI.21 : Vérification des contraintes à l'ELS	132

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1: Plan de masse	2
Figure I.2: Plan de façade	2
Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELU	6
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELS	7
Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU	8

CHAPITRE II : PREDIMENTIONNEMENT

Figure II.1: Représenter les poteaux les plus sollicités dans les 3 blocs	10
----------------------------------------------------------------------------------------	----

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1: Schéma représentatif de l'acrotère	23
Figure III.2: La position de l'axe neutre	25
Figure III.3 : Schéma de ferraillement de l'acrotère	25
Figure III.4 : Schéma représente les balcons	26
Figure III.5 : Schéma statique de balcon	26
Figure III.6 : Schéma de ferraillement de balcon	27
Figure III.7 : Cage d'escalier	28
Figure III.8 : Schéma statique de l'escalier	29
Figure III.9 : Schéma de ferraillement de l'escalier	32
Figure III.10 : Schéma de ferraillement de poutre palière	35
Figure III.11 : Schéma statique de poutrelle	36
Figure III.12 : Les dimensions des travées de bloc (A)	38
Figure III.13 : Les dimensions des travées de bloc (B)	38
Figure III.14 : Les dimensions des travées de bloc (C)	39
Figure III.15 : Schéma de ferraillement de la poutrelle	41
Figure III.16 : Schéma d'ascenseur	42
Figure III.17: Schéma de la dalle pleine d'ascenseur	45
Figure III.18 : Dimensions de panneau de dalle d'ascenseur	47
Figure III.19 : Schéma de ferraillement de l'ascenseur	51

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	79
----------------------------------------------	-----------

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux	78
Figure V.2 : Disposition des Poutres bloc A	79
Figure V.3 : Disposition des Poutres bloc B	92
Figure V.4 : Disposition des Poutres bloc C	95
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres principales	99
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	101
Figure V.7: Disposition des voiles bloc A	104
Figure V.8 : Disposition des voiles bloc B	109
Figure V.9 : Disposition des voiles bloc C	110
Figure V.10 : Schéma de ferrailage des voiles	114

Chapitre VI : ETUDE DES FONDATIONS

Figure VI.1: Semelle isolée sous poteau	115
Figure VI.2: Schéma de ferrailage semelle filent bloc A et B et C	126
Figure VI.3: Schéma de ferrailage nervure bloc A et B et C	127
Figure VI.4: Coupe verticale du voile périphérique	128
Figure VI.5: Schéma de ferrailage voiles périphériques	133

LISTE DES SYMBOLES

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A_s	Aire d'une section d'acier
A_t	Section d'armatures transversales
B	Aire D'une section de béton
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
E_b	Module de déformation longitudinale du béton
E_i	Module d'élasticité de l'acier
E_s	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours)
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général
G	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Coefficient
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M_G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment sur appuis
N	Effort normal
S_t	Espacement des armatures transversales
T	Effort Tranchant, période
V_0	Effort tranchant a la base
K_t	Facteur de terrain
Z_0	Paramètre de rugosité
Z_{min}	Hauteur Minimale
C_r	Coefficient de rugosité
C_t	Cohésion
C_d	Coefficient dynamique
C_e	Coefficient d'exposition
C_{pe}	Coefficient de pression extérieure
C_{pi}	Coefficient de pression intérieure
C_p	Coefficient de pression nette

R	Force résultante
F_{fr}	Force de frottement
C	Cohésion
C_c	Coefficient de sur consolidation
C_s	Fiche d'ancrage
D	Teneur en eau, Poids total de la structure
W	Teneur en eau saturé
W_{sat}	Limite de liquidité
W_L	Limite de plasticité
W_p	
N_q, N_γ, N_c	Facteurs de portance
S_r	Degré de saturation
I_p	Indice de plasticité
I_c	Indice de consistance
S_c	Tassement oedométrique
S_c^T	Tassement total
S_c^{adm}	Tassement admissible
E.L.U	Etat limite ultime
E.L.S	Etat limite service

En minuscules :

a	une dimension
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co
e	épaisseur, Indice des vides
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	hauteur totale d'une section de béton armé
i	rayon de giration d'une section
j	nombre de jours
k	coefficient en général
l	longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	coefficient d'équivalence acier-béton
s	espacement des armatures en générales
s_t	espacement des armatures transversales

En minuscules :

\emptyset	diamètre des armatures, mode propre
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton
ε	déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu

η	coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ_s
φ	Angle de frottement
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol

SOMMAIRE

RESUME	
REMERCIEMENT	
DEDICACES	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEUX	
LISTE DES SYMBOLES	
INTRODUCTION	1

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1	Présentation de l'ouvrage	2
I.1.1	Caractéristique géométrique	3
I.1.2	Ossature	3
I.1.3	Plancher	3
I.1.4	Escalier.....	3
I.1.5	Ascenseur.....	3
I.1.6	Murs	3
I.2	Caractéristiques mécanique des matériaux	4
I.2.1	Béton.....	4
I.2.2	Acier.....	7
I.3	Hypothèses de calcul.....	9

CHAPITRE II: PRE DIMENSIONNEMENT

II.1	Introduction	10
II.2	Pré-dimensionnement	10
II.2.1	BLOC A	10
II.2.1.1	Pré-dimensionnement des plancher	10
II.2.1.1.1	Dalle à corps creux	10
II.2.1.1.2	Dalle pleine (parking)	11
II.2.1.1.3	Dalle pleine (balcon)	11
II.2.1.2	Pré-dimensionnement des poutres	12
II.2.1.3	Evaluation des charges	12
II.2.1.3.1	Charges permanentes	12
II.2.1.3.2	Charges d'exploitation	14
II.2.1.4	Pré-dimensionnement des poteaux	14
II.2.1.4.1	Poteau le plus sollicité	15
II.2.1.4.2	Descente des charges	15

II.2.2	BLOC B	17
II.2.2.1	Pré-dimensionnement des plancher.....	17
II.2.2.1.1	Dalle à corps creux	17
II.2.2.1.2	Dalle pleine (parking)	17
II.2.2.2	Pré-dimensionnement des poutres	18
II.2.2.3	Pré-dimensionnement des poteaux	18
II.2.2.3.1	Poteau le plus sollicité	18
II.2.2.3.2	Descente des charges	19
II.2.3	BLOC C	19
II.2.3.1	Pré-dimensionnement des dalles	19
II.2.3.1.1	Dalle à corps creux	19
II.2.3.2	Pré-dimensionnement des poutres	20
II.2.3.3	Pré-dimensionnement des poteaux	20
II.2.3.3.1	Poteau le plus sollicité	20
II.2.3.3.2	Descente des charges	20
II.2.4	Pré- dimensionnement des voiles	21
II.3	Conclusion	22

CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1	Introduction	23
III.2	Acrotère	23
III.2.1	Introduction.....	23
III.2.2	Evaluation des charges	23
III.2.3	Calcul des efforts	23
III.2.4	Ferraillage de l'acrotère	24
III.2.5	Vérification de la section d'acier selon B.A.E.L91.....	24
III.2.6	Armatures de répartition	24
III.2.7	Vérification de l'effort tranchant.....	24
III.2.8	Vérification à l'ELS	25
III.3	Les balcons.....	26
III.3.1	Introduction	26
III.3.2	La charge permanente (G) de balcon	26
III.3.3	Evolution des charges	26
III.3.4	Calcul du ferraillage a l'E.L.U	27
III.3.5	Vérification a l'E.L.S	27
III.4	Les escaliers	28
III.4.1	Introduction	28
III.4.2	Escalier des étages	28

III.4.3	Charge permanente.....	30
III.4.4	Sollicitations de calcul	31
III.4.5	Calcul des armatures	31
III.4.6	Etude de la poutre palière	33
III.4.6.1	Pré dimensionnement	33
III.4.6.2	Vérification selon RPA2003	33
III.4.6.3	Les charges supportées par la poutre.....	33
III.4.6.4	Calcul des sollicitations	33
III.4.6.5	Calcul de ferrailage	33
III.4.6.5.1	Vérification a ELS	33
III.4.6.5.2	Vérification des contraint de béton	33
III.4.6.5.3	Vérification de l'effort tranchant	34
III.4.6.5.4	Calcul espacement des armatures transversales	34
III.4.6.5.5	Vérification selon RPA2003	34
III.5	Plancher à corps creux	35
III.5.1	Poutrelles	35
III.5.2	Calcul des poutrelles	36
III.5.3	Calcul de ferrailage	39
III.5.4	Vérification à ELS	41
III.6	L'ascenseur	42
III.6.1	Etude de l'ascenseur	42
III.6.1.1	Descente de charges	42
III.6.1.1.1	Surcharge d'exploitation	42
III.6.1.1.2	Charges permanentes	42
III.6.1.2	Combinaisons fondamentales	44
III.6.1.3	Etude du plancher	44
III.6.1.4	Calcul des moments dus aux charges concentrées	45
III.6.2	Etude de la dalle machine	46
III.6.2.1	Descente des charges	46
III.6.2.2	Combinaison fondamentale	47
III.6.2.3	Calcul des moments dus aux charges réparties	47
III.6.2.4	Moments total sollicitant la dalle machine	47
III.6.2.5	Calcul du ferrailage de la dalle machin	48
III.6.3	Ferrailage des voiles de l'ascenseur	50
III.7	Conclusion	52

CHAPITRE IV: ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1 Introduction.....	53
IV.2 Etude dynamique	53
IV.2.1.Modélisation de la rigidité	53
IV.2.2 Modélisation de la masse	53
IV.3 Choix de la méthode de calcul	54
IV.3.1 La méthode statique équivalent	54
IV.3.2 Introduction de spectre de réponse	54
IV.4 Résultat du SAP 2000	56
IV.4.1 Bloc A	56
IV.4.1.1 Période et participation massique	56
IV.4.1.2 Résultante des forces sismiques	57
IV.4.1.3 Vérification des déplacements inter étages	57
IV.4.1.4 Vérification spécifique aux sollicitations normales.....	58
IV.4.1.5 Justification vis-à-vis l'effet $P-\Delta$	58
IV.4.1.6 Justification au choix du coefficient de comportement	60
IV.4.2 Bloc B	60
IV.4.2.1 Période et participation massique.....	60
IV.4.2.2 Résultant des forces sismiques	61
IV.4.2.3 Vérification des déplacements inter étages	61
IV.4.2.4 Vérification spécifique aux sollicitations normales	61
IV.4.2.5 Justification vis-à-vis l'effet $P-\Delta$	62
IV.4.2.6 Justification au choix du coefficient de comportement.....	62
IV.4.3 Bloc C	63
IV.4.3.1 Période et participation massique	63
IV.4.3.2 Résultant des forces sismiques.....	63
IV.4.3.3 Vérification des déplacements inter étages	64
IV.4.3.4 Vérification spécifique aux sollicitations normales	64
IV.4.3.5 Justification vis-à-vis l'effet $P-\Delta$	64
IV.4.3.6 Justification au choix du coefficient de comportement.....	65
IV.5 Justification de la largeur des joints sismique	66

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1	Introduction	67
V.2	Ferraillage des poteaux	67
V.2.1	Introduction	67
V.2.2	Combinaison d'action	67
V.2.3	Recommandation du RPA99 version 2003	68
V.2.4	BLOC A	68
V.2.4.1	Méthode de calcul	69
V.2.4.2	Choix des armatures	69
V.2.4.3	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	69
V.2.4.4	Vérification de l'effort tranchant	70
V.2.4.4.1	Vérification de la contrainte de cisaillement	70
V.2.4.4.2	Ferraillage transversal des poteaux	71
V.2.5	BLOC B	73
V.2.5.1	Méthode de calcul	74
V.2.5.2	Choix des armateurs	74
V.2.5.3	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	74
V.2.5.4	Vérification de l'effort tranchant	75
V.2.5.4.1	Vérification de la contrainte de cisaillement	75
V.2.5.4.2	Ferraillage transversal des poteaux	75
V.2.5.5	Longueur de recouvrement	75
V.2.6	BLOC C	76
V.2.6.1	Méthode de calcul	76
V.2.6.2	Choix des armateurs	76
V.2.6.3	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	76
V.2.6.4	Vérification de l'effort tranchant:	77
V.2.6.4.1	Vérification de la contrainte de cisaillement	77
V.2.6.4.2	Ferraillage transversal des poteaux	77
V.2.6.5	Longueur de recouvrement	77
V.2.7	Ferraillage des poteaux	78
V.3	Ferraillage des poutres	79
V.3.1	Introduction.....	79
V.3.2	Recommandation du RPA99 version 2003	79
V.3.3	BLOC A.....	79

V.3.3.1	Calcul du ferrailage	79
V.3.3.1.1	Poutres porteuses (35x55)	80
V.3.3.1.1.1	Choix des armatures	83
V.3.3.1.2	Poutres non porteuses (30x45)	83
V.3.3.1.2.1	Choix des armatures	87
V.3.3.2	Condition de non fragilité	87
V.3.3.3	Vérification vis-à-vis de L'ELS	88
V.3.3.4	Vérification de l'effort tranchant	90
V.3.3.5	Recouvrement des armateurs longitudinaux	91
V.3.4	BLOC B	92
V.3.4.1	Calcul du ferrailage	92
V.3.4.1.1	Poutres porteuses (35x55)	93
V.3.4.1.2	Poutres non porteuses (30x45)	94
V.3.5	BLOC C	94
V.3.5.1	Calcul du ferrailage	94
V.3.5.1.1	Poutres porteuses (35x55)	95
V.3.5.1.2	Poutres non porteuses (30x45)	96
V.3.6	Ferrailage des poutres	97
V.4	Ferrailage des voiles:	102
V.4.1	Généralités	102
V.4.2	Principe de calcul	102
V.4.3	Procédure de ferrailage des trumeaux	102
V.4.4	BLOC A	104
V.4.4.1	Ferrailage vertical	104
V.4.4.2	Ferrailage horizontal à l'effort tranchant	108
V.4.5	BLOC B	109
V.4.5.1	Ferrailage vertical	110
V.4.6	BLOC C	110
V.4.6.1	Ferrailage vertical	111
V.4.7	Ferrailage des voiles	111

CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATIONS

VI.1	Introduction	115
VI.2	Calcul des fondations	115
VI.2.1	BLOC A	115
VI.2.1.1	Semelles isolées	115

VI.2.1.2 Semelles filantes	116
VI.2.1.3 Semelles filantes croisées	117
VI.2.1.3.1 Les charges qui reviennent pour chaque fille	118
VI.2.1.3.2 Pré dimensionnement de la semelle filante croise	119
VI.2.1.3.3 Vérification au poinçonnement	120
VI.2.1.3.4 Vérification au renversement	120
VI.2.1.3.5 Ferrailage des semelles filantes croise	120
VI.2.2 BLOC B	122
VI.2.2.1 Pré dimensionnement de la semelle filante croise	122
VI.2.2.2 Vérification au poinçonnement	123
VI.2.2.3 Vérification au renversement	123
VI.2.2.4 Ferrailage des semelles filantes croise	123
VI.2.3 BLOC C	124
VI.2.3.1 Pré dimensionnement de la semelle filante croise	124
VI.2.3.2 Vérification au poinçonnement	125
VI.2.3.3 Vérification au renversement	125
VI.2.3.4 Ferrailage des semelles filantes croise	125
VI.3 Etude du voile périphérique	128
VI.3.1 Introduction	128
VI.3.2 Conditions exigées par le <i>RPA99</i>	128
VI.3.3 Evaluation des charges	128
VI.3.4 Effort dans la dalle	129
VI.3.5 Calcul du ferrailage	130
VI.3.6 Condition de non fragilité	130
VI.3.7 Vérification de l'effort tranchant	131
VI.3.8 Vérification à l'ELS	131
CONCLUSION.....	134

ANNEXES

BIBLIOGRAPHIE

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Dans le présent travail nous présenterons l'étude détaillée d'une tour de forme irrégulière composée de trois blocs de hauteur différente.

La particularité de ce projet c'est que les trois blocs sont séparés par un joint de rupture pour éviter tout risque de tassement différentiel.

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

Le premier chapitre : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du Tour.

Le deuxième chapitre : c'est la descente des charges et le pré dimensionnement de la structure.

Le troisième chapitre : a été consacré aux éléments secondaires (l'acrotère et balcon, l'escalier, poutrelles et l'ascenseur).

L'étude dynamique du bâtiment fait l'objet du **quatrième chapitre**. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure sur le logiciel de calcul SAP2000. L'étude sismique nous permettra d'aborder le calcul des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) après exploitation des résultats donnés par SAP 2000 qui sera l'objectif de **cinquième chapitre**

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

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage que l'on va étudier est un IMMEUBLE R+5 + 6 Entre-sol constitué de 3 bloc de forme irrégulière en plan et en élévation. L'immeuble situé à la wilaya d'ALGER commune de HYDRA est classé dans la zone « III » au groupe d'usage 2 (car c'est un bâtiment dont la Hauteur ne dépasse pas 48 m), zone de forte sismicité, selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003).

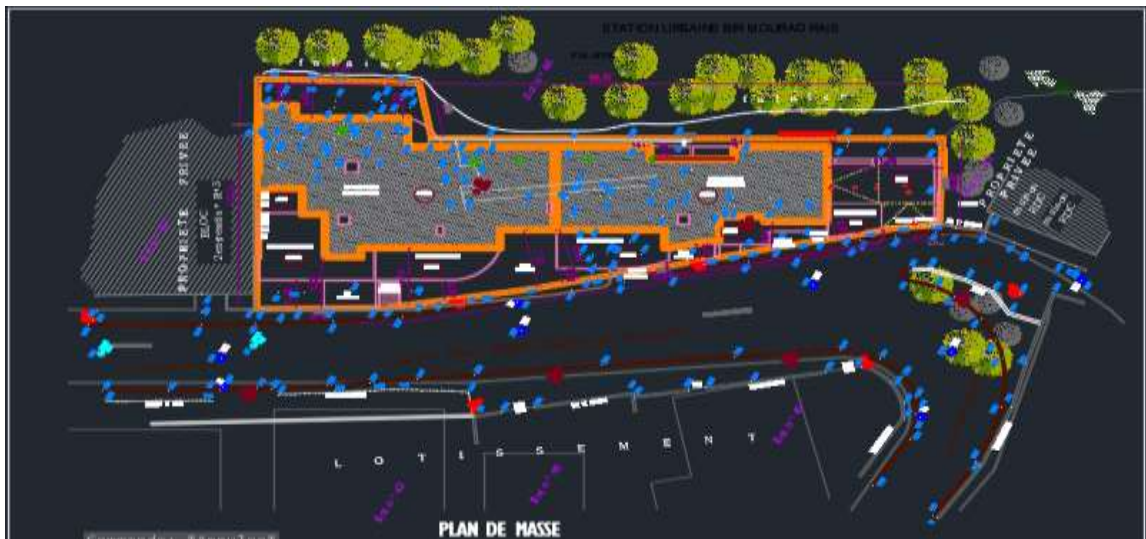


Figure I.1 : Plan de masse.



Figure I.2 : Plan de façade.

I.1.1 Caractéristique géométrique**Tableau I.1** : Caractéristiques géométrique

	BLOC A	BLOC B	BLOC C
Hauteur totale du bâtiment	36.38	39.95	20.57
Largeur du bâtiment	20.9	14.24	10.6
Longueur du bâtiment	29.4	26.9	10.85
Hauteur du 6 ^{ème} entresol	/	3.57	3.57
Hauteur du 5 ^{ème} entresol	4.42	4.42	4.42
Hauteur du 4 ^{ème} et 3 ^{ème} entresol	3.23	3.23	3.23
Hauteur du 2 ^{ème} et 1 ^{er} entresol	3.06	3.06	3.06
Hauteur des étages courants	3.23	3.23	0

I.1.2 Ossature

L'ossature est constituée par des portiques en béton armé et par des voiles pour assurer une bonne tenue vis-à-vis de l'action sismique.

I.1.3 Plancher

Le type du plancher est en fonction de :

- La portée de différentes travées
- Les charges à supporter
- La forme du plancher

Selon ces critères nous avons opté pour un seul type de plancher :

- Plancher dalle pleine
- Plancher en corps creux à base de poutrelles.

I.1.4 Escalier

La structure comporte une cage d'escalier pour chaque bloc. L'escalier est constitué de deux volées et de palier intermédiaire.

I.1.5 Ascenseur

La structure comporte des cages d'ascenseur, fondé au dernier entre-sol, elle s'arrête au dernier étage.

I.1.6 Murs

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse et de murs rideaux en verre :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 10 cm d'épaisseur ;

- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de briques de 10 cm d'épaisseur
- Façades en panneaux de verre.

I.2 Caractéristiques mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé «BAEL91 mod99»^[2] et tous les règlements applicables en Algérie «RPA 99 version2003»^[1] et «CBA93»^[3]

I.2.1 Béton

I.2.1.1 Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à s'avoir :

- 1- Une résistance mécanique élevée.
- 2- Un retrait minimum.
- 3- Une bonne tenue dans le temps

I.2.1.2 Résistance du béton :

I.2.1.2.1 Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression «J» jour, généralement à 28 jours.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

I.2.1.2.2 Résistance du béton 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 en collant des têtes de traction.
- 2- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les poteaux d'une presse (essai Brésilien).

3- Traction-flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté " a " et longueur " $4a$ " reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par " f_{tj} ", elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour notre étude on a : $f_{tj} = 2.4 \text{ MPa}$.

I.2.1.3 Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module déformation longitudinal", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

I.2.1.3.1 Module d'élasticité instantané " E_{ij} " :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de courte durée, il représente

le module d'élasticité sous chargement accidentel ^[3]

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

D'où : $E_{i28} = 34179,56 \text{ MPa}$.

I.2.1.3.2 Module d'élasticité différé " E_{vj} " :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire ^[3]

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

D'où : $E_{v28} = 11496.76 \text{ MPa}$.

I.2.1.4 Coefficient de poisson :

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

$$\nu = \frac{\Delta L_T}{\Delta L_L}$$

E.L.U : $\nu = 0,0$ (béton fissuré)

E.L.S : $\nu = 0,2$ (béton non fissuré)

I.2.1.5 Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

I.2.1.6 Les contraintes limites de calcul :**I.2.1.6.1 Contraintes limites à l'état ultime (ELU) :**

L'état limite ultime est défini généralement par limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durable ou transitoires..... $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situation accidentelles..... $f_{bu} = 22,17 \text{ MPa}$

- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
- 0,85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

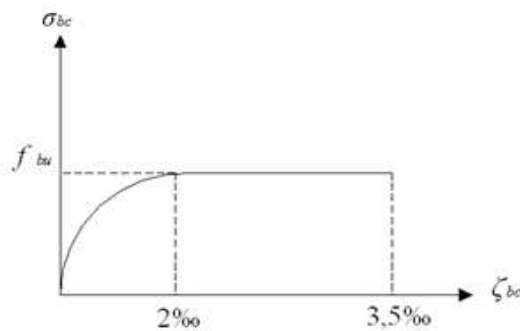


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELU

L'état 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; on distingue :

L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton

L'état limite de service d'ouverture des fissures.

L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

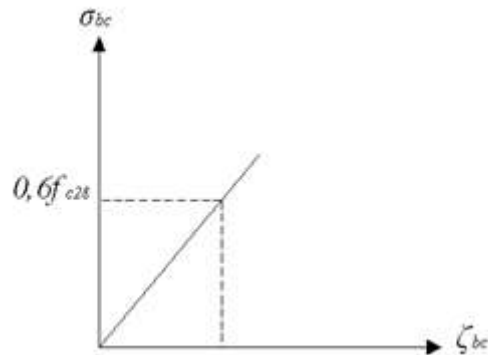


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELS

I.2.2 Acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

I.2.2.1 Les limites élastiques :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e), cette valeur est donnée selon le "BAEL91 mod99"^[2] dans le tableau suivant

Tableau I.2 : Caractéristiques des Aciers

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
<i>Rond Lisse</i>	<i>FeE22</i>	215	22	380 – 390
	<i>FeE24</i>	235	25	410 – 490
<i>Barre à haute adhérence</i>	<i>FeE500</i>	500	12	550
<i>Fils très filés lisse</i>	<i>Ø > 6mm</i>	500	14	580

I.2.2.2 Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module longitudinal sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,4 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

I.2.2.3 Les contraintes limite de calcul :

I.2.2.3.1 Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci-après :

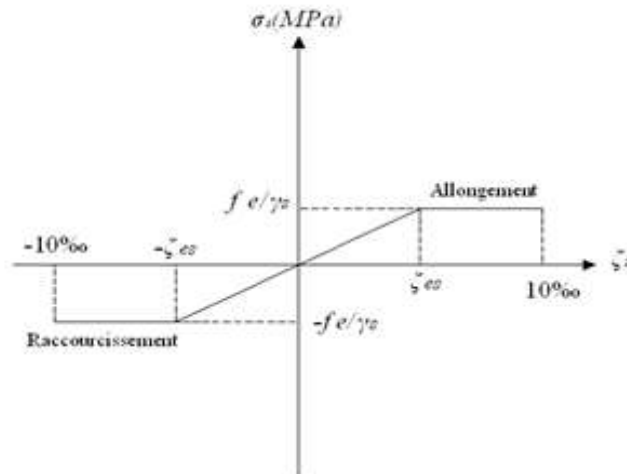


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

Avec :

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situation accidentelles} \end{cases}$$

ζ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\zeta_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

I.2.2.3.2 Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) \quad (\text{MPa})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta \right) \quad (\text{MPa})$

- $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.
- $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

I.2.2.4 Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.3 Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de son faible Résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou Composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base : Les planches, Les poutres, Les poteaux et les voiles.

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant: BAEL91 [2].

II.2 Pré-dimensionnement :

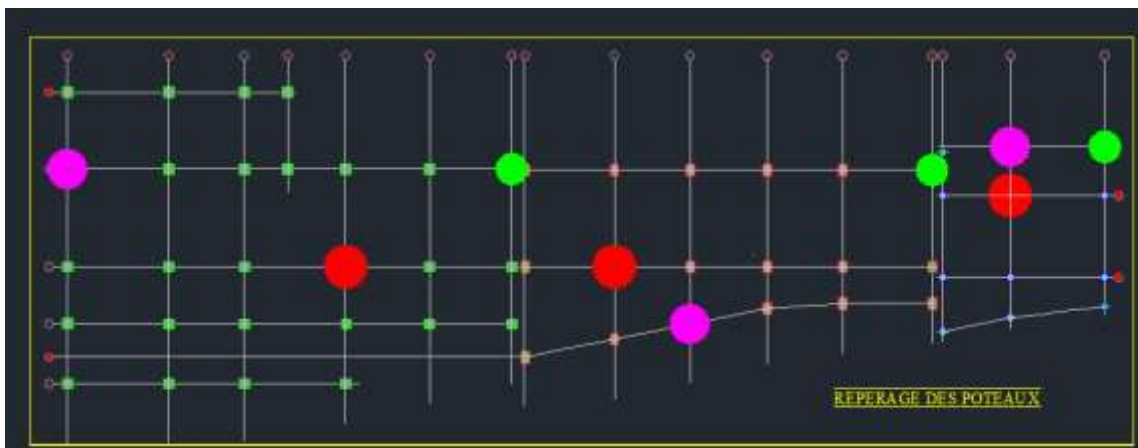





Figure II.1 : Représenter les poteaux les plus sollicités dans les 3 blocs

La couleur			
Position des poteaux	Centre	Angle	Rive

II.2.1 BLOC A :

II.2.1.1 Pré-dimensionnement des plancher :

II.2.1.1.1 Dalle à corps creux :

L : la plus grande portée ; L= 4.4m

e : Hauteur totale de la dalle (épaisseur de la dalle de compression + corps creux)

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \frac{440}{25} \leq e \leq \frac{440}{20} \quad 17.5 \leq e \leq 22$$

Donc : e = 21cm

On adopte : Plancher à corps creux (16+5)

II.2.1.1.2 Dalle pleine (parking) :

- Vérification de poinçonnement ^[7] :

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91: $q_a^u \leq \frac{0.045 \times U \times f_{c28} \times h}{\gamma_b}$ avec : $U = 2 \times [U+V]$

$q_a^u = (1.35G+1.5Q)/4 = 2.59 \text{kn} < \frac{0.045 \times 23.4 \times 30 \times 0.15}{1.5} = 3.16 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$

- Calcul du ferrailage a l'E.L. U :

Tableau II.1 : Ferrailage dalle pleine

Ferrailage	M(kn.m)	μ	α	Z	A_s	A_s^{\min} cm ²	Choix d' A_s^{\min} cm ²
Dalle pleine	10.35	0,033	0,042	132.73	1.79	1.5	3HA10 = 2.36

- Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5] ^[2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \diamond \frac{h_d}{L_x} = 0.15/6.1 = 0.025 > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = 9.16/20 * 12,154 = 0.038 \dots \dots \dots CNV \\ \diamond \rho = \frac{A}{b \times d_x} = 236/1000 * 135 = 0.0018 < \frac{2}{fe} = 2/500 = 0.004 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

C'est l'un des deux conditions n'est pas vérifié Donc on adopte $e_p = 20 \text{ cm}$

II.2.1.1.3 Dalle pleine (balcon) :

Le Calcul de l'épaisseur de la dalle se fait pour une bande de 1m de largeur.

$P = L_x/L_y = 120/450 = 0,27 < 0,4 \Rightarrow$ donc la dalle travaille dans un seul sens.

- Sécurité et matière d'incendie :

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

- Isolation phonique :

Selon les règles du CBA93 ^[3] en vigueur en Algérie, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13 cm pour avoir une bonne isolation.

Alors on prend : $e_p = 15 \text{cm}$

II.2.1.2 Pré-dimensionnement des poutres :**Tableau II.2 :** Choix les dimensions des poutres pp et ps

Solon BAEL91 (pré- dimensionnements)		
$l/15 < h < l/10$	L= 6.1 m (poutre principal)	L= 5.6 (poutre secondaire)
	40.67 < h < 61 (cm) h = 55 (cm)	37.33 < h < 56 (cm) h = 45 (cm)
$0.3h < b < 0.7h$	15 < b < 35 (cm) b = 35 cm	13.5 < b < 31.5 (cm) b = 30 (cm)
	Solon le rpa99/v2003 (vérification)	
h > 30 cm b > 20 cm h/b > 4	h = 55 > 30 (cm) ok b = 35 > 20 (cm) ok 55/35 = 1.57 < 4 ok	h = 45 > 30 (cm) ok b = 30 > 20 (cm) ok 45/30 = 1.5 < 4 ok
La rigidité	h/l = 55/610 = 0.09 > 1/16 ok	h/l = 45/560 = 0.08 > 1/16 ok

II.2.1.3 Evaluation des charges :**II.2.1.3.1 Charges permanentes ^[4] :****A. Plancher terrasse (terrasse inaccessible) :**

✓ Dalle en corps creux :

Tableau II.3 : Poids surfacique du plancher terrasse à corps creux.

	Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Protection mécanique en gravier	5	18	0,9
2	Etanchéité multicouches	6	2	0,12
3	Forme de ponte	10	22	2,20
4	Isolation thermique (liège)	4	6	0,24
5	Dalle à corps creux	21	/	3.2
6	Enduit au plâtre	2	20	0,4
ΣG				7.08

✓ Dalle pleine:

Tableau II.4 : Poids surfacique du plancher dalle pleine.

	Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Gravillon de protection	5	18	0,85
2	Etanchéité multicouches	/	/	0,11
3	Forme de pont	10	22	2,20
4	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
5	Dalle pleine	15	25	3,75
6	Enduit au plâtre	2	10	0,20
ΣG				7.27

B. Plancher courant :

✓ Dalle en corps creux :

Tableau II.5 : Poids surfacique de la dalle en corps creux.

	Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	2	25	0,50
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle pleine	16+5	14	3,20
5	Enduit au plâtre	2	10	0,20
6	Cloisons légères	/	/	1,00
ΣG				5.84

C. Dalle pleine :

✓ Dalle pleine (balcon) :

Tableau II.6 : Poids surfacique de balcon.

	Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,50
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,54
4	Dalle pleine	15	20	3,75
5	Enduit au plâtre	2	10	0,20
6	Cloisons légères	/	/	1,00
ΣG				6.39

- ✓ Dalle pleine (parking) :

Tableau II.7 : Poids surfacique de parking.

	Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Mortier de pose	2	20	0.4
2	Lit de sable	2	18	0.54
3	Dalle	20	25	4.2
4	Enduit au plâtre	2	10	0.2
Σ G				4.89

D. Maçonnerie :

- ✓ Mur extérieur à double cloison :

Tableau II.8 : Poids surfacique du mur extérieur.

	Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit intérieur au plâtre	2	10	0,20
2	Briques creuses	10	9	0,90
3	Lame d'aire	5	/	0
4	Enduit extérieur au ciment	2	18	0,36
5	Briques creuses	15	9	1,35
Σ G				2.81

II.2.1.3.2 Charges d'exploitation^[4] :**Tableau II.9 :** Charge d'exploitation.

Habitation	Q=1,50 kN/m ²
Balcon	Q=3,50 kN/m ²
Terrasse inaccessible + Acrotère +Dalle machine	Q=1,00 kN/m ²
Escalier + Parking	Q=2,50 kN/m ²

II.2.1.4 Pré-dimensionnement des poteaux :

- Condition de B.A.E.L 91^[2] :

Considérons une section rectangulaire de dimensions $a \times b$ avec : $a \leq b$.

- ✓ Pour b :

Dans notre cas on a un poteau encasté dont : $L_f = 0,7 \times L_0$

$$I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{et} \quad B = a \times b \quad \text{et} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{a}{\sqrt{12}} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\frac{a}{\sqrt{12}}}$$

Remarque :

Il est préférable de prendre ; $\lambda = 35$ (Pour faire participer à la résistance du poteau , tous les barres d'acier de la section). Donc : $a \geq \sqrt{12} \times \frac{L_f}{\lambda}$

Pour les étages et RDC : $L_0 = 3,23\text{m} \rightarrow L_f = 0,7 \times 3,23 = 2,261\text{m}$

A.N : $a \geq \sqrt{12} \times \frac{2,261}{35} \rightarrow a \geq 0,224\text{m} \approx 22,4\text{cm}$

On adopte : $a = 30\text{cm}$, et on adopte $b = 30\text{cm}$.

- Selon R.P.A ^[1] :

Min (a, b) ≥ 30 cm en zone III. (Vérifiée)

II.2.1.4.1 Poteau le plus sollicité :

Tableau II.10 : Les poteaux le plus sollicité.

Poteau	$L_1(\text{m})$	$L_2(\text{m})$	Surface (m^2)
Poteau d'angle (B7)	2.43	2.8	6.8
Poteau de rive (B1)	4.9	3.05	14.95
Poteau de centre (C5)	5,5	4.3	23,65

II.2.1.4.2 Descente des charges :

✓ **Poteau central :**

Tableau II.11 : Descente des charges de poteau central

Niveaux	N_G (KN)	N_q (KN)	N_u (KN)	Br (cm^2)	(a=b) (cm)	Le choix (cm)	N_{ser} (KN)	σ_{ser} (KN)	Obs
Terrasse	205.41	1	278.81	5.58	4.36	60x60	206.41	1.52	Ok
5 ^{ème} étage	314.01	2.5	427.66	8.55	4.92	60x60	316.51	2.34	Ok
4 ^{ème} étage	314.01	3.85	429.69	8.59	4.93	60x60	317.86	2.35	Ok
3 ^{ème} étage	314.01	5.05	431.49	8.63	4.94	65x65	319.06	2.36	Ok
2 ^{ème} étage	314.01	6.1	433.06	8.66	4.95	65x65	320.11	2.37	Ok
1 ^{ème} étage	314.01	7	434.41	8.69	4.96	65x65	321.01	2.38	Ok
RDC	314.01	7.75	436.27	8.73	4.96	70x70	321.76	2.38	Ok
1 ^{ème} E-sol	313.55	9.17	437.05	8.74	4.96	70x70	322.72	2.39	Ok
2 ^{ème} E- sol	313.55	10.62	439.22	8.78	4.97	70x70	324.17	2.4	Ok
3 ^{ème} E-sol	314.01	11.33	440.91	8.82	4.98	70x70	325.34	2.4	Ok
4 ^{ème} E-sol	314.01	12.05	441.99	8.84	4.98	70x70	326.06	2.41	Ok
5 ^{ème} E-sol	317.22	12.77	447.40	8.95	4.99	70x70	329.99	2.44	Ok
6 ^{ème} E-sol	314.92	13.5	445.39	8.91	4.99	70x70	328.42	2.44	Ok

✓ **Méthode de travail :**

- Pour le poteau central :
 - Sous terrasse :

$$\text{Poids du plancher : } S \times G_{\text{tes}} = 1423.65 \times 7.08 = 150.7 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la poutre principale : } b \times h \times l \times 25 = 0,35 \times 0,55 \times 6.1 \times 30 = 32.03 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la poutre non principale : } b \times h \times l \times 25 = 0,3 \times 0,45 \times 5.6 \times 30 = 22.68 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } G_t = 150.7 + 32.03 + 22.68 = 205.41 \text{ KN}$$

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

- Sous 1^{er} étages :

$$\text{Poids du plancher : } S \times G_{\text{courant}} = 23.65 \times 5,84 = 184.11 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la poutre principale : } b \times h \times l \times 30 = 0,35 \times 0,55 \times 6.1 \times 30 = 32.025 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la poutre non principale : } b \times h \times l \times 30 = 0,3 \times 0,45 \times 5.6 \times 30 = 22.68 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du poteau : } h_e (0,3)^2 \times 30 = 8.72 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du mur ext : } S \cdot G_{\text{mur}} = 23.65 \times 2.81 = 66.47 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } G_{\text{étage}} = 184.11 + 32.025 + 22.68 + 8.72 + 66.47 = 314.01 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 (205.41) + 1,5 (1) = 278.81 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q = 205.41 + 1 = 206.41 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1,5B} \leq 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{206.41 \cdot 10^3}{1,5(300)^2} = 1.52 \leq 18 \text{ MPa ok}$$

Note : l'application de la loi de dégression aux bâtiments de plusieurs étages (selon DTR), avec : $3+n/2n$: coefficient valable pour $n > 5$.

✓ **Vérification de la section du poteau :**

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \times \left(\frac{A'_s}{B_r}\right) \times \sigma_{s10}}$$

Avec :

$$- f_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 17 \text{ MPa} ; \sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$

$$- \frac{A'_s}{B_r} = 1\% ; \lambda = 35 ; \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,2$$

A.N:

$$B_r \geq 0,02 N_u \quad B_r \geq 0,02 \times 278.81 \geq 5.58 \quad B_r = (a-2)^2$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \quad a = \sqrt{5.58} + 2 = 4.36 \text{ cm} \quad \text{donc : } a \geq 4.36 \text{ cm}$$

- Selon RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm en Zone III} \\ \text{Min}(a, b) \geq h_e/20 \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Application :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(30,30) \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min}(30,30) \geq 306/20 = 15,3 \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Les conditions vérifiées. Donc : Les dimensions du poteau sont : **a = 30cm** et **b = 30cm**, On aura un poteau carré.

II.2.2 BLOC B

II.2.2.1 Pré-dimensionnement des plancher

II.2.2.1.1 Dalle à corps creux :

$$L=4.4\text{m} \quad 17.5 \leq e \leq 21$$

Donc : $e = 21\text{cm}$

On adopte : Plancher à corps creux (16+5)

II.2.2.1.2 Dalle pleine (parking) :

- Vérification de poinçonnement :

$$\text{D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91 [2]: } q_a^u = 2.59 \leq \frac{0.045 \times U \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} = 2.97 \dots \text{CNV}$$

Donc on adopte $e_p = 20 \text{ cm}$

II.2.2.2 Pré-dimensionnement des poutres :**Tableau II.12 :** Choix les démentions des poutres PPet PS.

Selon BAEL91 (pré- dimensionnements)		
$l/15 < h < l/10$	L= 5.6 m (poutre principal) h = 55 (cm)	L = 5.4 poutre secondaire) h =45 (cm)
$0.3h < b < 0.7h$	b = 35 cm	B =30 (cm)
Selon le rpa99/v2003 (vérification)		
h>30 cm b>20 cm h/b> 4	h =55> 30 (cm) ok b= 35>20 (cm) ok 55/35 =1.57<4 ok	h =45>30 (cm) ok b = 30>20 (cm) ok 45/30=1.5<4 ok
La rigidité	$h/l = 55/560 = 0.098 > 1/16$ ok	$h/l = 45/540 = 0.08 > 1/16$ ok

II.2.2.3 Pré-dimensionnement des poteaux :**II.2.2.3.1 Poteau le plus sollicité :****Tableau II.13 :** Les poteaux les plus sollicité.

Poteau	L_1 (m)	L_2 (m)	Surface (m ²)
Poteau d'angle (A1)	2.8	2.65	7.42
Poteau de rive (C5)	4.9	1.6	7.84
Poteau de centre (B2)	4.75	4.85	23.04

II.2.2.3.2 Descente des charges :✓ **Poteau central :****Tableau II.14 :** Descente des charges de poteau central.

Niveaux	N_G (KN)	N_q (KN)	N_u (KN)	Br (cm ²)	(a=b) (cm)	Le choix (cm)	N_{ser} (KN)	σ_{ser} (KN)	Obs
Terrasse	217.33	1	173.39	3.46	3.9	60x60	218.33	1.6	Ok
5 ^{ème} étage	262.22	2.5	357.75	7.16	4.67	60x60	264.72	1.96	Ok
4 ^{ème} étage	262.22	3.85	359.77	7.19	4.68	60x60	266.07	1.97	Ok
3 ^{ème} étage	262.22	5.05	361.57	7.23	4.68	65x65	267.27	1.98	Ok
2 ^{ème} étage	262.22	6.1	363.15	7.26	4.69	65x65	268.32	1.98	Ok
1 ^{ème} étage	262.22	7	363.49	7.27	4.69	65x65	269.97	1.99	Ok
RDC	262.22	7.75	365.62	7.31	4.7	70x70	269.97	1.99	Ok
1 ^{ème} E- sol	261.76	9.17	367.13	7.34	4.7	70x70	270.93	2.00	Ok
2 ^{ème} E- sol	261.76	10.62	369.31	7.39	4.71	70x70	272.38	2.01	Ok
3 ^{ème} E- sol	262.22	11.33	337.99	6.76	4.6	70x70	273.55	2.02	Ok
4 ^{ème} E- sol	262.22	12.05	372.07	7.44	4.72	70x70	274.27	2.03	Ok
5 ^{ème} E- sol	265.43	12.77	377.49	7.55	4.75	70x70	278.2	2.06	Ok
6 ^{ème} E- sol	263.14	13.5	375.49	7.51	4.75	70x70	276.64	2.06	Ok

II.2.3 BLOC C :**II.2.3.1 Pré-dimensionnement des dalles :****II.2.3.1.1 Dalle à corps creux :**

$$L = 3.95\text{m} \quad 15.8 \leq e \leq 20$$

Donc : $e = 21\text{cm}$

On adopte Plancher à corps creux (16+5)

II.2.3.2 Pré-dimensionnement des poutres :**Tableau II.15 :** Choix les démentions des poutres PP et PS.

Solon BAEL91 (pré- dimensionnements)		
$l/15 < h < l/10$	$L = 5.75 \text{ m}$ $h = 55 \text{ (cm)}$	$L = 4.9$ $h = 45 \text{ (cm)}$
$0.3h < b < 0.7h$	$b = 35 \text{ cm}$	$B = 30 \text{ (cm)}$
Solon le rpa99/v2003 (vérification)		
$h > 30 \text{ cm}$ $b > 20 \text{ cm}$ $h/b > 4$	$h = 50 > 30 \text{ (cm) ok}$ $b = 33 > 20 \text{ (cm) ok}$ $55/35 = 1.57 < 4 \text{ ok}$	$h = 45 > 30 \text{ (cm) ok}$ $b = 30 > 20 \text{ (cm) ok}$ $45/30 = 1.5 < 4 \text{ ok}$
La rigidité	$h/l = 55/575 = 0.09 > 1/16 \text{ ok}$	$h/l = 45/490 = 0.092 > 1/16 \text{ ok}$

II.2.3.3 Pré-dimensionnement des poteaux :**II.2.3.3.1 Poteau le plus sollicité :****Tableau II.16 :** Les poteaux les plus sollicité.

Poteau	$L_1(\text{m})$	$L_2(\text{m})$	Surface (m^2)
Poteau d'angle (C1)	2.45	2.88	7.04
Poteau de rive (B1)	4.85	2.45	11.88
Poteau de centre (B2)	4.85	3.55	17.22

II.2.3.3.2 Descente des charges :✓ **Poteau central :****Tableau II.17 :** Descente des charges de poteau central.

Niveau	NG (KN)	Nq (KN)	Nu (KN)	Br (cm^2)	(a=b) (cm)	Le choix (cm)	Nser (KN)	σ_{ser} (KN)	Obs
1 ^{er} ES	219.73	1	298.13	5.96	4.44	50x50	220.73	1.63	Ok
2 ^{ème} ES	255.48	1.5	347.15	6.94	4.63	50x50	256.98	1.90	Ok
3 ^{ème} ES	255.48	1.5	347.15	6.94	4.63	50x50	256.98	1.90	Ok
4 ^{ème} ES	258.69	1.5	351.48	7.03	4.65	50x50	260.19	1.93	ok
5 ^{ème} ES	256.4	2.5	349.89	6.99	4.65	50x50	258.9	1.93	ok

II.2.4 Pré- dimensionnement des voiles :

- Les voiles de contreventement :

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions du [RPA99/A.7.7.1] ^[1]

* Première condition : $L \geq 4 a$

Avec : L : Largeur du voile correspondant à la portée maximale

* Deuxième condition : $a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$

Avec : a_{\min} : Epaisseur minimal du voile

*Troisième condition : Condition de rigidité aux extrémités :

Dans notre structure on a 3 types de voiles :

Pour le 1er type : voile de la cage d'ascenseur

$$a \geq h_e/25$$

Pour le 2ème type : voile des étages

$$a \geq h_e/20$$

Avec : h_e : Hauteur libre d'étage. $h_e = h - h_d$

Avec : h : Hauteur d'étage h_d : Hauteur de la dalle.

Pour notre structure :

$$h_{\max} = 323 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h_d = 21 \text{ cm}$$

Donc : $h_e = 302 \text{ cm}$

Pour le 3ème type : Voiles d'entresol :

L'épaisseur du voile doit respecter les deux conditions de l'RPA99 v. 2003^[1].

$$a_{\min} = 15 \text{ cm} \quad [\text{RPA99/10.1.2}]^{[1]}$$

$$a \geq h_e/25 \quad [\text{RPA99/7.7.1}]^{[1]}$$

Pour notre structure :

$$h_{\max} = 306 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h_d = 21 \text{ cm}$$

Donc : $h_e = 285 \text{ cm}$

Les résultats de calcul de tous les types de voiles sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Tableau II.18: Choix de l'épaisseur des voiles.

Type de voile	L (cm)	L/4(cm)	he (cm)	he/25(cm)	he/20(cm)	Epaisseur Adoptée (cm)
Type1	150	37.5	302	12.08	15.1	15
Type2	150	37.5	302	12.08	15.1	20
Type3	150	37.5	285	11.4	15.1	15

II.3 Conclusion :

Le pré-dimensionnement que nous avons effectué sur l'élément structural a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles du "RPA 99 version2003"^[1], "BAEL91 mod99"^[2] et "CBA93"^[3]

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...).

III.2 Acrotère :

III.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, elle forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastree à la base, soumise à son poids propre et une charge horizontale due à la main courante.

III.2.2 Evaluation des charges :

✓ Surface de l'acrotère :

$$S = \{(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2}\} = 0,069 \text{ m}^2$$

✓ Poids propre de l'acrotère :

$$G_p = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

✓ Revêtement en ciment :

$$G_r = 18 \times 0,02 \times (60+10) \times 0,02 = 0,504 \text{ kN/ml}$$

- Charge permanentes : $G = 2,229 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation: $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$
- Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3)}^{[1]}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone (RPA99-Tableau 4.1)^[1]

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (RPA99-Tableau 6.1)^[1]

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone III^[5].

$$(A=0,4 ; C_p=0,8 ; W_p=1,725 \text{ kN/ml}) \quad \text{Donc : } F_p = 4 \times 0,4 \times 0,8 \times 1,725 = 2,208 \text{ kN}$$

III.2.3 Calcul des efforts :

Tableau III.1 : Calcul des efforts de l'acrotère.

		ELU		ELS
Effort normal	N _u	1,35G = 3,01 kN	N _{ser}	G = 2,229 kN
Effort tranchant	T _u	1,5Q = 1,50 kN	T _{ser}	Q = 1,00 kN
Moment fléchissant	M _u	1,5Q × h = 0,90 kNm	M _{ser}	Q × h = 0,60 kNm

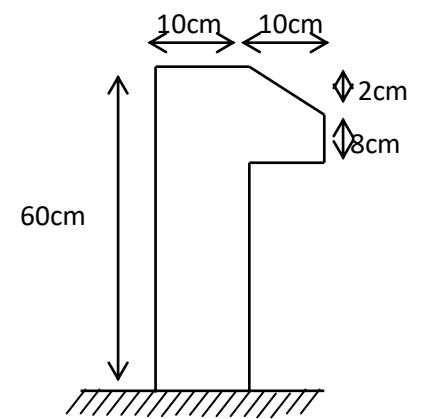


Figure III.1 : Schéma représentatif de l'acrotère

Les données : $h = 10\text{cm}$; $d = 0,9h = 9\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{bc} = 17\text{MPa}$;
 $F_e = 500\text{MPa}$; $\sigma_{s10} = 435\text{MPa}$, $F_{t28} = 2,4\text{ MPa}$.

III.2.4 Ferrailage de l'acrotère :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,9 \times 10^6}{1000 \times (90)^2 \times 17} = 0,0065$$

$$\mu < \mu_R = 0,391 \quad (\text{Armatures tendue seulement}).$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2\mu)}\right) = 0,008$$

$$Z = d \times (1 - 4\alpha) = 87,12\text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z \times \sigma_{s10}} = \frac{0,9 \times 10^6}{87,12 \times 435} = 23,74\text{ mm}^2$$

III.2.5 Vérification de la section d'acier selon B.A.E. L91^[2] :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \left\{ \frac{100 \times 10}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,4}{500} \right\}$$

$$A_s^{\min} \geq 1\text{cm}^2$$

Donc on opte finalement le choix : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

III.2.6 Armatures de répartition^[2] :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503\text{cm}^2$$

On choisit : $A_r = 4\text{HA}6 = 1,13\text{ cm}^2$

III.2.7 Vérification de l'effort tranchant^[6] :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 2,208 + 1 = 3,208 \quad \text{et} \quad T_u = V_u / (b \times d) = 0,0032 / (1 \times 0,09) = 0,036\text{MPa}$$

$$T'_u = \text{Min} ((0,15 F_{c28} / 1,5) ; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

Donc : $T_u = 0,036\text{ MPa} < T'_u = 3\text{MPa}$ conditions vérifiées

✓ Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi = \Sigma \mu_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = \Sigma \mu_i = 10,048\text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 3,208 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,09 \times 0,10048) = 0,394\text{ Mpa}$$

$$0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,52 \times 2,4 = 2,18\text{Mpa}$$

Avec : Ψ_s est le coefficient de scellement.

$0,394\text{Mpa} < 2,18\text{Mpa}$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III.2.8 Vérification à l'ELS [2]:

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

- ✓ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$b/2(y^2) + n.A_s'(y-d') - n.A_s(d-y) = 0$$

$$50y^2 + (15)(1,13)(y-1) - (15)(2,01)(9-y) = 0$$

$$y^2 + 0,942y - 5,766 = 0$$

$$\delta = b^2 - 4ac = 23,95 \quad ; \quad \sqrt{\delta} = 4,89$$

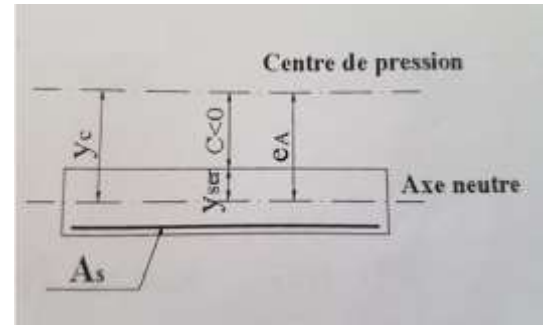


Figure III.2 : La position de l'axe neutre.

On aura deux solutions : $y_1 = 1,974\text{cm}$; $y_2 = (-2,916\text{cm})$

- ✓ Moment d'inertie :

$$I = (by^3/3) + n.A_s'(y-d')^2 + n.A_s(d-y)^2$$

$$= (100)(1,974)^3/3 + (15)(1,13)(1,974-1)^2 + (15)(2,01)(9-1,974)^2$$

$$I = 1760,82\text{cm}^4 = 1,76 \cdot 10^7\text{mm}^4$$

- ✓ Vérification :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{I} \times y = \frac{1,725 \times 10^6}{1,74 \times 10^7} \times 19,74 = 1,96\text{MPa}$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{0,6 \times 10^6}{1,74 \times 10^7} \times (90 - 19,74) = 36,34\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max(240\text{MPa}; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 333,33\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Et $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ conditions vérifiées.

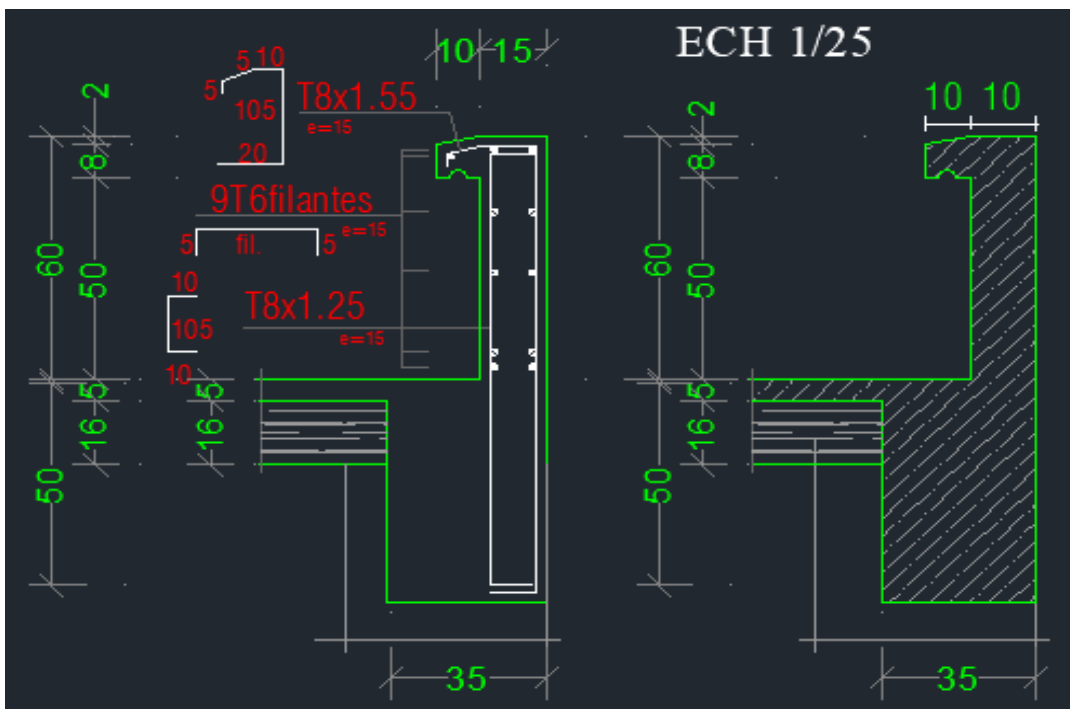


Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 Les balcons

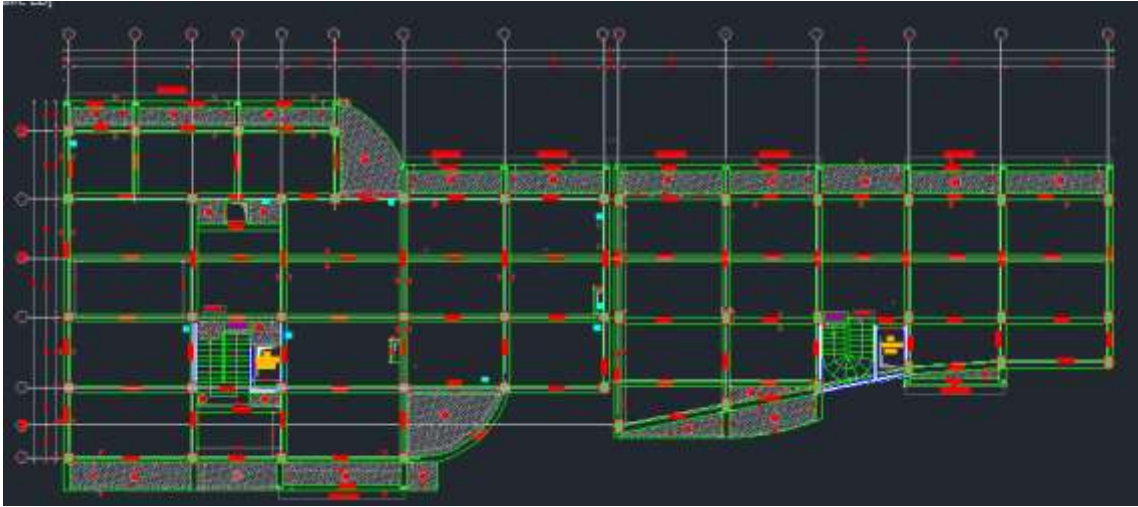


Figure III.4 : Schéma représente les balcons

III.3.1 Introduction :

La structure étudiée comporte plusieurs types de balcons, et se calcule comme une console en dalle pleine encadrée à une extrémité et libre à l'autre (On a choisi le cas le plus défavorable).

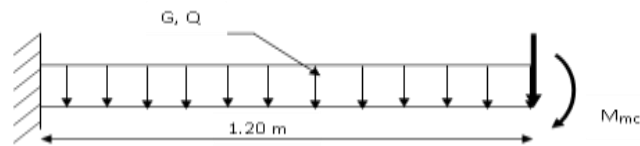


Figure III.5 : Schéma statique de balcon

III.3.2 La charge permanente (G) de balcon [4]:

$$G = 6.39 \text{ KN/ml.}$$

-Calcul de charge due au poids du mur : $P' = G_m \times h$

$$\text{Enduit extérieure.....} 2 \times 0.18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Brique creuse (e = 10cm).....} = 0.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Enduit intérieure} 2 \times 0.18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Bac fleur} = 1.15 \text{ KN/m}^2$$

$$G_m = 2.78 \text{ KN/m}^2$$

-La hauteur du mur : $h = 1.2 \text{ m}$ donc : $P' = 2.78 \times 1.2 = 3.34 \text{ KN/ml}$

III.3.3 Evolution des charges :

- ELU :

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) l = 13.88 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = (P_u \times L^2) / 2 + 1.35p' \times L = (13.88 \times (1.2)^2) / 2 + 1.35 \times 3.34 \times 1.2 = 15.40 \text{ KN.m}$$

- ELS:

$$P_s = G + Q = 9.89 \text{ KN.m}$$

$$M_s = (P_s \times L^2) / 2 + P' \cdot L = (9.89 \times (1.2)^2) / 2 + 2.78 \times 1.2 = 10.46 \text{ KN.m}$$

III.3.4 Calcul du ferrailage a l'E.L.U :

Avec : $b=1m$; $d= 13.5$ cm

Tableau III.2 : Ferrailage de balcon à ELU

	Mu kn.m	μ	α	Z(m)	A_s	A_s^{min} cm^2	Choix de A_s^{min} cm^2	$A_r(cm^2)$	Choix de Ar cm^2
Balcon	15.4	0.049	0.06	131.8	2.68	1.05	4HA10=3.14	1.34	4HA8=2.02

III.3.5 Vérification a l'E.L.S :

Tableau III.3 : Vérification de balcon à ELS

	$\sqrt{\delta}$		I	σ_{bc}	σ_s	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
	y1	y2	/	/	/	/	/	/
Balcon	6,98	-3.89	14.245.10 ⁷	5.12	71.81	15	617.87	vérifier

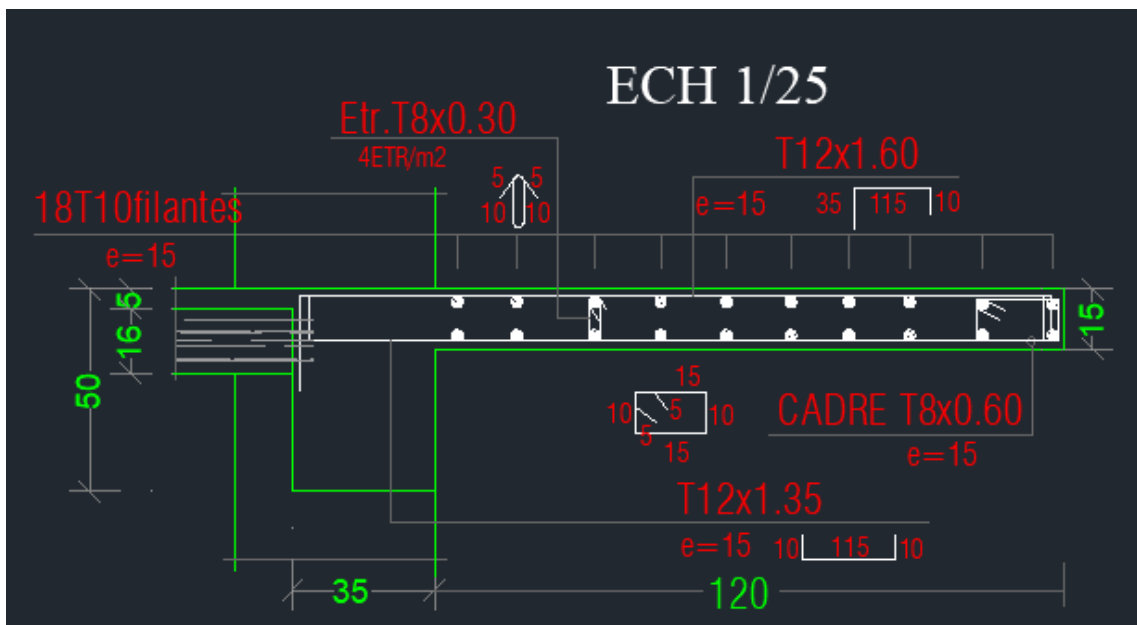


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de balcon.

III.4 Les escaliers :

III.4.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

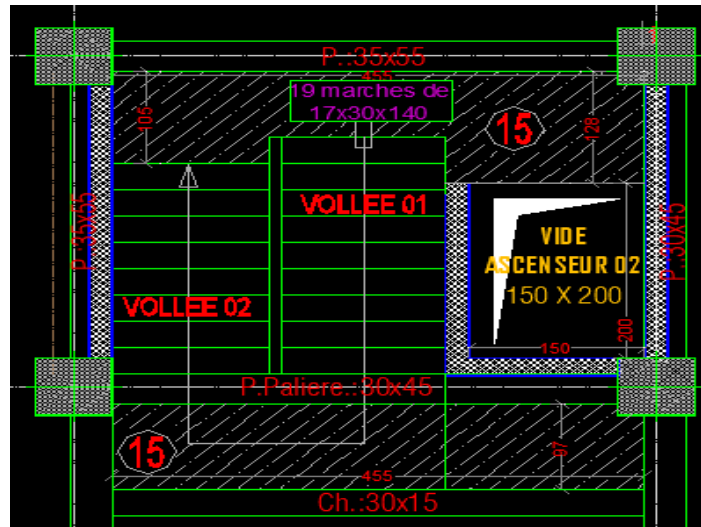


Figure III.7 : Cage d'escalier

III.4.2 Escalier des étages :

Hauteur des étages est 3,23 m.

- Volée n°01 :

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir :

$$2 \times h + g = 64 \text{ cm} \quad (1)$$

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

$$(n-1) \times g = L \quad (3)$$

Avec :

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

$$2 \left(\frac{H}{n} \right) + \frac{L}{n-1} = 64 \text{ cm}$$

$$\frac{(n-1)(2H) + nL}{n^2 - n} = 64$$

$$\frac{2Hn - 2H + nL}{n^2 - n} = 64$$

$$2Hn - 2H + nL = 64(n^2 - n)$$

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

Avec : $H = 153 \text{ cm}$; $L = 240 \text{ cm}$

D'où l'équation :

$$64. n^2 - 610.n + 280 = 0$$

$$\begin{cases} n_1=9,04. \\ n_2=0,48. \end{cases}$$

On prend $n=9$ contre marches et $n-1=8$ marches

Alors :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} \longrightarrow g = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} \longrightarrow h = 17\text{cm}$$

Pour la détermination de la hauteur de la contre marche et la longueur de la marche ; on utilise la formule de « BLONDEL » :

$$\text{On a : } 59 \leq 2h + g \leq 66 \longrightarrow 59 \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \longrightarrow 59 < 64 < 66 \dots (\text{Vérifiée}).$$

- Largeur de la ligne de volée :

$$L = g \times (n - 1) = 30 \times (9 - 1) = 240 \text{ cm}$$

- Détermination de l'épaisseur de la paillese :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ.$$

On prend : $\alpha = 33^\circ$.

$$\text{La longueur de volée est : } L' = \frac{1,53}{\sin \alpha} \longrightarrow L' = 2,80 \text{ m.}$$

La détermination de l'épaisseur de la paillese se détermine par les conditions de résistance

$$L = 2,40 + 1,4 + 0,7 = 4,5\text{m} \quad \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow 15\text{cm} < e < 22,5 \text{ cm.}$$

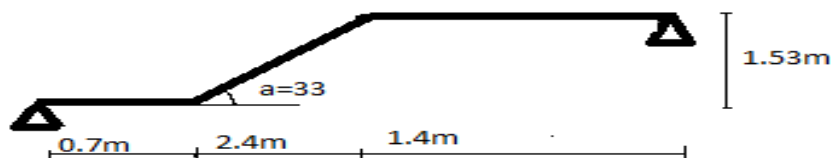


Figure III.8 : schéma statique de l'escalier

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

N.B :

- ♦ Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.
- ♦ On a deux volées identiques, donc la 2^{ème} volée soit égale à la 1^{ère}.

III.4.3 Charge permanente:

- volée :

Tableau III.4 : la charge permanente de volée

Matériaux	Epaisseur e[m]	Poids volumique ρ [KN/m ³]	G [KN/m ²]
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.69
chappe	0.02	20	0.4
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Poids propre de la marche	/	22	1.87
Volée	$0.25/\cos \alpha^\circ$	0.15	4.53
$\sum G$			7.85

- Palier :

Tableau III.5 : la charge permanente de palier

Matériaux	Epaisseur e[m]	Poids volumique ρ [KN/m ³]	G [KN/m ²]
Revêtement en carrelage	0.15	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Palier	0.15	25	4.53
Enduit de plâtre	0.02	14	0.28
$\sum G$			5.98

- **Combinaisons d'actions :**

Tableau III.6 : Combinaison des actions sur l'escalier

	G KN/m ²	Q KN/m ²	1,35G+1,5Q KN/m ²	G+Q KN/m ²	q_{eu} KN/ml	q_{es} KN/ml
Palier	5.98	2.5	11.82	8.48	14.35	10.35
Volée	7.85	2.5	14.35	10.35		

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i l_i}{\sum l_i} \quad q_{eq} = \frac{14.35 \times 2.4 + 11.82 \times 0.7 + 11.81 \times 1.4}{2.4 + 1.4 + 0.7} = 13.17 \text{ KN/m}^2$$

III.4.4 Sollicitations de calcul :

- Le moment isostatique : $M_0 = q_{eq} \times L^2 / 8$
 $\Rightarrow M_0 = 13.17 \times (4,5)^2 / 8 = 33.34 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$
 $\Rightarrow M_t = 0.85 \times 33.34 = 28.34 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0$
 $\Rightarrow M_a = 0.3 \times 33.34 = 10.01 \text{ KN.m}$

III.4.5 Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fait essentiellement à la flexion simple pour une bonde de 1m avec : $b=100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $\sigma_s = 435\text{Mpa}$, $Ft28 = 2.4 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30\text{Mpa}$; $f_{bc} = 17\text{Mpa}$; $F_e = 500 \text{ Mpa}$.

Donc les résultats de calcul du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

A. Calcul du ferrailage :

Tableau III.7 : Résultats du calcul du ferrailage des escaliers courants

	M_u KN.m	d Cm	μ	A	Z(mm)	$A_{s_{calcul}}$ cm ²	$A_{s_{minimale}}$ cm ²	$A_{s_{adopté}}$ cm ²	S_t cm
Travée	28.34	13.5	0.091	0,119	128.57	5.06	1,49	4T14=6.16	20
Appuis	10.01	13.5	0.032	0.04	132.84	1.73	1,49	3T10=2,36	20

La section d'armatures longitudinales à adopter est (4T14) sur travée et (3T10) sur appuis.

B. Espacement :

Armatures principales

- En travée : $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

On prend : $esp = 20\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$vérifie.

- Sur appuis : $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

On prend : $esp = 20\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$vérifie.

C. Armatures de répartitions :

- En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \implies 1.54\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3.08\text{cm}^2$.

Le choix est de 4T8 = 2,01cm².avec $S_t=20\text{cm}$.

- Sur appuis : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \implies 0.59\text{cm}^2 \leq A_r \leq 1.18\text{cm}^2$.

Le choix est de 4T6 = 1.13cm².avec $S_t=20\text{cm}$.

D. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s, \min} \Rightarrow A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s, \min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.4 / 500 = 1.49 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_s = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{s, \min} = 1.49 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Sur appuis : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{s, \min} = 1.49 \text{ cm}^2$ vérifiée

E. Vérification de la flèche [7] :

Suivant BAEL91 [2] :

- $A_s / b \times d < 4.2 / Fe \Rightarrow 0.005 < 0.0084$CV
- $h / L \geq M_t / 10 \times M_0 \Rightarrow 0.033 \geq 0.085$CNV
- $h / L \geq 1/16 \Rightarrow 0.033 \geq 0.0625$ CNV.

Une de ces conditions n'est pas vérifiée donc on va calculer la flèche :

$$f_i = \frac{5 \times P_s \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$f_i = 0.65 < \frac{L}{500} = 0.9 \text{CV.}$$

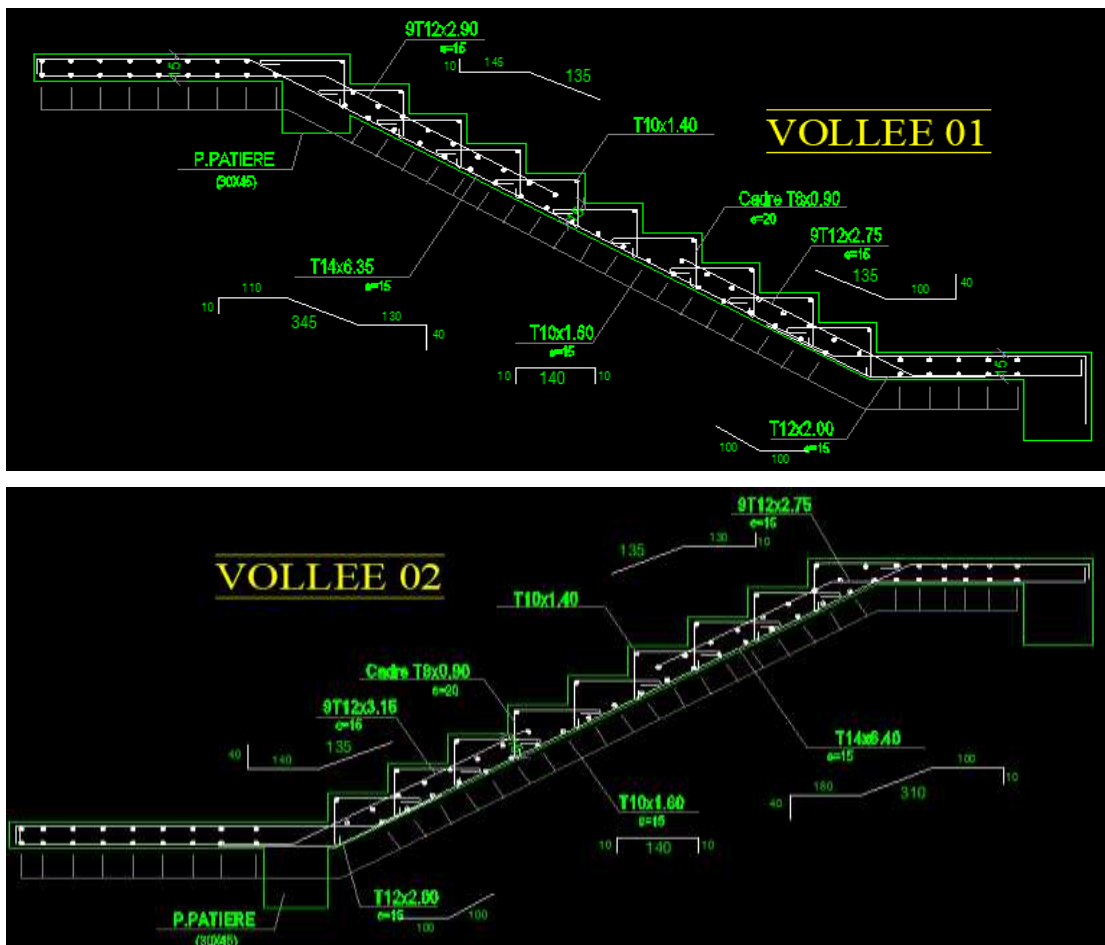


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4.6 Etude de la poutre palière :**III.4.6.1 Pré dimensionnement :**

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est : avec $L= 4.32$ m

- $L/15 < h < L/10 \longrightarrow h=45\text{cm}$
- $0.4h < b < 0.8h \longrightarrow b=30\text{cm}$

III.4.6.2 Vérification selon RPA2003 :

$B=30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \text{cv}$

$h=45\text{cm} > 30\text{cm} \dots \text{cv}$

$h/b = 1.5 < 4 \dots \text{cv}$

III.4.6.3 Les charges supportées par la poutre ^[8] :

- ✓ Le poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.38 \text{kn/ml}$
- ✓ La réaction du palier :
 - $R_u = Q_u \times l/2 = 25.53 \text{kn/ml}$
 - $R_s = Q_s \times l/2 = 18.32 \text{kn/ml}$
- ✓ A ELU :
 - $P_u = 1.35G + R_u = 30.09 \text{kn/ml}$
- ✓ A ELS :
 - $P_s = G + R_s = 21.7 \text{kn/ml}$

III.4.6.4 Calcul des sollicitations :

Moment en travée : $M_t = 0.85 \times P_u (L^2)/8 = 59.66 \text{kn.m}$

Moment en appuis : $M_a = 0.4 \times P_u (L^2)/8 = 28.08 \text{kn.m}$

III.4.6.5 Calcul de ferrailage :

Tableau III.8 : ferrailage de la poutre palière

Ferrailage	M_u kn.m	μ	α	Z (m)	A_s	$A_s^{\min} \text{cm}^2$	Choix	$A_s \text{cm}^2$
Travée	59.66	0.091	0.117	345.15	4.23	1.19	3HA16	6.03
Appuis	28.08	0.05	0.066	355.22	2.01	1.19	3T14	4.62

III.4.6.5.1 Vérification a ELS :

$M_{ts} = 0.85 P_s (l^2)/8 = 16.81 \text{kn.m}$

$M_{as} = 0.4 P_s (l^2)/8 = 7.91 \text{kn.m}$

III.4.6.5.2 Vérification des contrainte de béton :

En travée et en appuis on a vérifié la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}}$$

Tableau III.9 : Vérification de la contrainte de service limite pour le béton

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	γ	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	OBS
Travée	58.65	16.81	3.49	1.545	Cv
Appuis	27.6	7.91	3.49	1.545	Cv

III.4.6.5.3 Vérification de l'effort tranchant :

$T_{max} = Pu \cdot l/2 = 25.53 \text{kn}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{25.53 \times 0.001}{(0.3 \times 40.5)} = 0.236 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0.2F_{c28}/1.5; 5 \text{mpa}] = 5 \text{MPa} \quad \tau_u = 0.236 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{MPa}$$

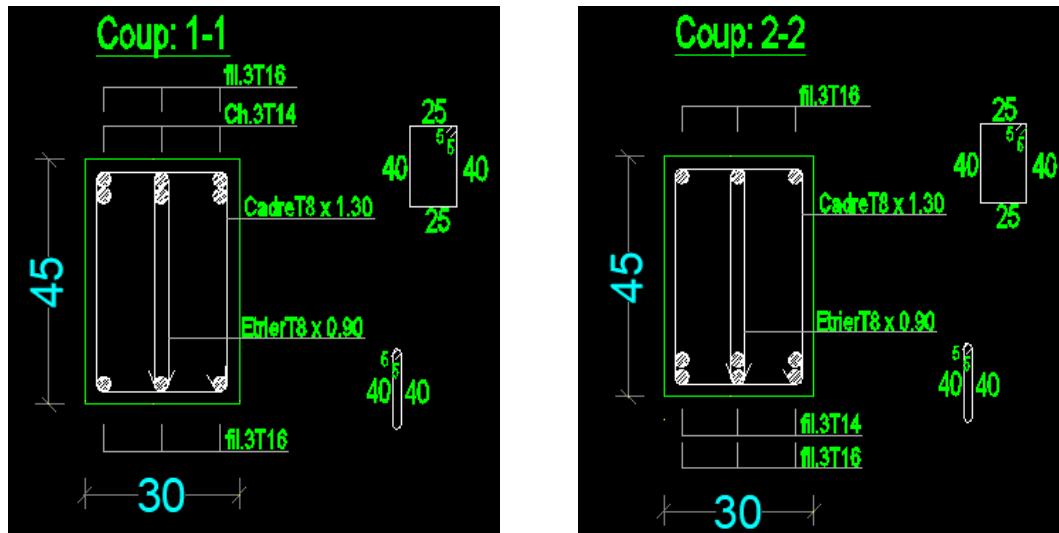
III.4.6.5.4 Calcul espacement des armatures transversales :

$St < \max(0.9d ; 4\text{cm}) = 32.4\text{cm}$

III.4.6.5.5 Vérification selon RPA2003 ^[1] :

- Zone nodal:
 $\min(h/4; 12\phi) \dots\dots St = 13.68\text{cm}$ donc on prendre $St = 15\text{cm}$
 Avec : $\phi = \min(h/35; b/10) = 1.14$
- En d'hors de la zone nodale :
 $St = h/2 = 20$ donc on prendre $St = 20 \text{ cm}$





Coupe 1-1

coupe 2-2

Figure III.10 : Schéma de ferrailage de poutre palière

III.5 Plancher à corps creux :

III.5.1 Poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposés parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux.

Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

$$h_i = 21 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 5 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

On prend la largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

- Selon B.A.E.L :

$$\left\{ b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right\}$$

Suivant les normes algériennes (BTR.B.C22), la distance L_n est prise généralement égale à 60cm.

Donc pour :

$$L_n = 60 \text{ cm et } L = 305 \text{ cm}$$

$$\left\{ b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} = 24 ; b_1 \leq \frac{L}{10} = 30,5 \text{ cm} ; 30 \leq b_1 \leq 40 \right\}$$

$$b_1 = \min (24 \text{ cm} ; 30,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \text{ Donc : } b_1 = 24 \text{ cm.}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm.}$$

Les poutrelles étudiées dans notre structure (tous les blocs) auront les dimensions suivantes :

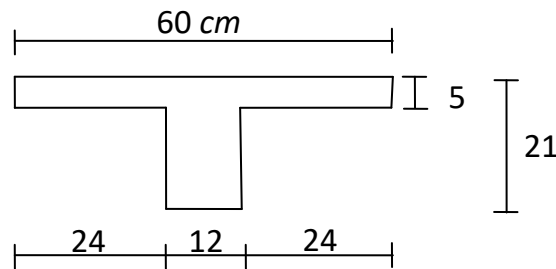


Figure III.11 : Schéma statique de poutrelle

III.5.2 Calcul des poutrelles

1^{er} étape : Avant le coulage de la table de compression.

Pour $b = 1\text{ m}$:

$$G = (0,05 \times 0,12) \times 25 + (0,95 \times 0,65) = 0,72 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 0,72) + (1,5 \times 0,65) = 1,872 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = (q \times L^2) / 8 = (1,97 \times (1)^2) / 8 = 0,234 \text{ KN.m}$$

$h = 50 \text{ mm}$; $d = 45 \text{ mm}$

- **Calcul du ferrailage a l'E.L.U :**

Tableau III.10 : Ferrailage de poutrelle a ELU

Ferrailage	μ	α	Z	$A_s \text{ cm}^2$	Choix de $A_s \text{ cm}^2$
Poutrelle	0,0008	0,001	44.98	0.12	négligeable

2^{ème} étape : après le coulage de la table de compression.

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'un des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

✓ **Méthodes forfaitaire :**

➤ Domaine d'application :

$$H_1 : Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$$

H_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

H_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H_4 : Fissuration non préjudiciable.

➤ Exposé de la méthode :

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$\bullet M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1+0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire.} \\ (1,2+0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive.} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximale en travée dans la travée considérée.

➤ Moment sur appuis :

- ❖ $M=0,2M_0$appuis de rive.
- ❖ $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées.
- ❖ $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- ❖ $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

✓ **Méthode de CAQUOT :**

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

-Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ Exposé de la méthode :

◆ Moment sur appuis :

$$* M_a = 0,5M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rive.}$$

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

$$* M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaire.}$$

◆ Moment en travée :

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

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w, M_e) : Les valeurs des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives l'_w à gauche et l'_e à droite, avec :

$l' = l$pour une travée de rive.

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

Où : l représente la portée de la travée libre.

• Effort tranchant :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

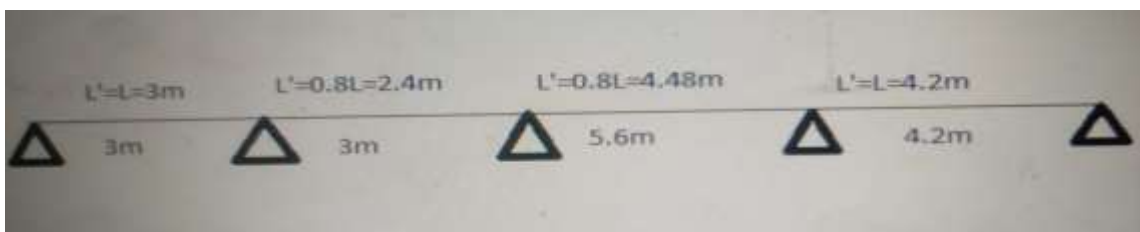


Figure III.12 : Les dimensions des travées de BLOC (A)

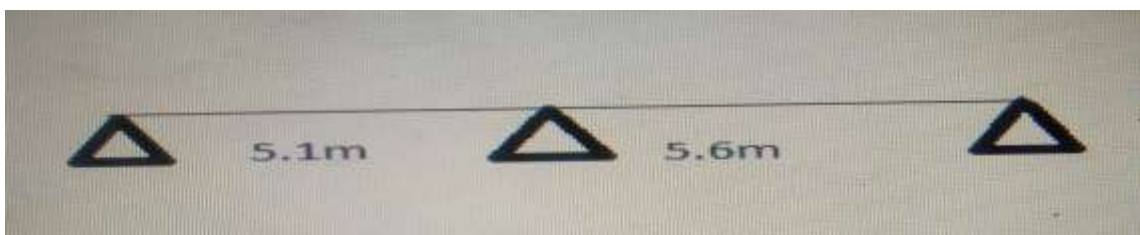


Figure III.13 : Les dimensions des travées BLOC (B)

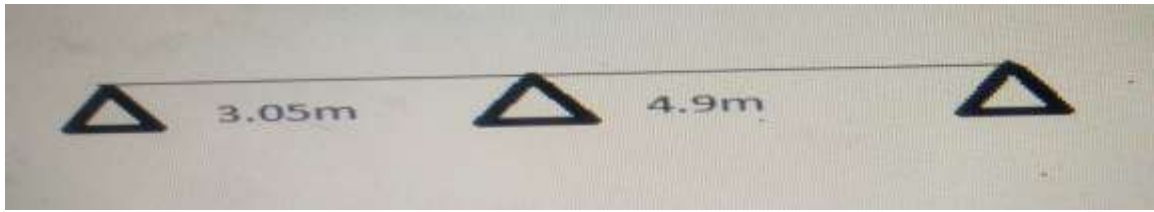


Figure III.14 : Les dimensions des travées BLOC (C)

- Les donnée :

Tableau III.11 : Les résultats des moments en travées et appuis.

Bloc	Plancher	G Kn/m	Q Kn/m	Mb(-) kn.m			Mc(-) kn.m			Md(-) kn.m			Ma max (KN.m)	Mt max (KN.m)
				1	2	3	1	2	3	1	2	3		
A	Terrasse	4.25	0.6	5.6	5.6	5.4	11.8	10.4	10.4	14.8	13.7	13.7	8.61	14.77
	habitation	3.5	0.9	5.4	5	4.6	10.8	10.4	8.7	13.5	11.9	11.9	8.13	13.52
	Service	3.83	1.5	7.2	5.9	5.8	13.2	12.6	9.7	16.5	14.2	7.7	12.99	16.99
B	Terrasse	4.25	0.6	15.62			0	0	0	/	/	/	19.52	14.26
	habitation	3.5	0.9	14.29			0	0	0	/	/	/	18.11	14.29
	Service	3.83	1.5	17.45			0	0	0	/	/	/	22.8	17.45
C	Terrasse	4.25	0.6	14.3	12.8	13.9	/	/	/	/	/	/	13.53	14.33
	habitation	3.5	0.9	13.4	10.8	12.5	/	/	/	/	/	/	12.51	13.14
	Service	3.83	1.5	16	12.1	15.1	/	/	/	/	/	/	15.34	16.01

III.5.3 Calcul de ferrailage

A. Ferrailage BLOC A : (On a utilisé la méthode de Caquot).

Tableau III.12 : Ferrailage de poutrelle a ELU BLOC A

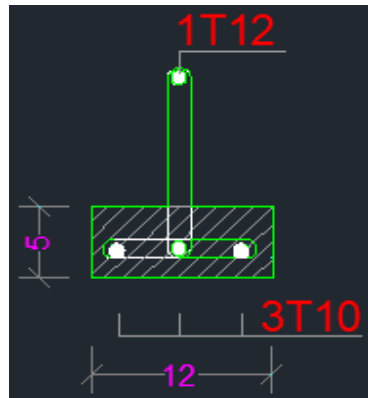
	Position	Mmax (kn.m)	μ	a	Z(m)	As _{cal} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	Choix
Terrasse	Appuis	8,61	0,024	0,030	186,73	1,05	1,25	As=2T12 (As=2.26cm ²)
	Travée	14,77	0,040	0,051	185,14	1,83	1,25	As=3T10 (As=2.36cm ²)
Etage Courant	Appuis	8,13	0,022	0,028	186,88	1,00	1,25	2T12 (As=2.26cm ²)
	Travée	13,52	0,01	0,013	188,02	1,65	1,25	3T10 (As=2.36cm ²)
Etage Service	Appuis	12,99	0,036	0,046	185,52	1,61	1,25	As=2T12 (As=2.26cm ²)
	Travée	16,49	0,045	0,012	188,09	2,01	1,25	As=3T10 (As=2.36cm ²)

B. Ferrailage BLOC B : (On a utilisé la méthode forfaitaire).**Tableau III.13 :** Ferrailage de poutrelle a ELU BLOC B

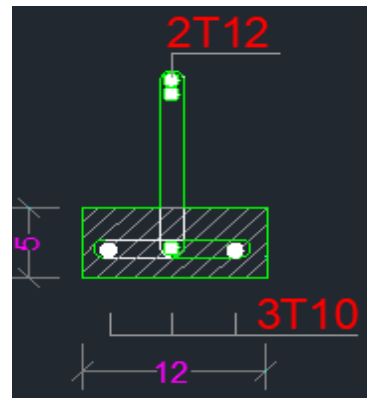
	Position	Mmax (kn.m)	μ	a	Z(m)	As _{cal} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	Choix
Terrasse	Appuis	19,52	0,054	0.069	183.78	2.44	1.25	As=2T14 (As=3.08cm ²)
	Travée	14,26	0.039	0.05	185.22	1.77	1.25	As=3T10 (As=2.36cm ²)
Etage Courant	Appuis	18,11	0.05	0.064	184.16	2.26	1.25	2T14 (As=3.08cm ²)
	Travée	14,29	0.039	0.05	185.22	1.77	1.25	3T10 (As=2.36cm ²)
Etage Service	Appuis	22 ,8	0.063	0.081	182.88	2.87	1.25	As=2T14 (As=3.08cm ²)
	Travée	17,45	0.048	0.062	184.31	2.18	1.25	As=3T10 (As=2.36cm ²)

C. Ferrailage BLOC C : (On a utilisé la méthode de Caquot).**Tableau III.14 :** Ferrailage de poutrelle a ELU BLOC C

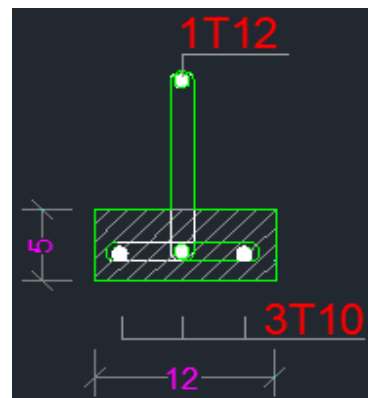
	Position	Mmax (kn.m)	μ	a	Z(m)	As _{cal} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	Choix
Terrasse	Appuis	13,53	0,037	0.047	185.45	1.68	1.26	As=2T12 (As=2.26cm ²)
	Travée	14,33	0.039	0.05	185.22	1.78	1.26	As=3T10 (As=2.36cm ²)
Etage Courant	Appuis	12,51	0.034	0.043	185,75	1.55	1.26	As=2T12 (As=2.26cm ²)
	Travée	13.14	0.036	0.077	183.18	1.65	1.26	As=3T10 (As=2.36cm ²)
Etage Service	Appuis	15,34	0.042	0.054	184.92	1.91	1.26	As=2T12 (As=2.26cm ²)
	Travée	16.01	0.044	0.056	184.77	1.99	1.26	As=3T10 (As=2.36cm ²)



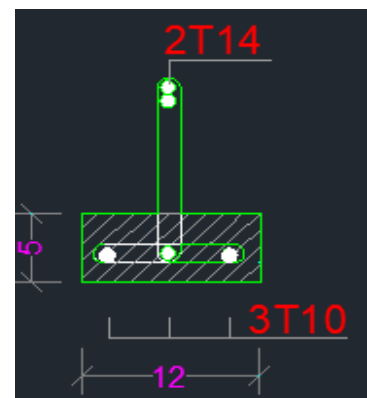
Ferraillage poutrelle en travée bloc A et C



Ferraillage poutrelle en appuis bloc A et C



Ferraillage poutrelle en travée bloc B



Ferraillage poutrelle en appuis bloc B

Figure III.15 : Schéma de ferraillage de la poutrelle

III.5.4 Vérification à ELS :

- Contraintes des aciers :

Fissuration par nuisible → pas de vérification des aciers.

- Contraintes du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc}$$

$$17 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

$$h/L \geq 1/16 \quad \text{et} \quad A_s/bod \leq 4, 2/Fe \quad \text{et} \quad h/L \geq M_t/10M_0$$

- les données :

Tableau III.15 : les dimensions et les moments des poutrelles.

	H (cm)	L (cm)	As(cm ²)	Bod(mm)	Fe(MPa)	M _t (KN.m)	M ₀ (KN.m)
BLOC A	210	300	1.61	600 x 189	500	12.99	8.35
BLOC B	210	510	2.87	600 x 189	500	22.8	24.12
BLOC C	210	305	1.91	600 x 189	500	15.34	8.62

- Résultat :

Tableau III.16 : vérification a ELS

	h/L	As/bod	4,2/Fe	$M_t/10M_0$	Remarque
BLOC A	0.7	0.0014	0.0084	0.16	CV
BLOC B	0.41	0.0025	0.0084	0.09	CV
BLOC C	0.69	0.0017	0.0084	0.18	CV

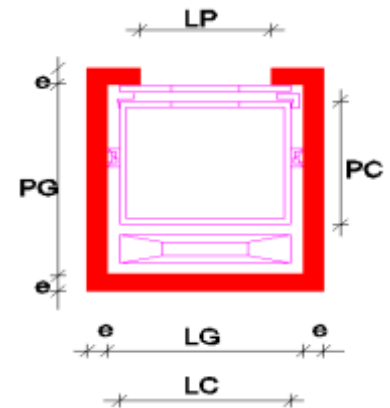
III.6 L'ascenseur :

III.6.1 Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur.

Les dimensions sont :

- Largeur de la cabine : $L_c = 1.10\text{m}$
- Profondeur de la cabine : $P_c = 1.40\text{m}$
- Largeur de la gaine : $L_G = 1.50\text{m}$
- Profondeur de la gaine : $P_G = 1.70\text{m}$
- Hauteur de la cabine : $H_c = 2.20\text{m}$
- Largeur du passage libre : $L_p = 0.80\text{m}$
- Hauteur du passage libre : $H_p = 2.00\text{m}$
- Epaisseur de voile : $e = 15\text{cm}$
- Hauteur de course : $C = 31.56\text{ m}$



Remarque :

Figure III.16 : Schéma des voiles de la cage d'ascenseur

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

III.6.1.1 Descente de charges :

III.6.1.1.1 Surcharge d'exploitation :

$$Q = 600 \text{ daN (08 personnes)}$$

III.6.1.1.2 Charges permanentes :

- Masse de la cabine : est composé de la somme des masses suivantes :
- Masse des côtés :

$$S_1 = (L_c + 2 \cdot P_c) \cdot H_c = (1.10 + 2 \times 1.40) \times 2.20 = 8.58 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.58 = 108.54 \text{ daN}$$

- Masse du plancher :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.54 = 107.8 \text{ daN}$$

- Masse du toit :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.54 = 30.8 \text{ daN}$$

- Masse de l'arcade :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.10) = 126 \text{ daN}$$

- Masse de La porte de la cabine :

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

- Masse du parachute :

$$\text{Parachute à prise amortie} \Rightarrow M_6 = 100 \text{ daN}$$

- Masse des accessoires :

$$M_7 = 80 \text{ daN}.$$

- Masse des poulies de mouflage :

$$\text{Deux poulies supplémentaires} \Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 108.54 + 107.80 + 30.8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60 = 733.14 \text{ daN}$$

- Masse du contre poids :

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 733.14 + \frac{600}{2} = 1033.14 \text{ daN}$$

- Masse du câble :

D'après la norme **NF 82-210** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5 \text{ mm.} \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 733.14) \quad \text{donc : } C_r = 17330.82 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{17330.82}{0.85} = 20389.20 \text{ daN}$$

$$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN (voir tableau suivant) :}$$

Tableau III.17: Caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M _L [daN/m]	Charge admissible totale C _r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{20389.2}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.25 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c: $M_c = M_L \cdot n \cdot C$

Avec :

d = 12.5mm d'après le tableau on a $M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$ et $C = 31.56\text{m}$.

$M_c = 0.515 \times 2 \times 31.56 = 32.5 \text{ daN}$.

➤ Masse du treuil :

$$M_{tg} = 1200 \text{ daN}$$

III.6.1.2 Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2998.78 + 1.5 \times 600 = 4948.35 \text{ daN.}$$

➤ Etat limite de service :

$$q_{ser} = G + Q = 2998.78 + 600 = 3598.78 \text{ daN.}$$

III.6.1.3 Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement^[8] :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 1236.73 \text{ daN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^{ser} = 899.43 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91^[2] :

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

La surface impact (a × b) est de (10 × 10) cm²

$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow U = 25\text{cm.}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} \Rightarrow V = 25\text{cm.}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100\text{cm.}$$

$$q_a^u = 12367.3\text{N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 25 \times 150}{1.5} = 112500\text{N} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Conclusion:** La dalle résiste au poinçonnement.

III.6.1.4 Calcul des moments dus aux charges concentrées

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante [9] :

Soit pour **Figure III.17** une dalle de dimension ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.

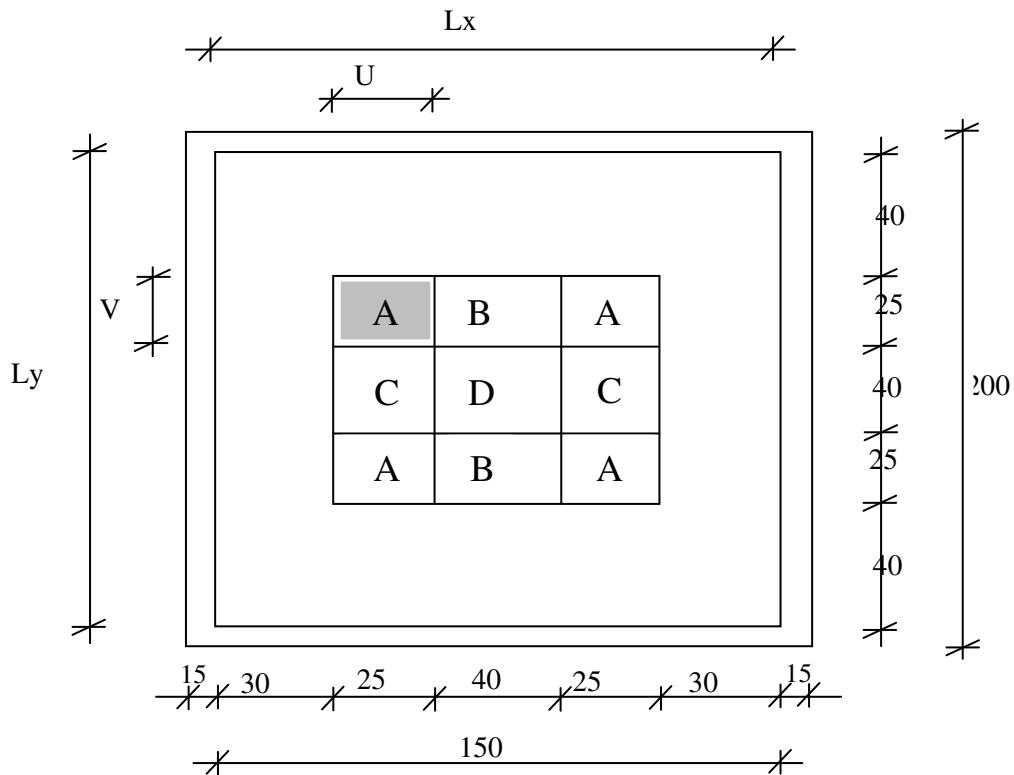


Figure III.17 : Schéma de la dalle pleine des voiles de la cage d'ascenseur.

Tableau III.18: Tableau récapitulatif des résultats des moments

	I	II	III	IV
U en [m]	0.90	0.9	0.40	0.40
V en [m]	0.90	0.40	0.90	0.40
S en [m ²]	0.81	0.36	0.36	0.16
U/L _x	0.60	0.60	0.27	0.27
V/L _y	0.53	0.23	0.53	0.23
M ₁	0.087	0.099	0.135	0.160
M ₂	0.071	0.096	0.100	0.140
Q _a ^{/u} = Q _a ^u × S en [N]	160280.21	71235.65	71235.65	31660.29
Q _a ^{/ser} = Q _a ^{ser} × S en [N]	116566.13	51807.17	51807.17	23025.41
M _X ^U en [N.m]	13944.38	7052.33	9616.81	5065.69
M _Y ^U en [N.m]	11379.89	6838.62	7123.56	4432.44
M _X ^{ser} en [N.m]	11796.50	6123.61	8030.11	4328.78
M _Y ^{ser} en [N.m]	10304.44	5999.27	6579.51	3960.37
M _{XC} ^U en [N.m]	2340.90			
M _{YC} ^U en [N.m]	1850.15			
M _{XC} ^{ser} en [N.m]	1971.56			
M _{YC} ^{ser} en [N.m]	1686.03			

III.6.2 Etude de la dalle machine :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine ; Nous avons deux conditions à vérifier ^[10] :

a). Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \Rightarrow \quad \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{200}{40}$$

$$3cm \leq e \leq 5cm$$

b). Condition de l'ENA :

On prend : $e=25cm$

✓ Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes :
 - Poids de la dalle machine supportée.....5000dan/m²
 - Poids propre de la dalle.....25x0,25=625dan/m²
$$\underline{\underline{G=5625dan/m^2}}$$
- Surcharges d'exploitation : $Q=1KN/m^2$

III.6.2.1 Descente des charges :

Dalle machine : ($e_p = 25cm$) $\Rightarrow G = 0.25 \times 2500 = 625 daN/m^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 100 daN/m^2$

III.6.2.2 Combinaison fondamentale :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 375 + 1.5 \times 100 = 943.75 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u^- = q_u \times 1.00 = 943.75 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 625 + 100 = 725 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s^- = q_s \times 1.00 = 725 \text{ daN/m}_L.$$

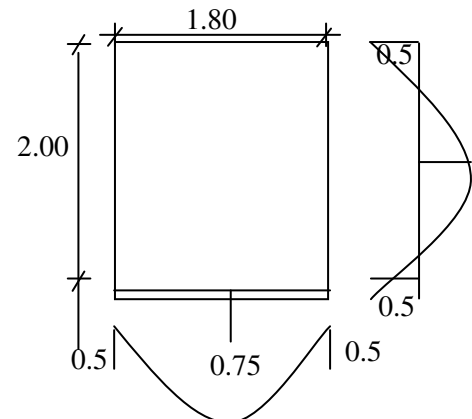


Figure III.18 : Dimensions de panneau de dalle des voiles de la cage d'ascenseur

III.6.2.3 Calcul des moments dus aux charges réparties :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.00} = 0.90 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^u = 0.0456 \text{ et } \mu_y^u = 0.7834$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u^- \times L_x^2 = 0.0456 \times 943.75 \times 1.80^2 = 139.43 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.7834 \times 139.43 = 109.65 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.00} = 0.90 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x^{ser} = 0.0528 \text{ et } \mu_y^{ser} = 0.8502$$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser}^- \times L_x^2 = 0.0528 \times 725 \times 1.8^2 = 124.03 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 124.03 \times 0.8502 = 105.45 \text{ daN.m}$$

• Coefficient de poisson :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{array} \right.$$

III.6.2.4 Moments total sollicitant la dalle machine :

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

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2340.90 + 1394.3) \Rightarrow M_{xt}^u = 3735.2 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (1850.15 + 1096.5) \Rightarrow M_{yt}^u = 2946.65 \text{ N}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (1971.56 + 1240.3) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 3211.86N$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (1686.03 + 1054.5) \Rightarrow M_{yt}^s = 2740.53N$$

- Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{xt}$
- Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

Tableau III.19 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

moment panneau	M_{tx}^u [daN.m]	M_{tx}^{ser} [daN.m]	M_{ax}^u [daN.m]	M_{ax}^{ser} [daN.m]	M_{ty}^u [daN.m]	M_{ty}^{ser} [daN.m]	M_{ay}^u [daN.m]	M_{ay}^{ser} [daN.m]
(1)	280.14	240.89	-186.76	-160.59	220.99	205.54	-147.33	-137.03

III.6.2.5 Calcul du ferrailage de la dalle machin :

ELU :

Tableau III.20 : ferrailage de la dalle machine

	Position	ELU	Mt ;Ma (daN.m)	μ	A	b	At. ; Aa (cm2/ml)	Amin (cm2)	Choix
Sens x-x	Travée	Elu	280.14	0.004	0.005	0.998	0.29	2	4T10 (3.14cm2)
	Appuis	Elu	-186.76	0.003	0.004	0.998	0.19	2	4T10 (3.14cm2)
Sens y-y	Travée	Elu	220.99	0.003	0.004	0.998	0.23	2	4T10 (3.14cm2)
	Appuis	Elu	-147.33	0.002	0.003	0.998	0.15	2	4T10 (3.14cm2)

ELS :

- Flexion simple
- Section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}}$$

Avec : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

Tableau III.21 : vérification a ELS

		$M_{tx;y}^{ser}$ daN.m	γ	σ_b (MPa)	σ'_b (MPa)	Remarque
Sens xx	Appuis	-160.59	1.16	0.33	15	Cv
	Travées	240.89	1.16	0.33	15	Cv
Sens YY	Appuis	-137.03	1.08	0.29	15	Cv
	Travées	205.54	1.08	0.29	15	Cv

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

➤ T_u max :

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2}$$

$$T_x^u = 1236.73 + 656.25 \times \frac{1.80}{2} = 1827.35 \text{ daN}$$

➤ Calcul τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1827.35 \times 10}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa}$
- Les armatures transversales ne sont pas nécessaires donc
Il n'y a pas de reprise de bétonnage

- **Vérification de la flèche :**

➤ Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5] [2]

$$\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 M_x^{\text{ser}}}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$$

➤ Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 M_{xt}^{\text{ser}}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{15}{180} = 0.083 \rangle \frac{208.81}{20 \times 2784.16} = 0.0037 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 \langle \frac{2}{500} = 0.004 \dots \dots \text{condition vérifiée ; } f_e \text{ en(MPa)}$$

- **Conclusion :** les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.3 Ferrailage des voiles de l'ascenseur :

Tableau III.22 : Résultat de ferrailage vertical

N	e (m)	L (m)	M (KN.m)	N (KN)	As (cm ²)	As _{RPA} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	CHOIX DES ARMATURES
5 ^{ème}	0.15	3.23	-0.7042	0.36	7.6245	7.625	5.12	9.42	2x(6HA10)
4 ^{ème}	0.15	3.23	-0.6323	0.24	6.5204	6.520	5.09	9.42	2x(6HA10)
3 ^{ème}	0.15	3.23	-0.6044	0.179	6.4761	6.476	5.08	9.42	2x(6HA10)
2 ^{ème}	0.15	3.23	-0.5332	0.146	6.3520	6.352	5.06	9.42	2x(6HA10)
1 ^{ér}	0.15	3.23	-0.4667	0.136	6.3142	6.314	5.02	9.42	2x(6HA10)
RDC	0.15	3.23	-0.393	0.108	6.3064	6.306	4.97	9.42	2x(6HA10)
1 ^{ér} E-S	0.15	3.23	-0.3399	0.084	6.2981	6.298	4.98	9.42	2x(6HA10)
2 ^{ème} E-S	0.15	3.23	-0.2589	0.064	6.2436	6.244	4.89	9.42	2x(6HA10)
3 ^{ème} E-S	0.15	3.23	-0.294	0.053	6.2216	6.222	4.75	9.42	2x(6HA10)
4 ^{ème} E-S	0.15	3.23	-0.263	0.042	6.2157	6.216	4.66	9.42	2x(6HA10)
5 ^{ème} E-S	0.15	3.23	-1250.4	1001.3	20.485	9.536	6.61	22.6	2x(11HA12)

Tableau III.23 : Résultat de ferrailage horizontal

	L	V max	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Condition	At (cm ²)	At _{min} (cm ²)	At adopté	St (cm)	Choix des barres
v 3	3.23	20.356	0.04	6	vérifier	0.28	8.55	12.43	20	11HA12

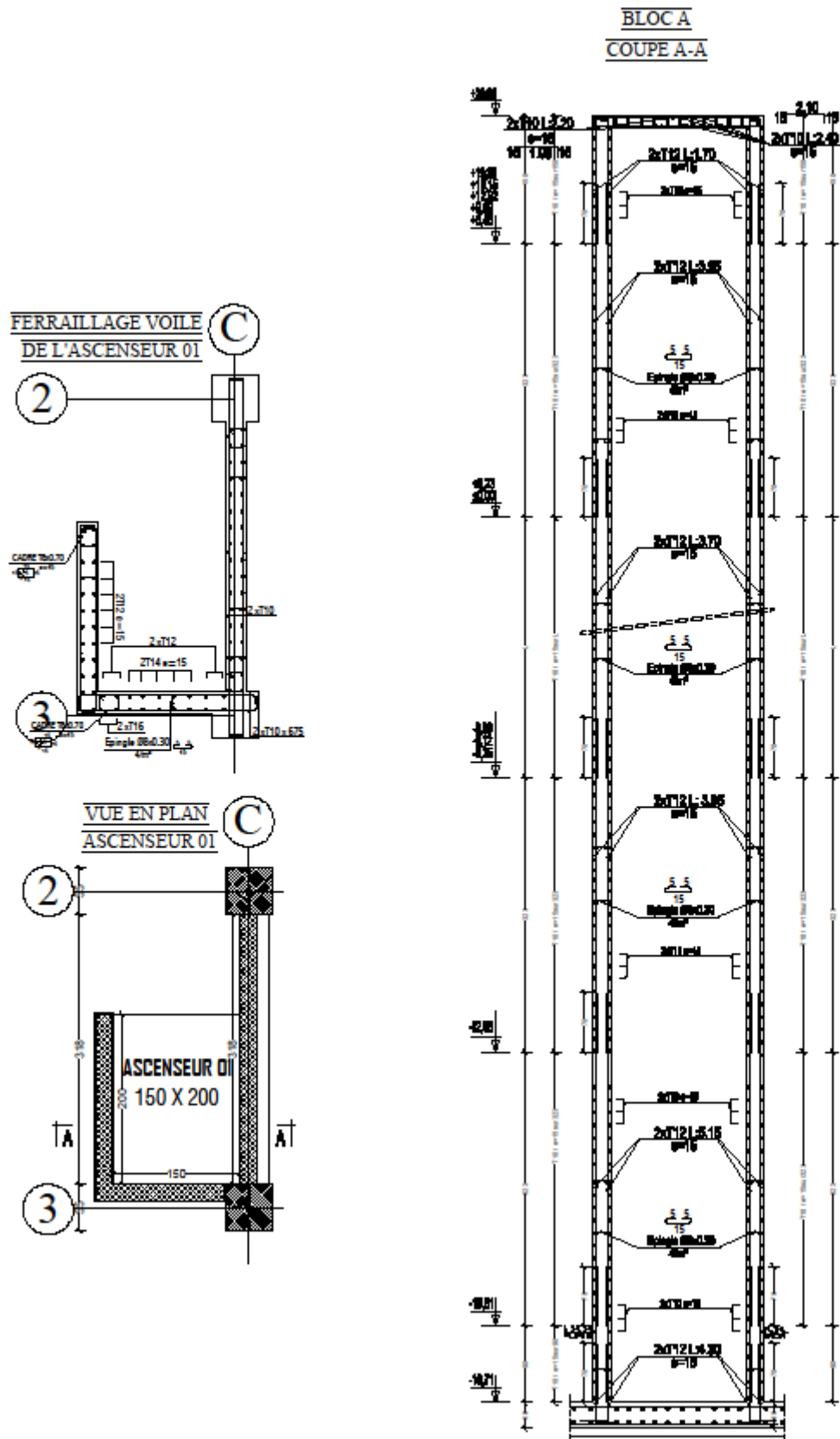


Figure III.19 : Schéma de ferrailage des voiles de la cage d'ascenseur

III.7 Conclusion :

La résistance de la structure dépend de la rigidité de chaque élément qui la constitué.

L'étude des éléments non structuraux ou bien secondaires dans la structure a pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes.

IV.1. Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments résistants, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel SAP2000

IV. 2 Étude dynamique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1. Modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit:

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- Chaque plancher est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. La méthode statique équivalente :

a. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III :

- | | |
|---|----------------------------------------------------------------------------------|
| { | Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. |
| | Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. |
| | Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m. |

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

IV.3.2. Introduction du spectre de réponse :

La structure est soumise au séisme à travers le spectre de réponse, on peut définir la direction qui coïncidant avec les axes principaux de la structure, introduire les valeurs du coefficient d'amplification en fonction de la période sur le type du sol, le facteur de réduction de la réponse sismique et la valeur du coefficient d'amortissement ^[9].

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3,0s \end{cases}$$

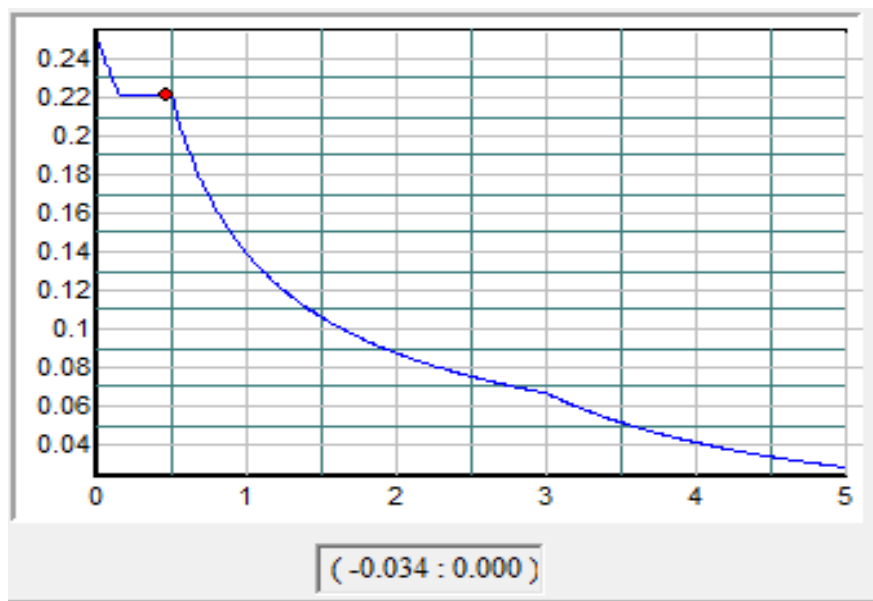


Figure IV.1 : Spectre de réponse

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (**Zone III**)

Pour notre cas :

* l'ouvrage est de grande importance (groupe 2 : bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

* L'implantation de cet bâtiment se fera dans la Wilaya d'Alger (**Zone III**).

Donc : (A=0,25)

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \rightarrow \eta = 0.882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure R=3.5

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 2 : $T_1=0,15s$; $T_2=0,50s$).

Q : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq = 1.2$$

IV.4 Résultats du SAP2000 :

IV.4.1 BLOC A

IV.4.1.1 Période et participation massique

Tableau.IV.1 : période et facteur de participation massique

Mode	Période (s)	Facteur de participation massique			
		Dir (x-x)	Dir (y-y)	Sum (x-x)	Sum (y-y)
1	0.945718	0.75627	0.00269	0.75627	0.00269
2	0.911158	0.00639	0.62375	0.76266	0.62644
3	0.726105	0.00564	0.00529	0.7683	0.70173
4	0.301234	0.13003	0.00128	0.89833	0.70301
5	0.258467	0.00364	0.12334	0.90197	0.82635
6	0.208007	0.00103	0.04758	0.903	0.87394
7	0.156616	0.02026	0.00003911	0.92326	0.87398
8	0.155911	0.0214	0.00022	0.94466	0.87419
9	0.121132	0.00076	0.03422	0.94542	0.90842

Constations :

1. Les deux premiers modes sont des modes de translation pure suivant (x-x) et (y-y).
2. Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
3. La participation massique dépasse 90% au 9^{ème} mode.

$$T_{RPA99} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} = 0.74s \\ \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} = 0.604s \dots\dots\dots (\text{Suivant } x-x) \\ \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} = 0.716s \dots\dots\dots (\text{Suivant } y-y) \end{array} \right.$$

Où :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (36.38m).

C_T : Coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ($C_T=0,05$ portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie).

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

IV.4.1.2 Résultante des forces sismiques:**a).Détermination de la force (V) :**

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

$$T_2 \leq T \leq 3.0s \Rightarrow D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

W: Poids total de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

sens	D "dimension de bâtiment"	T	T_2	η	D
x-x	29.4	0.604	0.5	0.882	1.944
y-y	20.9	0.716	0.5	0.882	1.736

Tableau.IV.2: Détermination de la force (V)

sens	A	Q	R	W(KN)	V	0.8V(KN)	E (KN)	Obs.
x-x	0.25	1.2	3.5	65056.869	11292.0137	9033.61095	9152.263	OK
y-y	0.25	1.2	3.5	65056.869	10083.8147	8067.05176	9051.554	OK

IV.4.1.3 Vérification des déplacements inter étages :

D'après le *RPA99*^[1], le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

Avec :

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement ($R=3.5$).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le *RPA99*^[1] préconise que les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de h_e , où h_e représente la hauteur de l'étage considéré.

Donc il faut vérifier que :

$$\Delta_K \leq \bar{\delta}$$

$\bar{\delta}$: Déplacement relatif admissible.

$$\bar{\delta} = 0,01h_e$$

Tableau.IV.3 : Vérification des déplacements inter étages

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Vérification
5 ^{eme} E	5.7653	8.3443	20.17855	29.20505	1.1529	2.5228	3.23	vérifier
4 ^{eme} E	5.4359	7.6235	19.02565	26.68225	1.37375	2.7244	3.23	Vérifier
3 ^{eme} E	5.0434	6.8451	17.6519	23.95785	1.65165	2.95225	3.23	Vérifier
2 ^{eme} E	4.5715	6.0016	16.00025	21.0056	1.8739	3.12445	3.23	Vérifier
1 ^{eme} E	4.0361	5.1089	14.12635	17.88115	2.0797	3.2277	3.23	Vérifier
RDC	3.4419	4.1867	12.04665	14.65345	2.21165	3.20915	3.23	vérifier
1 ^{er} ES	2.81	3.2698	9.835	11.4443	2.03105	2.82905	3.06	vérifier
2 ^{eme} ES	2.2297	2.4615	7.80395	8.61525	1.9754	2.55255	3.06	Vérifier
3 ^{eme} ES	1.6653	1.7322	5.82855	6.0627	2.13325	2.4878	3.23	Vérifier
4 ^{eme} ES	1.0558	1.0214	3.6953	3.5749	2.0076	2.08425	3.23	Vérifier
5 ^{eme} ES	0.4822	0.4259	1.6877	1.49065	1.6877	1.49065	4.42	Vérifier

Constatations :

1. On remarque que le déplacement ($\delta_x ; \delta_y$) croit en hauteur jusqu'à atteindre le maximum à la tête de la structure.
2. Les déplacements relatifs inter- étages sont inférieurs à la limite imposée par le **RPA99** ^[1].

IV.4.1.4 Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A ^[3] et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = Nd Bc f_{c28} \leq 0.30$$

Avec :

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

Bc : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPA).

Tableau IV.4 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux

Nd (KN)	Bc (cm ²)	ν	obs
4261.252	70×70	0.29	<0.3
2058.271	65×65	0.18	<0.3
975.833	60×60	0.11	<0.3

IV.4.1.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \text{ "RPA99 version 2003" }^{[1]}$$

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "K "

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "K " par rapport à "K-1 "

h_k : Hauteur de l'étage "K ".

Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur

$$\frac{1}{1 - \theta_k}$$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.5 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x

x	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ	vérification
5 ^{eme} E	4638.069	1.1529	1312.769	323	0.012611	<0.1
4 ^{eme} E	10258.16	1.37375	2763.813	323	0.015786	<0.1
3 ^{eme} E	16256.38	1.65165	4015.489	323	0.020701	<0.1
2 ^{eme} E	22111.66	1.8739	5065.219	323	0.025326	<0.1
1 ^{eme} E	28170.38	2.0797	6003.446	323	0.030213	<0.1
RDC	34480.12	2.21165	6812.816	323	0.034654	<0.1
1 ^{er} ES	40469.31	2.03105	7491.849	306	0.035854	<0.1
2 ^{eme} ES	46129.39	1.9754	8050.822	306	0.036989	<0.1
3 ^{eme} ES	52121.88	2.13325	8535.194	323	0.040332	<0.1
4 ^{eme} ES	57823.37	2.0076	8933.319	323	0.040231	<0.1
5 ^{eme} ES	65056.87	1.6877	11292.014	442	0.026798	<0.1

Tableau IV.6:Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y

Y	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ	vérification
5 ^{eme} E	4638.069	2.5228	1470.92	323	0.024628	<0.1
4 ^{eme} E	10258.16	2.7244	2998.979	323	0.028851	<0.1
3 ^{eme} E	16256.38	2.95225	4251.809	323	0.034946	<0.1
2 ^{eme} E	22111.66	3.12445	5280.033	323	0.040509	<0.1
1 ^{eme} E	28170.38	3.2277	6192.71	323	0.045457	<0.1
RDC	34480.12	3.20915	6938.764	323	0.049371	<0.1
1 ^{er} ES	40469.31	2.82905	7587.321	306	0.049312	<0.1
2 ^{eme} ES	46129.39	2.55255	8111.636	306	0.047438	<0.1
3 ^{eme} ES	52121.88	2.4878	8555.257	323	0.046925	<0.1
4 ^{eme} ES	57823.37	2.08425	8886.501	323	0.041987	<0.1
5 ^{eme} ES	65056.87	1.49065	10083.815	442	0.023938	<0.1

IV.4.1.6 Justification au choix du coefficient de comportement

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre le portique et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Le tableaux ci-dessous représentent la répartition des charge verticale ou horizontal entre les voiles et les portique a la base :

Tableau IV.7:Justification au choix du coefficient de comportement

	w(kn)	w %
Structure	65056.869	100
Voiles	16730.11	25.72

IV.4.2 BLOC B

IV.4.2.1 Période et participation massique

Tableau.IV.8 : période et facteur de participation massique

Mode	Période (s)	Facteur de participation massique			
		Dir (x-x)	Dir (y-y)	Sum (x-x)	Sum (y-y)
1	1.029221	0.00605	0.66233	0.00605	0.66233
2	0.956508	0.60503	0.00149	0.51108	0.66382
3	0.817396	0.01308	0.03728	0.72416	0.7011
4	0.289759	0.00121	0.14101	0.72537	0.84211
5	0.285917	0.08104	0.00072	0.80641	0.84284
6	0.243754	0.0551	0.00851	0.86151	0.85135
7	0.148613	0.00032	0.00115	0.86183	0.8525
8	0.13979	0.00474	0.00597	0.86657	0.85847
9	0.135114	0.01896	0.0015	0.88553	0.85997
10	0.128404	0.00048	0.04456	0.88601	0.90453
11	0.117872	0.02642	0.00166	0.91243	0.90619

Constations :

1. Les deux premiers modes sont des modes de translation pure suivant (y-y) puis (x-x).
2. Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
3. La participation massique dépasse 90% au 11^{ème} mode.

$$T_{RPA99} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} = 0.794s \\ \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} = 0.693s \dots \dots \dots (\text{Suivant } x-x) \\ \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} = 0.953s \dots \dots \dots (\text{Suivant } y-y) \end{array} \right.$$

IV.4.2.2 Résultante des forces sismiques:

a).Détermination de la force (V) :

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

$$T_2 \leq T \leq 3.0s \Rightarrow D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

sens	D "dimension de bâtiment"	T	T_2	H	D
x-x	26.9	0.693	0.5	0.882	1.773
y-y	14.24	0.794	0.5	0.882	1.619

Tableau.IV.9: Détermination de la force (V)

sens	A	Q	R	W(KN)	V	0.8V(KN)	E (KN)	Obs.
x-x	0.25	1.2	3.5	53631.563	8490.06796	6792.05437	6810.036	OK
y-y	0.25	1.2	3.5	53631.563	6866.75548	5493.40438	6804.207	OK

IV.4.2.3 Vérification des déplacements inter étages :**Tableau.IV.10 :** Vérification des déplacements

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Vérification
5 ^{eme} E	6.2571	8.571	21.89985	29.9985	1.50675	2.6754	3.23	vérifier
4 ^{eme} E	5.8266	7.8066	20.3931	27.3231	1.65725	2.85705	3.23	Vérifier
3 ^{eme} E	5.3531	6.9903	18.73585	24.46605	1.83225	3.02505	3.23	Vérifier
2 ^{eme} E	4.8296	6.126	16.9036	21.441	1.99535	3.13495	3.23	Vérifier
1 ^{eme} E	4.2595	5.2303	14.90825	18.30605	2.12555	3.16785	3.23	Vérifier
RDC	3.6522	4.3252	12.7827	15.1382	2.1889	3.0604	3.23	vérifier
1 ^{er} ES	3.0268	3.4508	10.5938	12.0778	2.00795	2.5711	3.06	vérifier
2 ^{eme} ES	2.4531	2.7162	8.58585	9.5067	1.96385	2.41885	3.06	Vérifier
3 ^{eme} ES	1.892	2.0251	6.622	7.08785	2.0223	2.3513	3.23	Vérifier
4 ^{eme} ES	1.3142	1.3533	4.5997	4.73655	1.8725	2.0363	3.23	Vérifier
5 ^{eme} ES	0.7792	0.7715	2.7272	2.70025	2.01915	2.02475	4.42	Vérifier
6 ^{eme} ES	0.2023	0.193	0.70805	0.6755	0.70805	0.6755	3.57	Vérifier

Constations :

1. On remarque que le déplacement (δ_x ; δ_y) croit en hauteur jusqu'à atteindre le maximum à la tête de la structure.
2. Les déplacements relatifs inter- étages sont inférieurs à la limite imposée par le

RPA99 ^[1]**IV.4.2.4 Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales:****Tableau IV.11 :** Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux

Nd (KN)	Bc (cm2)	ν	obs
414.291	70×70	0.28	<0.3
2164.144	65×65	0.17	<0.3
1060.347	60×60	0.09	<0.3

IV.4.2.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :Tableau IV.12 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x

X	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ	vérification
5 ^{eme} E	3505.997	1.50675	1121.998	323	0.014577	<0.1
4 ^{eme} E	7886.679	1.65725	2247.6	323	0.018004	<0.1
3 ^{eme} E	12518.91	1.83225	3082.292	323	0.02304	<0.1
2 ^{eme} E	16882.75	1.99535	3803.392	323	0.027421	<0.1
1 ^{eme} E	21033.59	2.12555	4394.404	323	0.031498	<0.1
RDC	25626.51	2.1889	4901.299	323	0.035432	<0.1
1 ^{er} ES	30302.64	2.00795	5373.114	306	0.037007	<0.1
2 ^{eme} ES	34360.83	1.96385	5798.682	306	0.03803	<0.1
3 ^{eme} ES	38665.85	2.0223	6154.475	323	0.039335	<0.1
4 ^{eme} ES	43216.33	1.8725	6475.231	323	0.038691	<0.1
5 ^{eme} ES	48115.53	2.01915	6727.368	442	0.032673	<0.1
6 ^{eme} ES	53631.563	0.70805	8490.068	357	0.015469	<0.1

Tableau IV.13 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y

Y	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ	vérification
5 ^{eme} E	3505.997	2.6754	993.6107	323	0.025882	<0.1
4 ^{eme} E	7886.679	2.85705	2066.5424	323	0.031038	<0.1
3 ^{eme} E	12518.91	3.02505	2980.1028	323	0.038038	<0.1
2 ^{eme} E	16882.75	3.13495	3721.2061	323	0.043082	<0.1
1 ^{eme} E	21033.59	3.16785	4363.1898	323	0.046943	<0.1
RDC	25626.51	3.0604	4932.2475	323	0.04954	<0.1
1 ^{er} ES	30302.64	2.5711	5433.7361	306	0.047386	<0.1
2 ^{eme} ES	34360.83	2.41885	5815.8412	306	0.046841	<0.1
3 ^{eme} ES	38665.85	2.3513	6185.9803	323	0.045734	<0.1
4 ^{eme} ES	43216.33	2.0363	6498.0064	323	0.042076	<0.1
5 ^{eme} ES	48115.53	2.02475	6736.8814	442	0.032763	<0.1
6 ^{eme} ES	53631.563	0.6755	6866.7555	357	0.014758	<0.1

IV.4.2.6 Justification au choix du coefficient de comportement

Tableau IV.14: Justification au choix du coefficient de comportement

	W (kn)	w %
structure	53532.05	100
voiles	27117.902	50.65

IV.4.3 BLOC C

IV.4.3.1 Période et participation massique

Tableau.IV.15 : période et facteur de participation massique

Mode	Période (s)	Facteur de participation massique			
		Dir (x-x)	Dir (y-y)	Sum (x-x)	Sum (y-y)
1	0.599144	0.7388	9.288E-07	0.7388	9.29E-07
2	0.521732	0.00153	0.71145	0.74033	0.71145
3	0.430606	0.0303	0.02818	0.77063	0.73963
4	0.159077	0.1123	0.00015	0.88293	0.73978
5	0.129187	0.00004025	0.12599	0.88297	0.86577
6	0.107291	0.00591	0.01705	0.88888	0.88282
7	0.083712	0.00002627	0.00079	0.8889	0.88361
8	0.075109	0.0462	0.00011	0.93511	0.88371
9	0.073016	0.000001095	0.00001153	0.93511	0.88372
10	0.068445	0.000004658	0.00035	0.93511	0.88407
11	0.06497	0.00004446	0.000009337	0.93516	0.88408
12	0.06358	0.00204	0.00004834	0.93719	0.88413
13	0.062228	0.00023	0.01391	0.93742	0.89804
14	0.06205	0.00004442	0.00415	0.93747	0.90219

Constations :

1. Les deux premiers modes sont des modes de translation pure suivant (x-x) et (y-y).
2. Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
3. La participation massique dépasse 90% au 14^{ème} mode.

$$T_{RPA99} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} = 0.483s \\ \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} = 0.569s \dots \dots \dots \text{(Suivant x-x)} \\ \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} = 0.562s \dots \dots \dots \text{(Suivant y-y)} \end{array} \right.$$

IV.4.3.2 Résultante des forces sismiques de calcul :

a).Détermination de la force (V) :

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

$$T_2 \leq T \leq 3.0s \iff D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

sens	D "dimension de bâtiment"	T	T ₂	η	D
x-x	10.6	0.483	0.5	0.882	2.25
y-y	10.85	0.483	0.5	0.882	2.25

Tableau.IV.16: Détermination de la force (V)

sens	A	Q	R	W(KN)	V	0.8V(KN)	E (KN)	Obs.
x-x	0.25	1.2	3.5	9904.083	1714.82123	1371.85698	1656.944	OK
y-y	0.25	1.2	3.5	9904.083	1723.31044	1378.64835	1765.837	OK

IV.4.3.3 Vérification des déplacements inter étage :**Tableau.IV.17 :** Vérification des déplacements

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Vérification
1 ^{er} E-S	3.0665	2.5674	10.73275	8.9859	1.26735	1.325	3.06	vérifier
2 ^{eme} E-S	2.7044	2.1934	9.4654	7.6769	1.5456	1.4637	3.06	Vérifier
3 ^{eme} E-S	2.2628	1.7752	7.9198	6.2132	1.9397	1.694	3.23	Vérifier
4 ^{eme} E-S	1.7086	1.2912	5.9801	4.5192	2.12835	1.7297	3.23	Vérifier
5 ^{eme} E-S	1.1005	0.797	3.85175	2.7895	2.7748	2.0475	4.42	Vérifier
6 ^{eme} E-S	0.3077	0.212	1.07695	0.742	1.07695	0.742	3.57	vérifier

Constatations :

1. On remarque que le déplacement (δ_x ; δ_y) croit en hauteur jusqu'à atteindre le maximum à la tête de la structure.

2. Les déplacements relatifs inter- étages sont inférieurs à la limite imposée par le *RPA99* ^[1].

IV.4.3.4 Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales:**Tableau IV.18 :** Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux

Nd (KN)	Bc (cm2)	ν	obs
2116.603	50×50	0.282	<0.3

IV.4.3.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**Tableau IV.19 :** Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens x

Niveau	$P_K(KN)$	$\Delta_K(cm)$	$V_K(KN)$	$h_K(cm)$	θ	vérification
1ER E-S	1351.598	1.26735	408.9286	306	0.012969	<0.1
2e E-S	2973.815	1.5456	808.739	306	0.018573	<0.1
3e E-S	4608.039	1.9397	1140.808	323	0.021947	<0.1
4e E-S	6259.929	2.12835	1397.016	323	0.029526	<0.1
5e E-S	7965.625	2.7748	1580.401	442	0.031642	<0.1
6e E-S	9904.083	1.07695	1714.821	357	0.017751	<0.1

Tableau IV.20 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ	vérification
1ER E-S	1351.598	1.309	447.1087	306	0.012932	<0.1
2e E-S	2973.815	1.4637	899.2568	306	0.015818	<0.1
3e E-S	4608.039	1.694	1245.328	323	0.019406	<0.1
4e E-S	6259.929	1.7297	1508.333	323	0.022225	<0.1
5e E-S	7965.625	2.0475	1699.295	442	0.021715	<0.1
6e E-S	9904.083	0.742	1723.310	357	0.011465	<0.1

IV.4.3.6 Justification au choix du coefficient de comportement:**Tableau IV.21:**Justification au choix du coefficient de comportement

	W (KN)	w %
structure	9904.083	100
voiles	4129.105	41.69

IV.5 Justification de la largeur des joints sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivant ^[1] :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

Avec : δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs.

- ✓ Entre les BLOC A et B :

Tableau IV.22: Justification de la largeur des joints sismique entre bloc A et B

	δ_A^x	δ_B^x	δ_A^y	δ_B^y
	20.178	21.899	29.205	29.998
d_{\min} (mm)	57.077		74.203	

- ✓ Entre les BLOC B et C :

Tableau IV.23: Justification de la largeur des joints sismique entre bloc B et C

	δ_B^x	δ_C^x	δ_B^y	δ_C^y
	10.593	10.732	12.077	8.985
d_{\min} (mm)	36.32		36.05	

V.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le BAEL 91 ^[2] et le RPA99 version 2003^[1].

V.2 Ferrailage des poteaux:

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau V.1 : Tableau des Contraintes.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	30	17	500	435
Situation accidentelle	1.15	1	30	22.17	500	500

V.2.2 Combinaison d'action:

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

▪ **Selon BAEL 91 :**

-E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

-E.L.S. : Situation durable : $G + Q$ (2)

▪ **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle

$G+Q+E$(2)

$0.8G+E$(3)

G : Charges permanentes.

Q : Charge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1^{ere}) N^{max}, M^{corr}

2^{eme}) M^{max}, N^{corr}

3^{eme}) N^{min}, M^{corr}

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable)

V.2.3 Recommandation du RPA99 version 2003^[1] :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48)^[1], les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$$A_{max} = A_s/bh < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max} = A_s/bh < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{min} = A_s > 0,9 \%bh \text{ (zone III).}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

V.2.4 BLOC A

Nous avons retenu trois (03) zones pour l'étude du ferrailage des poteaux.

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel, à savoir **SAP 2000** :

- ❖ (5^{eme} entre solRDC) : poteaux 70x70.
- ❖ (1^{eme}, 2^{eme}, 3^{eme} étage) : poteaux 65x65.
- ❖ (4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} étage) : poteaux 60x60.

Section [cm ²]	ELU		ELA 1		ELA 2	
	N^{max} [kN]	M^{corr} [kNm]	M^{max} [kNm]	N^{corr} [kN]	M^{max} [kN]	N^{corr} [kNm]
60x60	-1174.22	32.6471	383.4191	-229.96	334.325	-120.93
65x65	-2370.28	36.9616	-273.118	-854.20	433.0088	-636.33
70x70	-4482.15	15.1572	782.9292	529.009	581.1662	-336.31

V.2.4.1 Méthode de calcul:

Le calcul du ferraillage est obtenu par le logiciel SOCOTEC.

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux :

Tableau V.2 : Ferraillages des poteaux

combinaison	sections	70x70	65x65	60x60
ELU	N ^{max}	-4482.158	-2730.282	-1174.228
	M ^{corr}	15.1572	36.9616	32.6471
	A _s '	0	0	0
	A _s	0	0	0
ELA 1	M ^{max}	782.9292	-273.1181	-383.4191
	N ^{corr}	529.009	-854.202	-229.961
	A _s '	0	0	0
	A _s	29.66	0.62	11.81
ELA 2	M ^{max}	581.1662	433.0088	334.325
	N ^{corr}	-336.316	-636.334	-120.932
	A _s '	0	0	0
	A _s	14.81	8.39	10.97

V.2.4.2 Choix des armatures:

Tableau V.3 : Choix des Armatures des Poteaux.

Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max}	A _s ^{max}	Choix des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
			(Z.C)(cm ²)	(Z.R)(cm ²)		
60x60	11.81	32.4	108	216	4T25+8T16	35.70
65x65	8.39	38.025	126.75	253.5	4T25+8T20	44.75
70x70	29.66	44.1	147	294	6T25	117.76

V.2.4.3 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- a. **Béton** : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$
- b. **Acier** :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable. $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

- ❖ Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

A- (N_{max}^{ser} ; M_{cor}^{ser}) :

Tableau V.4 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{max}^{ser} ; M_{cor}^{ser} .)

Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Vérification
60x60	-857.511	23.7323	SEC	2.65	18	Ok
65x65	-1728.974	26.9186	SEC	4.13	18	Ok
70x70	-3261.058	11.0035	SEC	6.21	18	Ok

B- (M_{max}^{ser} ; N_{cor}^{ser}) :

Tableau V.5 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M_{max}^{ser} ; N_{cor}^{ser} .)

Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Vérification
60x60	127.4441	-128.838	SEC	4.31	18	Ok
65x65	69.3188	-388.471	SEC	2.06	18	Ok
70x70	-97.6282	-107.224	SEC	2.23	18	Ok

Remarque :

Si la section est entièrement comprimée, il n’y a à vérifier que la condition de compression du béton. Selon [BAEL 91 modifier 99] [2].

V.2.4.4 Vérification de l’effort tranchant:

V.2.4.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

- T_u : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

* Selon le BAEL 91 modifie 99 [2]:

- $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.
- $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003 ^[1]:

- $\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$
- $\rho_d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$
- $\rho_d = 0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

- λ : L'élancement du poteau
- i : Rayon de giration.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau.
- L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\tau_{u RPA}$ (MPa)	$\tau_{u BAEL}$ (MPa)	Verification
60x60	88.572	0.27	13.05	0.075	2.25	3	Ok
65x65	56.258	0.15	12.05	0.075	2.25	3	Ok
70x70	57.592	0.13	15.30	0.075	2.25	3	OK

V.2.4.4.2 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99**^[2] et celles du **RPA99 version 2003**^[1]; elles sont données comme suit :

$$* \text{ Selon BAEL91 modifié 99 [1] : } \begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- A_t: Section d'armatures transversales.
- b: Largeur de la section droite.
- h: Hauteur de la section droite.
- S_t: Espacement des armatures transversales.
- Ø_t: Diamètre des armatures transversales.
- Ø_l: Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le RPA99 version 2003 ^[1]:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$
- λ_g : Espacement géométrique.
- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).
 - $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).
- ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.
- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :
 - $\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$
 - Interpolation entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$*
- λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$
- a : Dimension de la section droite du poteau.
- L_f : Longueur du flambement du poteau.
- Pour les armatures transversales $f_e=500\text{MPa}$ (FeE50).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.7 : Espacements maximaux des armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
60x60	4T25+8T16	25	10	25
65x65	4T25+8T20	25	10	25
70x70	4T25 +4T20	25	10	25

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
60x60	2.261	13.05	2.5	88.572	N	10	0.74	4T8	2.01
					C	25	1.84	4T8	2.01
65x65	2.261	12.05	2.5	56.258	N	10	0.43	4T8	2.01
					C	25	1.08	4T8	2.01
70x70	3.094	15.30	2.5	57.592	N	10	0.41	4T8	2.01
					C	25	1.03	4T8	2.01

V.2.4.5 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :L_r=50Ø₁ en zone III.

Pour :

T20.....L_r=100cm

T16.....L_r=80cm

V.2.5 BLOC B :

- ❖ (6^{eme} entre sol RDC) : poteaux 70×70.
- ❖ (1^{eme}, 2^{eme}, 3^{eme} étage) : poteaux 65x65.
- ❖ (4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} étage) : poteaux 60x60.

Section [cm ²]	ELU		ELA 1		ELA 2	
	N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kNm]	M ^{max} [kNm]	N ^{corr} [kN]	M ^{max} [kN]	N ^{corr} [kNm]
60x60	-1060.21	-88.289	367.8016	-46.454	317.5343	-141.15
65x65	-2163.77	-173.47	321.5893	-276.46	-313.494	-1345.5
70x70	-4141.73	-245.12	-501.584	-414.43	284.1852	-1134.4

V.2.5.1 Méthode de calcul :

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux

combinaison	sections	70x70	65x65	60x60
ELU	N^{\max}	-4141.733	-2163.775	-1060.219
	M^{corr}	-245.1233	-173.4786	-88.2898
	A'_s	0	0	0
	A_s	0	0	0
ELA 1	M^{\max}	-501.5847	321.5893	367.8016
	N^{corr}	-414.431	-276.466	-46.454
	A'_s	0	0	0
	A_s	11.46	7.92	12.97
ELA 2	M^{\max}	284.1852	-313.494	317.5343
	N^{corr}	-1134.439	-1345.582	-141.153
	A'_s	0	0	0
	A_s	0	0	10.14

V.2.5.2 Choix des armateurs :

Tableau V.10 : Choix des Armatures des Poteaux.

Sections	A_s^{cal}	A_s^{min}	A_s^{max}	A_s^{max}	Choix des armatures	$A_s^{adopté}$
(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(Z.C)(cm^2)	(Z.R)(cm^2)		(cm^2)
60x60	12.97	32.4	108	216	4T25+8T16	35.70
65x65	7.92	38.025	126.75	253.5	4T25+8T20	44.75
70x70	11.46	44.1	147	294	4T25 +8T20	44.75

V.2.5.3 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

A- (N^{ser}_{\max} ; $M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$) :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{ser}_{\max} ; $M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$)

Sections(cm^2)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{add} (MPa)	Vérification
60x60	-2332.136	7.8083	SEC	5.98	18	Ok
65x65	-1328.463	-67.754	SEC	3.98	18	Ok
70x70	-677.701	35.284	SEC	1.75	18	Ok

B- (M^{ser}_{\max} ; $N^{\text{ser}}_{\text{cor}}$) :

Tableau V.12: Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{ser}_{\max} ; $N^{\text{ser}}_{\text{cor}}$).

Sections (cm^2)	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{add} (MPa)	Vérification
60x60	54.6629	-558.658	SEC	2.58	18	Ok
65x65	69.4946	-806.686	SEC	2.9	18	Ok
70x70	124.1873	-180.527	SEC	2.87	18	Ok

V.2.5.4 Vérification de l'effort tranchant:**V.2.5.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :****Tableau V.13 :** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\tau_{u RPA}$ (MPa)	$\tau_{u BAEL}$ (MPa)	Vérification
60x60	20.799	0.06	13.05	0.075	2.25	3	Ok
65x65	10.751	0.03	12.05	0.075	2.25	3	Ok
70x70	40.744	0.09	15.30	0.075	2.25	3	Ok

V.2.5.4.2 Ferrailage transversal des poteaux :**Tableau V.14 :** Espacements maximaux des armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	Barres	\varnothing_1 (mm)	S_t (cm)	
60x60	4T25+8T16	25	10	25
65x65	4T25+8T20	25	10	25
70x70	4T25 +8T20	25	10	25

Tableau V.15: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
60x60	2.261	13.05	2.5	20.799	N	10	0.17	4T8	2.01
					C	25	0.43	4T8	2.01
65x65	2.261	12.05	2.5	10.751	N	10	0.08	4T8	2.01
					C	25	0.21	4T8	2.01
70x70	3.094	15.30	2.5	40.744	N	10	0.29	4T8	2.01
					C	25	0.73	4T8	2.01

V.2.5.5 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\varnothing_1$ en zone III.

Pour :

T20..... $L_r=100$ cm

T16..... $L_r=80$ cm

V.2.6 BLOC C

❖ (5^{eme}, 4^{eme}, 3^{eme}, 2^{eme}, 1^{er} entre sol, RDC) : poteaux 50x50.

Section [cm ²]	ELU		ELA 1		ELA 2	
	N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kNm]	M ^{max} [kNm]	N ^{corr} [kN]	M ^{max} [kN]	N ^{corr} [kNm]
50x50	-2116.60	-182.227	169.314	-63.907	-335.151	-1242.36

V.2.6.1 Méthode de calcul :

Tableau V.16 : Ferrailages des poteaux

Section [cm ²]		ELU		ELA 1		ELA 2	
		N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kNm]	M ^{max} [kNm]	N ^{corr} [kN]	M ^{max} [kN]	N ^{corr} [kNm]
	50x50	-2116.60	-182.227	169.314	-63.907	-335.151	-1242.36
A' _s		0		0		0	
A _s		0		6.8		4.71	

V.2.6.2 Choix des armateurs :

Tableau V.17 : Choix des Armatures des Poteaux.

Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
50x50	6.8	22.5	75	150		4T20+8T16

V.2.6.3 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

A- (N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor}) :

Tableau V.18 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor}.)

Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Vérification
50x50	-1229.213	10.2339	SEC	4.76	18	Ok

B- (M^{ser}_{max} ; N^{ser}_{cor}) :

Tableau V.19 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{ser}_{max} ; N^{ser}_{cor}.)

Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Vérification
50x50	-59.0111	-179.673	SEC	3.57	18	Ok

V.2.6.4 Vérification de l'effort tranchant:**V.2.6.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :****Tableau V.20 :** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u RPA (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
50x50	52.372	0.23	21.44	0.075	2.25	2,50	Ok

V.2.6.4.2 Ferrailage transversal des poteaux :

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.21 : Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
50x50	4T20+8T16	20	10	20

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.22: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (‰)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
50x50	3.094	21.44	2.5	48.347	N	10	0.48	4T8	2.01
					C	20	0.97	4T8	2.01

V.2.6.5 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :L_r=50Ø₁ en zone III.

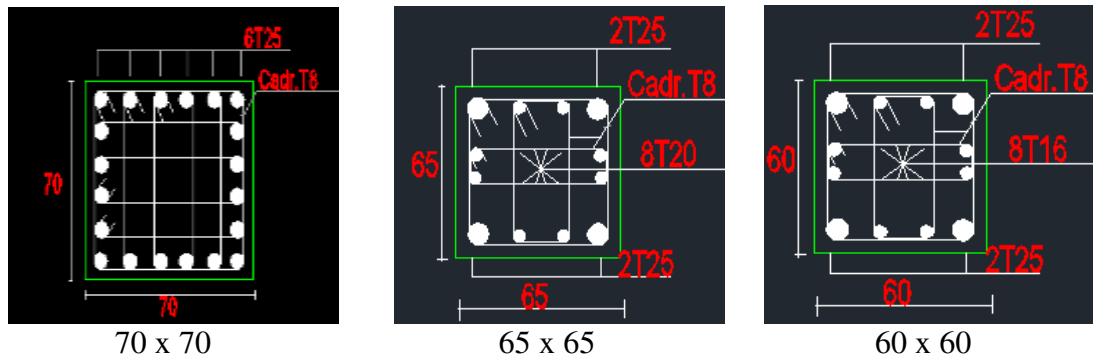
Pour :

T20.....L_r=100cm

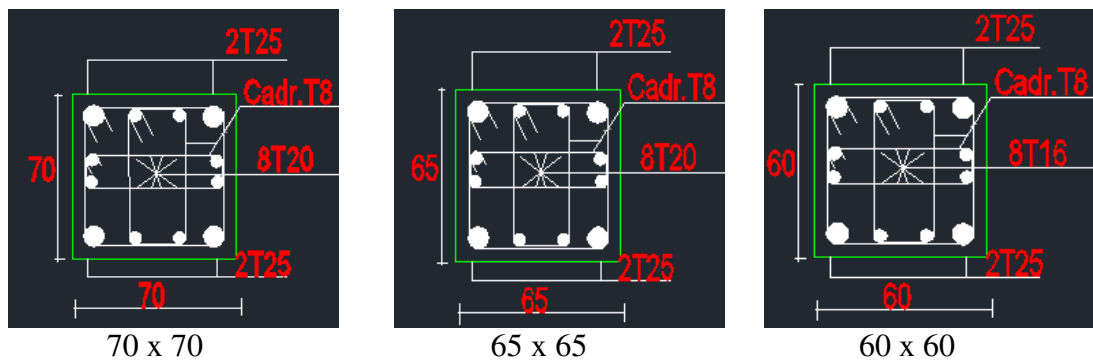
T16.....L_r=80cm

V.2.7 Ferrailage des poteaux :

- Ferrailage bloc A



- Ferrailage bloc B



- Ferrailage bloc C

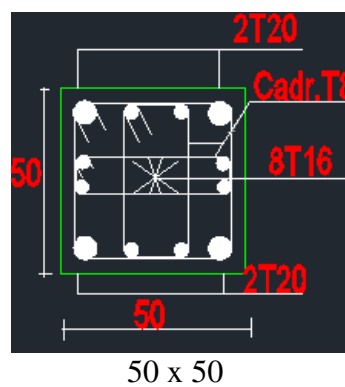


Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction:

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

V.3.2 Recommandation du RPA99 version 2003 ^[1]:

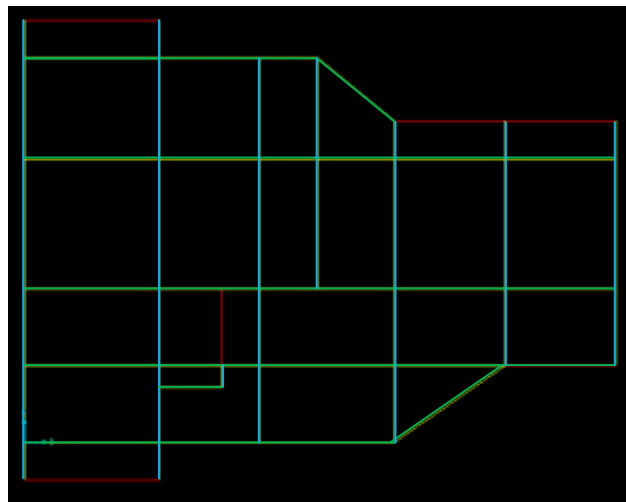
- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

V.3.3 BLOC A

V.3.3.1 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse (35x55))
- Sens non porteur (poutre secondaire (30x45))



Poutre porteuse	
Poutre non porteuse	

Figure V.2 : Disposition des Poutres bloc A

V.3.3.1.1 Poutres porteuses (35x55)

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.23 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55) (situation durable).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
terrasse	35x55	Travée	120.5105	5.55	0	9.625
		Appui	-232.2339	11.17	0	
5 ^{ème}	35x55	Travée	135.4637	6.28	0	9.625
		Appui	-296.9512	14.69	0	
4 ^{ème}	35x55	Travée	127.7208	5.9	0	9.625
		Appui	-285.4747	14.05	0	
3 ^{ème}	35x55	Travée	125.9904	5.82	0	9.625
		Appui	-286.4524	14.11	0	
2 ^{ème}	35x55	Travée	125.1189	5.78	0	9.625
		Appui	-284.243	13.99	0	
1 ^{ér}	35x55	Travée	125.4431	5.79	0	9.625
		Appui	-278.0954	13.65	0	
RDC	35x55	Travée	124.4236	5.74	0	9.625
		Appui	-274.4895	13.45	0	
1 ^{ér} E-S	35x55	Travée	135.0408	6.26	0	9.625
		Appui	-160.3141	7.5	0	
2 ^{ème} E-S	35x55	Travée	126.3856	5.84	0	9.625
		Appui	-266.8774	13.03	0	
3 ^{ème} E-S	35x55	Travée	123.6122	5.7	0	9.625
		Appui	-255.9979	12.44	0	
4 ^{ème} E-S	35x55	Travée	125.2313	5.78	0	9.625
		Appui	-243.1013	11.75	0	

b. Situation accidentelle : G+Q+E**Tableau V.24** : Ferrailage des poutres porteuses (35x55) (situation accidentelle)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
terrasse	35x55	Travée	162.2011	6.46	0	9.625
		Appui	-267.4245	10.93	0	
5^{ème}	35x55	Travée	217.5585	8.79	0	9.625
		Appui	-350.7721	14.65	0	
4^{ème}	35x55	Travée	255.6182	10.42	0	9.625
		Appui	-363.8052	15.25	0	
3^{ème}	35x55	Travée	327.351	13.59	0	9.625
		Appui	-411.0694	17.46	0	
2^{ème}	35x55	Travée	385.6428	16.27	0	9.625
		Appui	-462.9512	19.96	0	
1^{er}	35x55	Travée	421.6721	17.97	0	9.625
		Appui	-493.3382	21.47	0	
RDC	35x55	Travée	445.4996	19.11	0	9.625
		Appui	-518.2322	22.73	0	
1^{er} E-S	35x55	Travée	417.6775	17.78	0	9.625
		Appui	-474.1876	20.52	0	
2^{ème} E-S	35x55	Travée	420.141	17.89	0	9.625
		Appui	-477.5525	20.68	0	
3^{ème} E-S	35x55	Travée	449.2609	19.3	0	9.625
		Appui	-503.5782	21.99	0	
4^{ème} E-S	35x55	Travée	378.0521	15.91	0	9.625
		Appui	-432.4941	18.48	0	

c. Situation accidentelle : 0.8G±E

Tableau V.25 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55) (situation accidentelle).

<i>Etages</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
terrasse	35x55	Travée	168.545	6.73	0	9.625
		Appui	-231.9973	9.4	0	
5^{ème}	35x55	Travée	214.2733	8.65	0	9.625
		Appui	-276.4488	11.33	0	
4^{ème}	35x55	Travée	254.2074	10.36	0	9.625
		Appui	-323.1122	13.41	0	
3^{ème}	35x55	Travée	324.403	13.46	0	9.625
		Appui	-388.259	16.39	0	
2^{ème}	35x55	Travée	382.5071	16.12	0	9.625
		Appui	-440.7463	18.88	0	
1^{er}	35x55	Travée	419.7745	17.88	0	9.625
		Appui	-472.509	20.44	0	
RDC	35x55	Travée	444.206	19.05	0	9.625
		Appui	-498.3946	21.73	0	
1^{er} E-S	35x55	Travée	417.5161	17.77	0	9.625
		Appui	-457.5828	19.7	0	
2^{ème} E-S	35x55	Travée	421.3909	17.95	0	9.625
		Appui	-462.338	19.93	0	
3^{ème} E-S	35x55	Travée	451.6356	19.41	0	9.625
		Appui	-491.752	21.39	0	
4^{ème} E-S	35x55	Travée	383.5677	16.17	0	9.625
		Appui	-423.4683	18.05	0	

Remarque :

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons " $1,35G+1,5Q$ " et " $G+Q+E$ ", on constate que le ferrailage maximum est obtenu par la combinaison " $G+Q+E$ ".

V.3.3.1.1.1 Choix des armatures:

Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (35 x 55)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	$A_{s_{max}}$ (Z.C) (cm ²)	$A_{s_{max}}$ (Z.R) (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	$A_{s_{cal}}$ (cm ²)	<i>Choix des armatures</i>	$A_{s_{adopter}}$ (cm ²)
terrasse	35x55	Travée	77	115.5	9.625	6.46	4T20+2T16	16.58
		Appui				10.93	4T16+2T14	11.12
5^{ème}	35x55	Travée	77	115.5	9.625	8.79	6T20	18.84
		Appui				14.65	6T20	18.84
4^{ème}	35x55	Travée	77	115.5	9.625	10.42	6T20	18.84
		Appui				15.25	6T20	18.84
3^{ème}	35x55	Travée	77	115.5	9.625	13.59	6T20	18.84
		Appui				17.46	6T20	18.84
2^{ème}	35x55	Travée	77	115.5	9.625	16.27	6T20	18.84
		Appui				19.96	6T20+2T16	22.86
1^{er}	35x55	Travée	77	115.5	9.625	17.97	6T20	18.84
		Appui				21.47	6T20+2T16	22.86
RDC	35x55	Travée	77	115.5	9.625	19.11	4T20+4T16	20.80
		Appui				22.73	8T20	25.12
1^{er} E-S	35x55	Travée	77	115.5	9.625	17.78	6T20	18.84
		Appui				20.52	6T20+2T16	22.86
2^{ème} E-S	35x55	Travée	77	115.5	9.625	17.89	6T20	18.84
		Appui				20.68	6T20+2T16	22.86
3^{ème} E-S	35x55	Travée	77	115.5	9.625	19.3	4T20+4T16	20.6
		Appui				21.99	6T20+2T16	22.86
4^{ème} E-S	35x55	Travée	77	115.5	9.625	15.91	4T20+2T16	16.58
		Appui				18.48	6T20	18.84

V.3.3.1.2 Poutres non porteuses (30x45) :

a- Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.27 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (situation durable).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
terrasse	30x45	Travée	53.0232	3	0	6.75
		Appui	-150.7454	9.12	0	
5 ^{ème}	30x45	Travée	46.5414	2.62	0	6.75
		Appui	-77.4224	4.45	0	
4 ^{ème}	30x45	Travée	55.0507	3.12	0	6.75
		Appui	-83.6583	4.82	0	
3 ^{ème}	30x45	Travée	47.5257	2.68	0	6.75
		Appui	-83.6575	4.82	0	
2 ^{ème}	30x45	Travée	44.4962	2.5	0	6.75
		Appui	-83.6965	4.83	0	
1 ^{er}	30x45	Travée	38.9275	2.18	0	6.75
		Appui	-83.7111	4.83	0	
RDC	30x45	Travée	33.9236	1.9	0	6.75
		Appui	137.41	8.23	0	
1 ^{er} E-S	30x45	Travée	28.6709	1.6	0	6.75
		Appui	-44.3353	2.49	0	
2 ^{ème} E-S	30x45	Travée	23.8874	1.33	0	6.75
		Appui	-45.6755	2.57	0	
3 ^{ème} E-S	30x45	Travée	21.1988	1.18	0	6.75
		Appui	-83.8388	4.84	0	
4 ^{ème} E-S	30x45	Travée	20.0722	1.11	0	6.75
		Appui	-83.8366	4.84	0	

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.28 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (situation accidentelle).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
terrasse	30x45	Travée	135.1447	6.8	0	6.75
		Appui	-196.2807	10.15	0	
5^{ème}	30x45	Travée	182.2807	9.37	0	6.75
		Appui	-230.7511	12.14	0	
4^{ème}	30x45	Travée	229.8441	12.09	0	6.75
		Appui	-241.0896	12.75	0	
3^{ème}	30x45	Travée	239.9027	12.68	0	6.75
		Appui	-263.496	14.1	0	
2^{ème}	30x45	Travée	250.7004	13.33	0	6.75
		Appui	-277.0446	14.94	0	
1^{er}	30x45	Travée	247.5683	13.14	0	6.75
		Appui	-277.9921	15	0	
RDC	30x45	Travée	246.9438	13.1	0	6.75
		Appui	-252.6702	13.45	0	
1^{er} E-S	30x45	Travée	219.2809	11.47	0	6.75
		Appui	-227.9597	11.98	0	
2^{ème} E-S	30x45	Travée	197.9597	10.25	0	6.75
		Appui	-208.2487	10.83	0	
3^{ème} E-S	30x45	Travée	175.0522	8.96	0	6.75
		Appui	-182.9446	9.4	0	
4^{ème} E-S	30x45	Travée	127.8813	6.41	0	6.75
		Appui	-137.5526	6.93	0	

c. Situation accidentelle : 0.8G±E

Tableau V.29 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (situation accidentelle).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
terrasse	30x45	Travée	131.2221	6.59	0	6.75
		Appui	-181.6077	9.33	0	
5^{ème}	30x45	Travée	176.7999	9.06	0	6.75
		Appui	-212.7966	11.1	0	
4^{ème}	30x45	Travée	225.0874	11.81	0	6.75
		Appui	-231.5175	12.19	0	
3^{ème}	30x45	Travée	234.4457	12.36	0	6.75
		Appui	-246.974	13.1	0	
2^{ème}	30x45	Travée	245.3535	13.01	0	6.75
		Appui	-261.2097	13.96	0	
1^{ér}	30x45	Travée	243.4916	12.9	0	6.75
		Appui	-263.0583	14.08	0	
RDC	30x45	Travée	241.4511	12.77	0	6.75
		Appui	-245.6954	13.03	0	
1^{ér} E-S	30x45	Travée	215.5498	11.26	0	6.75
		Appui	-216.7763	11.33	0	
2^{ème} E-S	30x45	Travée	194.6854	10.06	0	6.75
		Appui	-197.6622	10.23	0	
3^{ème} E-S	30x45	Travée	172.274	8.81	0	6.75
		Appui	-179.274	9.2	0	
4^{ème} E-S	30x45	Travée	127.1717	6.37	0	6.75
		Appui	-134.9339	6.79	0	

V.3.3.1.2.1 Choix des armatures :

Tableau V.30 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30 x 45)

Etage	Section (cm ²)	Position	A _S ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _S ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _S ^{adopter} (cm ²)
terrasse	30x45	Travée	54	81	6.75	6.8	6T16	12.06
		Appui				10.15	3T16+3T14	10.64
5 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6.75	9.37	3T16+3T14	10.64
		Appui				12.14	3T20+3T16	15.45
4 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6.75	12.09	3T20+3T16	15.45
		Appui				12.75	3T20+3T16	15.45
3 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6.75	12.68	3T20+3T16	15.45
		Appui				14.1	3T20+3T16	15.45
2 ^{ème}	30x45	Travée	54	81	6.75	13.33	2T20+4T16	14.32
		Appui				14.94	3T20+3T16	15.45
1 ^{ér}	30x45	Travée	54	81	6.75	13.14	2T20+4T16	14.32
		Appui				15	3T20+3T16	15.45
RDC	30x45	Travée	54	81	6.75	13.1	2T20+4T16	14.32
		Appui				13.45	2T20+4T16	14.32
1 ^{ér} E-S	30x45	Travée	54	81	6.75	11.47	6T16	12.06
		Appui				11.98	6T16	12.06
2 ^{ème} E-S	30x45	Travée	54	81	6.75	10.25	6T16	12.06
		Appui				10.83	6T16	12.06
3 ^{ème} E-S	30x45	Travée	54	81	6.75	8.96	3T16+3T14	10.64
		Appui				9.4	3T16+3T14	10.64
4 ^{ème} E-S	30x45	Travée	54	81	6.75	6.41	6T14	9.23
		Appui				6.93	6T14	9.23

V.3.3.2 Condition de non fragilité:

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfaits la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec: } f_{t28}=2,4\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa}$$

Tableau V.31 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres.

Section (cm ²)	A _S ^{choisi} (cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	Vérification
35x55	11.12	2.13	Vérifiée
30x45	9.23	1.49	Vérifiée

Les sections choisie sont tous supérieure à A_S^{min} alors la condition est vérifiée.

V.3.3.3 Vérification vis-à-vis de L'ELS:

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton [1]

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

Acier [1]

Peut nuisible : Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

A- Poutres porteuses (35x55) :

Tableau V.32 : Vérification des poutres principales (35x55) à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Verifier
terrasse	Travée	88.1571	4.1	18	113.5	250	Oui
	Appui	-169.603	7.88		218.4		
5 ^{ème}	Travée	97.6782	3.78	18	109.5	250	Oui
	Appui	-215.630	8.35		241.8		
4 ^{ème}	Travée	92.724	3.59	18	104	250	Oui
	Appui	-207.226	8.03		232.3		
3 ^{ème}	Travée	91.4613	3.54	18	102.5	250	Oui
	Appui	-207.939	8.05		233.1		
2 ^{ème}	Travée	90.8321	3.29	18	101.2	250	Oui
	Appui	-206.323	7.46		229.9		
1 ^{ér}	Travée	91.0644	3.29	18	101.5	250	Oui
	Appui	-201.859	7.3		225		
RDC	Travée	90.3358	3.07	18	91.2	250	Oui
	Appui	-199.21	6.78		201.2		
1 ^{ér} E-S	Travée	90.4168	3.27	18	100.8	250	Oui
	Appui	-196.449	7.11		218.9		
2 ^{ème} E-S	Travée	90.5604	3.28	18	100.9	250	Oui
	Appui	-191.491	6.93		213.4		
3 ^{ème} E-S	Travée	90.9104	3.21	18	93	250	Oui
	Appui	-185.797	6.57		190		
4 ^{ème} E-S	Travée	90.9104	3.64	18	115.3	250	Oui
	Appui	-176.469	7.07		223.8		

B- Poutres non porteuses (30x45)**Tableau V.33 :** Vérification des poutres non porteuse (30x45) à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Verifier
terrasse	Travée	38.7338	2.89	18	84.9	250	Oui
	Appui	-110.10	8.46		241.2		
5 ^{ème}	Travée	33.655	2.45	18	82.6	250	Oui
	Appui	-55.748	4.06		136.8		
4 ^{ème}	Travée	31.1367	2.09	18	57.4	250	Oui
	Appui	-59.786	4		110		
3 ^{ème}	Travée	28.7187	1.88	18	52.8	250	Oui
	Appui	-59.721	3.9		109.8		
2 ^{ème}	Travée	26.1297	1.71	18	48	250	Oui
	Appui	-59.751	3.9		109.8		
1 ^{ér}	Travée	22.8097	1.49	18	41.9	250	Oui
	Appui	-59.761	3.9		109.9		
RDC	Travée	19.6366	1.32	18	36.2	250	Oui
	Appui	-59.762	4		110.1		
1 ^{ér} E-S	Travée	13.7215	1.02	18	30	250	Oui
	Appui	-32.181	2.39		70.3		
2 ^{ème} E-S	Travée	10.511	0.78	18	23	250	Oui
	Appui	-33.23	2.46		72.6		
3 ^{ème} E-S	Travée	11.2811	0.9	18	27.9	250	Oui
	Appui	-59.852	4.77		147.9		
4 ^{ème} E-S	Travée	14.4698	1.25	18	41.1	250	Oui
	Appui	-60.480	5.22		172		

V.3.3.4 Vérification de l'effort tranchant :✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

 T_u : l'effort tranchant maximum. b : Largeur de la section de la poutre. d : Hauteur utile. $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10fc28 ; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).**Tableau V.34 :** Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Niveau	Section (cm ²)	T _u max (kN)	τ _u (MPa)	τ _u BAEL add (MPa)	Verification
5 ^{ème} étage	PP 35x55	233.605	1.35	3	ok
	PNP 30x45	64.388	0.53	3	ok

✓ **Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance *FeE50* ($f_e=500MPa$).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [2]:**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 [1]:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,29cm$$

On prend : $\phi_l = 8mm$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.35 : Calcul des armatures transversales

Poutres	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
35x55	233.605	1.35	40	13.75	27.5	10	20	2.1	6T8
30x45	64.388	0.53	36.45	11.25	22.5	10	15	1.35	4T8

V.3.3.5 Recouvrement des armateurs longitudinaux :

$L_r = 50\phi$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

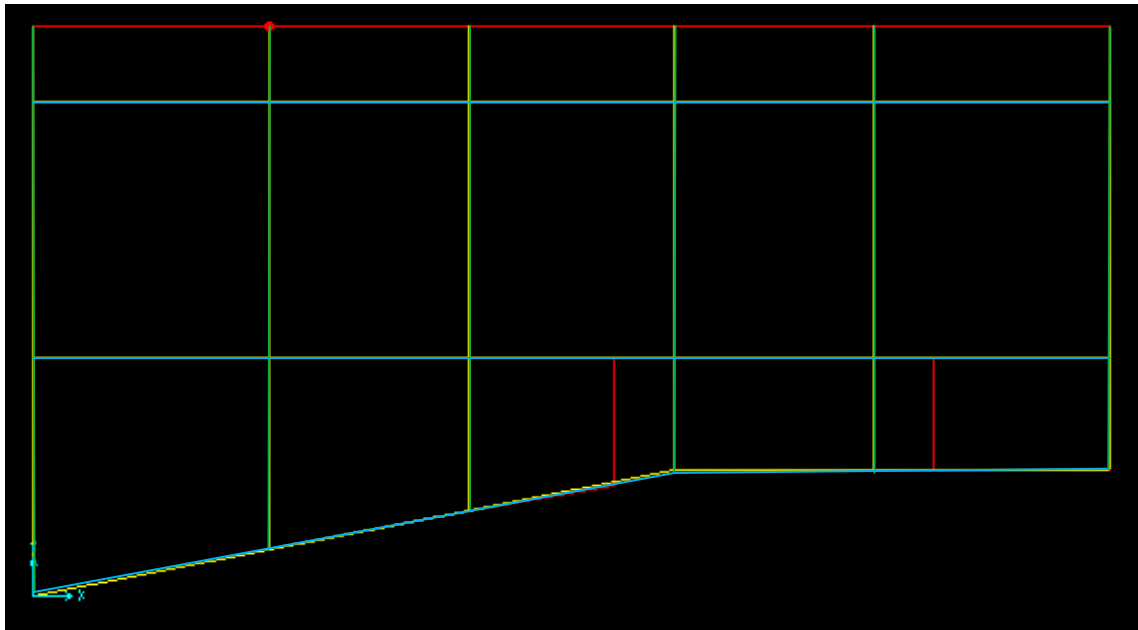
- $\phi = 20mm \dots\dots\dots L_r = 100cm$
- $\phi = 16mm \dots\dots\dots L_r = 80cm$

V.3.4 BLOC B

V.3.4.1 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse (35x55)) :
- Sens non porteur (poutre secondaire (30x45)).



Poutre porteuse	
Poutre non porteuse	

Figure V.3 : Disposition des Poutres bloc B

Remarque :

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons " $1,35G+1,5Q$ " et " $G+Q+E$ ", on constate que le ferrailage maximum est obtenu par la combinaison " $G+Q+E$ ".

D'après les résultats de ferrailage qu'on a obtenus dans le BLOC B et C se sont presque les mêmes de BLOC A donc on a généralisé le ferrailage de BLOC A pour le deux autre BLOC

V.3.4.1.1 Poutres porteuses (35x55)

a. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.36 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55) (situation accidentelle).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
terrasse	35x55	Travée	157.6232	6.28	0	9.625
		Appui	-424.9661	18.12	0	
5^{ème}	35x55	Travée	184.5204	7.39	0	9.625
		Appui	-458.8996	19.77	0	
4^{ème}	35x55	Travée	217.8273	8.8	0	9.625
		Appui	-466.9594	20.16	0	
3^{ème}	35x55	Travée	251.0943	10.22	0	9.625
		Appui	-493.3142	21.47	0	
2^{ème}	35x55	Travée	281.1097	11.53	0	9.625
		Appui	-511.1565	22.37	0	
1^{ér}	35x55	Travée	290.5102	11.95	0	9.625
		Appui	-514.7381	22.55	0	
RDC	35x55	Travée	478.0351	20.71	0	9.625
		Appui	-502.1515	21.91	0	
1^{ér} E-S	35x55	Travée	469.5073	20.29	0	9.625
		Appui	-541.5905	23.93	0	
2^{ème} E-S	35x55	Travée	419.686	17.87	0	9.625
		Appui	-485.217	21.07	0	
3^{ème} E-S	35x55	Travée	385.8674	16.28	0	9.625
		Appui	-443.6903	19.03	0	
4^{ème} E-S	35x55	Travée	303.8083	12.54	0	9.625
		Appui	-392.5876	16.59	0	
5^{ème} E-S	35x55	Travée	183.9813	7.37	0	9.625
		Appui	291.072	11.97	0	

V.3.4.1.2 Poutres non porteuses (30x45)

a. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.37 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (situation accidentelle).

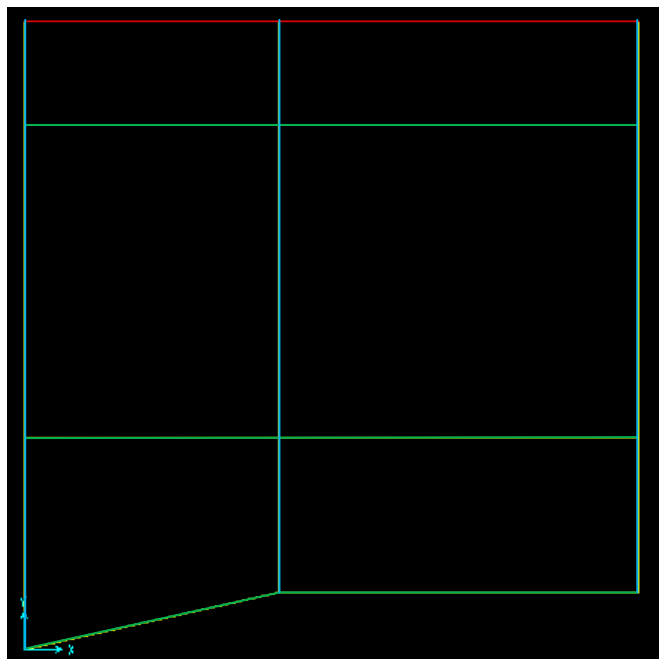
<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
terrasse	30x45	Travée	112.3871	5.6	0	6.75
		Appui	123.0001	6.15	0	
5 ^{ème}	30x45	Travée	145.2422	7.34	0	6.75
		Appui	-170.5738	8.72	0	
4 ^{ème}	30x45	Travée	44.1937	2.14	0	6.75
		Appui	-124.0948	6.21	0	
3 ^{ème}	30x45	Travée	118.342	5.91	0	6.75
		Appui	-132.2781	6.64	0	
2 ^{ème}	30x45	Travée	122.3	6.12	0	6.75
		Appui	140.2727	7.07	0	
1 ^{ér}	30x45	Travée	125.3002	6.27	0	6.75
		Appui	-142.2213	7.18	0	
RDC	30x45	Travée	153.3973	7.78	0	6.75
		Appui	-195.6896	10.12	0	
1 ^{ér} E-S	30x45	Travée	147.5663	7.46	0	6.75
		Appui	-190.0595	9.8	0	
2 ^{ème} E-S	30x45	Travée	142.5441	7.19	0	6.75
		Appui	-187.6329	9.67	0	
3 ^{ème} E-S	30x45	Travée	137.7951	6.94	0	6.75
		Appui	-183.5443	9.44	0	
4 ^{ème} E-S	30x45	Travée	111.3457	5.54	0	6.75
		Appui	-170.4323	8.71	0	
5 ^{ème} E-S	30x45	Travée	100.02	4.95	0	6.75
		Appui	-112.4952	5.6	0	

V.3.5 BLOC C

V.3.5.1 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse (35x55))
- Sens non porteur (poutre secondaire (30x45)).



Poutre porteuse	
Poutre non porteuse	

Figure V.4 : Disposition des Poutres bloc C

❖ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

V.3.5.1.1 Poutres porteuses (35x55)

a. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.38 : Ferrailage des poutres porteuses (35x55) (situation accidentelle).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
RDC	35x55	Travée	96.5297	3.79	0	9.625
		Appui	-147.7582	5.87	0	
1^{er} E-S	35x55	Travée	135.3193	5.36	0	9.625
		Appui	-262.5301	10.72	0	
2^{ème} E-S	35x55	Travée	152.6348	6.07	0	9.625
		Appui	-278.6501	11.41	0	
3^{ème} E-S	35x55	Travée	171.3288	6.84	0	9.625
		Appui	-292.8106	12.05	0	
4^{ème} E-S	35x55	Travée	161.2854	6.43	0	9.625
		Appui	-281.2555	11.54	0	
5^{ème} E-S	35x55	Travée	110.7031	4.36	0	9.625
		Appui	-220.199	8.9	0	

V.3.5.1.2 Poutres non porteuses (30x45)

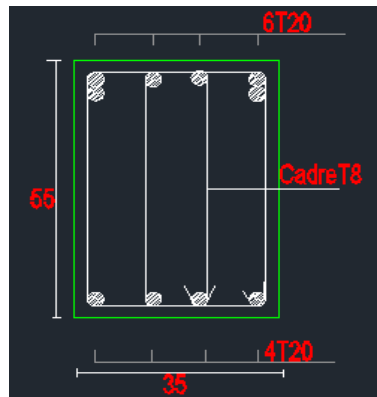
a. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.39 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x45) (situation accidentelle).

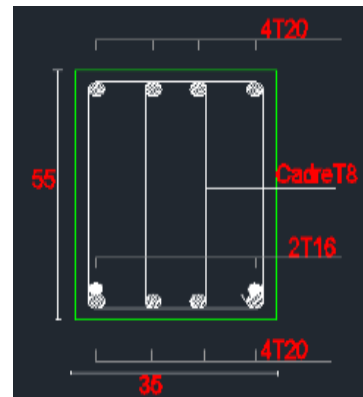
<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
RDC	30x45	Travée	68.2313	3.34	0	6.75
		Appui	-180.7391	9.28	0	
1^{er} E-S	30x45	Travée	80.0362	3.93	0	6.75
		Appui	-125.6667	6.29	0	
2^{ème} E-S	30x45	Travée	84.2993	4.15	0	6.75
		Appui	-135.2648	6.8	0	
3^{ème} E-S	30x45	Travée	89.6043	4.42	0	6.75
		Appui	-148.4598	7.51	0	
4^{ème} E-S	30x45	Travée	87.4077	4.31	0	6.75
		Appui	-145.3662	7.34	0	
5^{ème} E-S	30x45	Travée	54.5688	2.65	0	6.75
		Appui	-111.5906	5.56	0	

V.3.6 Ferrailage des poutres :

- Ferrailage 4^{ème} Entre-sol :

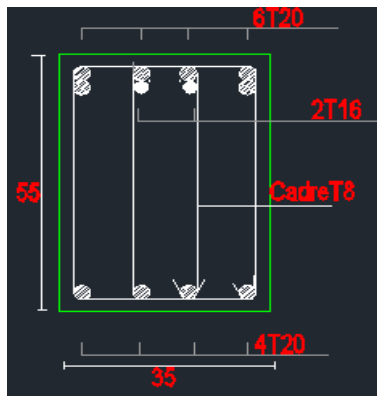


Appui

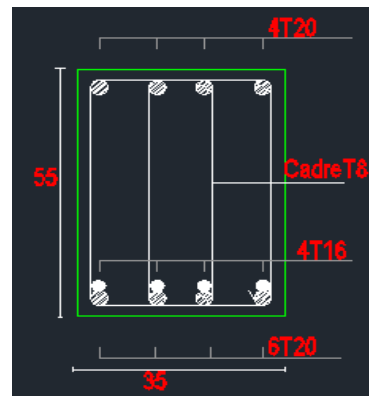


Travée

- Ferrailage 3^{ème} Entre-sol :

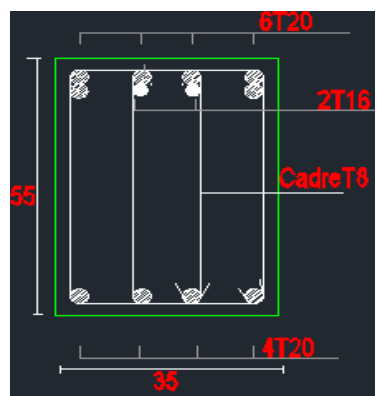


Appui

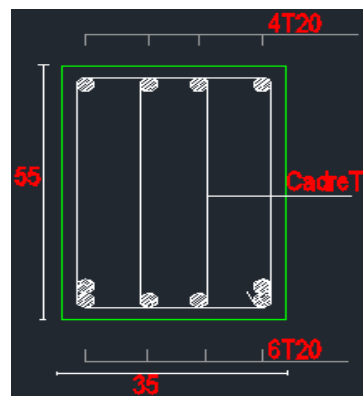


Travée

- Ferrailage 1^{er} et 2^{ème} Entre-sol :

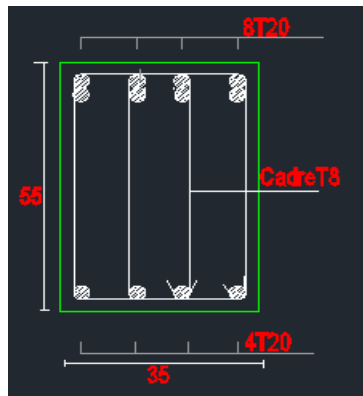


Appui

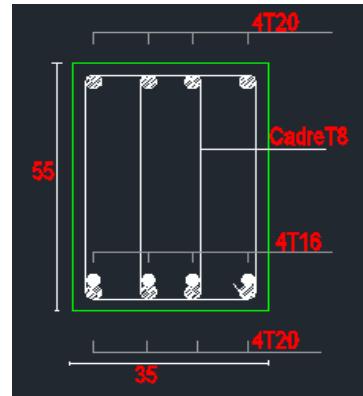


Travée

- Ferrailage RDC :

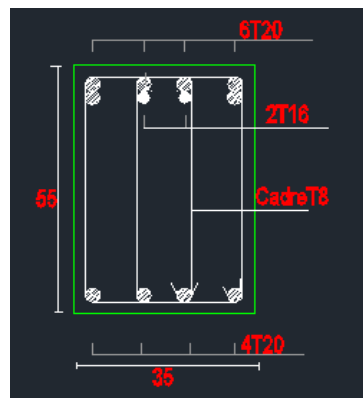


Appui

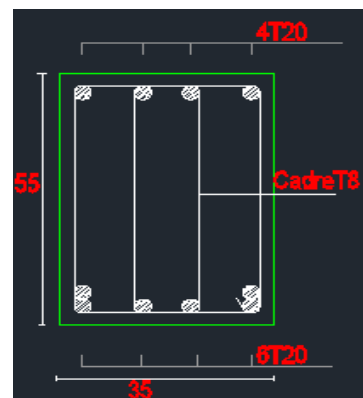


Travée

- Ferrailage 1^{er} et 2^{ème} Etage :

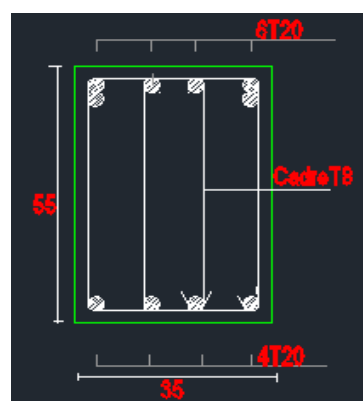


Appui

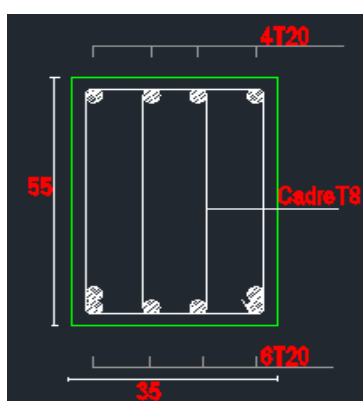


Travée

- Ferrailage 3^{ème} 4^{ème} et 5^{ème} Etage :



Appui



Travée

- Ferrailage terrasse :

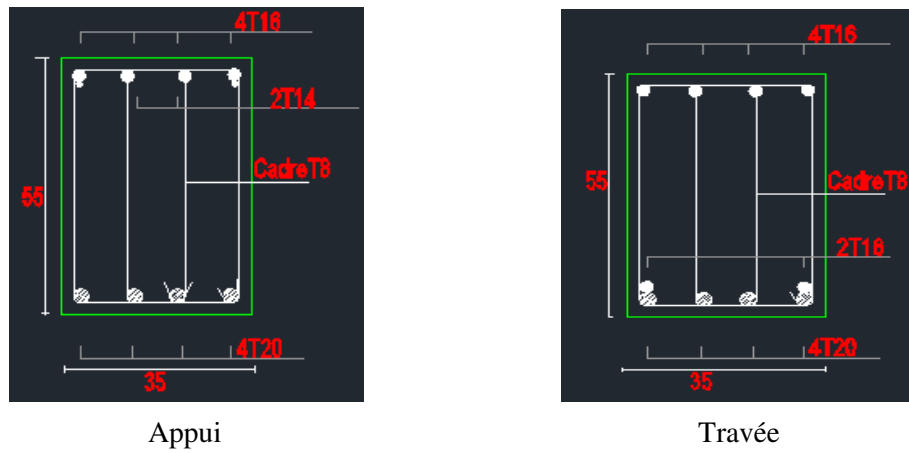
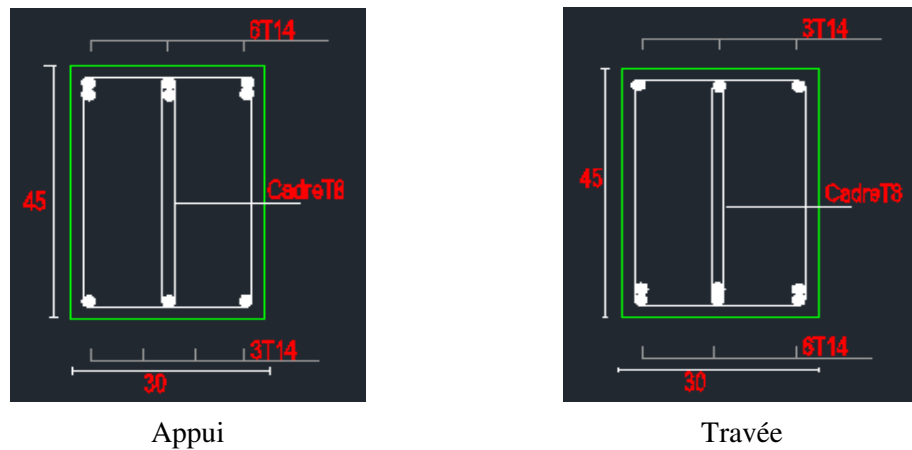
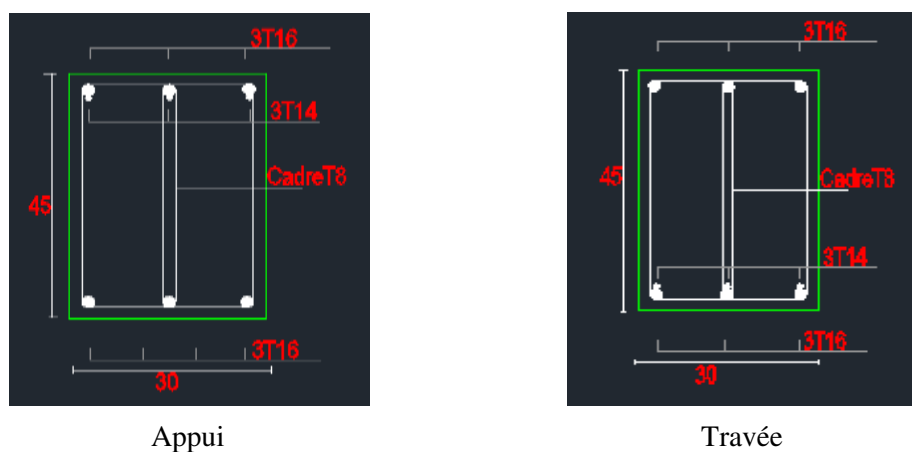


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres principales

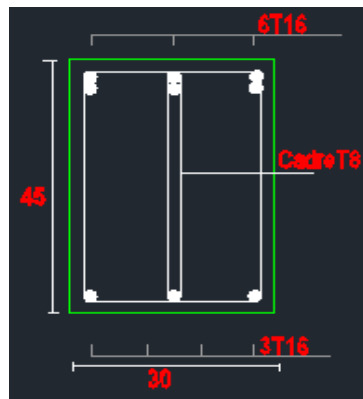
- Ferrailage 4^{ème} Entre-sol :



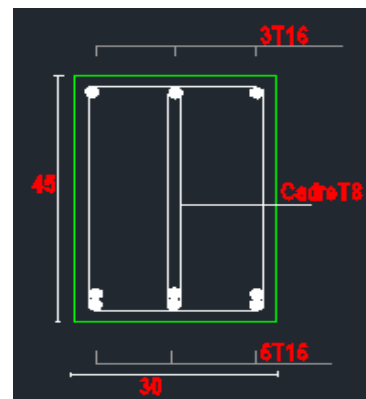
- Ferrailage 3^{ème} Entre-sol :



- Ferraillage 1^{er} et 2^{ème} Entre-sol :

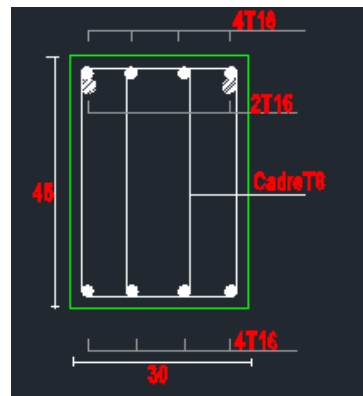


Appui

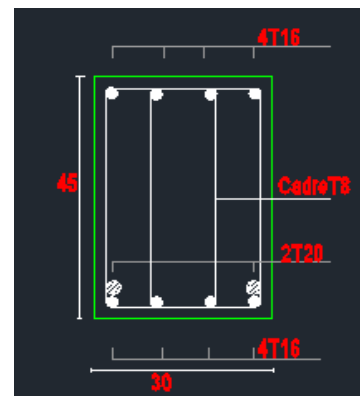


Travée

- Ferraillage RDC et 4^{ème} Etage :

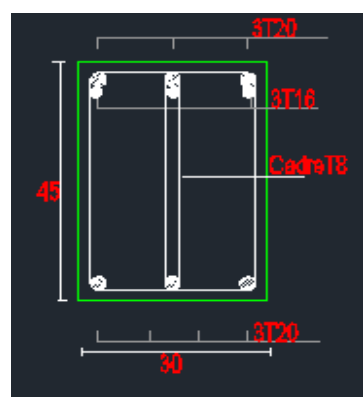


Appui

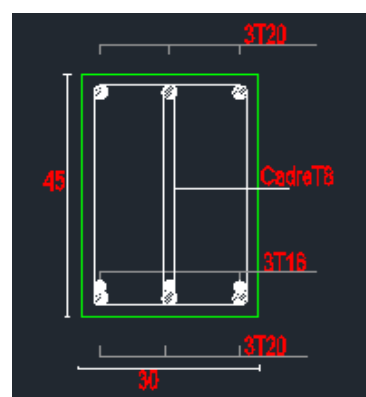


Travée

- Ferraillage 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} Etage :

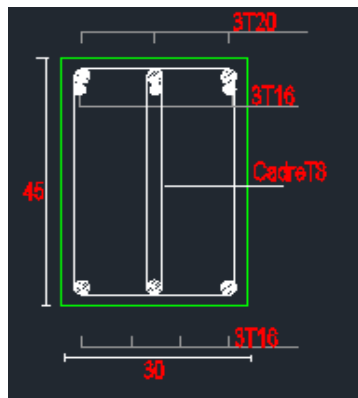


Appui

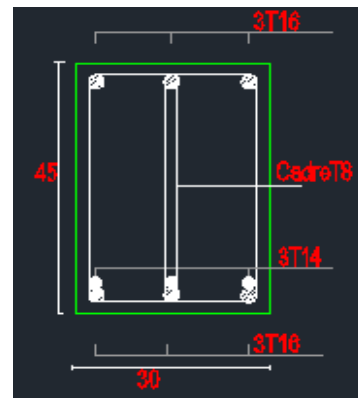


Travée

- Ferrailage 5^{ème} Etage :

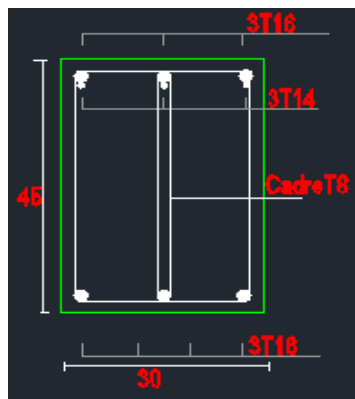


Appui

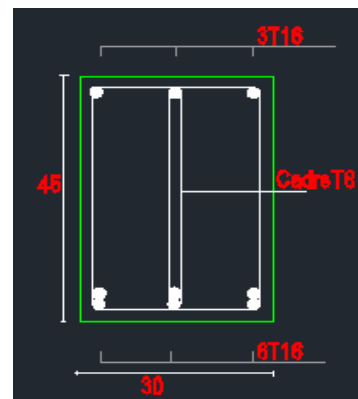


Travée

- Ferrailage Terrasse :



Appui



Travée

Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

V.4 Ferrailage des voiles:

V.4.1 Généralités :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs. On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

V.4.2 Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le [1].

V.4.3 Procédure de ferrailage des trumeaux :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,15} = 22,17 \text{ MPa}$$

Avec:

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le [1] est : $A_{\min} = 0,20 \cdot a \cdot L$

2^{eme} cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction

$A_v = f_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le [1].

- ✓ Si : $A_v < A_{\min} = 0,2 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.
- ✓ Si : $A_v > A_{\min} = 0,2 \% a.L$, on ferraille avec A_v

3^{eme} cas: Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$ sont de signe différent, \Rightarrow a section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue., d'où la section des armatures vertical.

Règles Communes (selon le RPA) ^[1] :

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1.5 e$: épaisseur du voile

$$S \leq 30\text{cm}$$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- ✓ Le diamètre Φ_t des épingles est : $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20 \text{ mm}$.

$$\Phi_t = 8\text{mm} \text{ lorsque } \Phi_v > 20 \text{ mm}.$$

- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne ^[1] les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

$$G + Q + E, \quad 0.8G + E$$

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement ^[1]

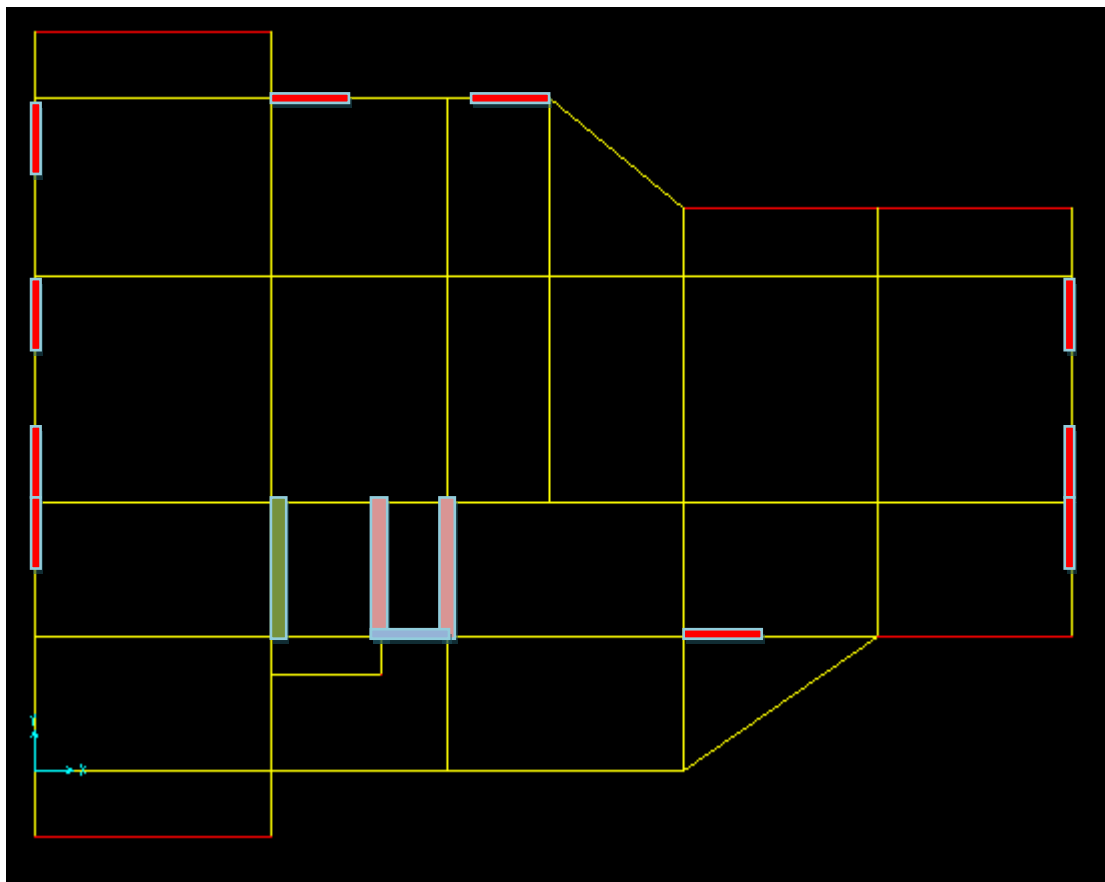
$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & (\text{traction}) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (\text{compression}) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; I = \frac{a l^3}{12}$$

N: effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)

V.4.4 BLOC A







V1	V2	V3	V4
			

Figure V.7: Disposition des voiles bloc A

V.4.4.1 Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min [h_e/2 ; (2/3) \cdot L'] \text{ Article 7.7.4 [1].}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

espacement :

En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30)$

En zone d'about : $Sta = St/2$

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé la structure en quatre voile:

Les tableaux suivants représentent les résultats de ferrailage vertical de tous les voiles :

Remarque :

Les calculs sera fait à l'aide du logiciel EXCEL

Tableau V.40 : Le ferrailage de voile 1

N	e (m)	L (m)	M (KN.m)	N (KN)	As (cm ²)	As _{RP} A (cm ²)	As _{mi} n (cm ²)	As adopté (cm ²)	CHOIX DES ARMATURES
5 ^{ème}	0.15	1.88	-87.617	-180	4.637	4.638	3.48	9.42	2x(6HA10)
4 ^{ème}	0,15	1.88	134.41	315.16	6.454	4.892	3.67	9.42	2x(6HA10)
3 ^{ème}	0,15	1.88	247.99	573.15	11.76	4.862	3.65	15.7	2x(10HA10)
2 ^{ème}	0,15	1.88	314.48	722.89	14.85	4.851	3.64	15.7	2x(10HA10)
1 ^{er}	0,15	1.88	398.68	911.33	18.74	4.840	3.63	27.12	2x(12HA12)
RDC	0,15	1.88	472.53	1077.8	22.17	4.835	3.63	27.12	2x(12HA12)
1 ^{er} E-S	0,15	1.88	392.08	902.23	18.53	4.853	3.64	27.12	2x(12HA12)
2 ^{ème} E-S	0,15	1.88	0.1125	0.153	4.022	4.022	3.016	9.42	2x(6HA10)
3 ^{ème} E-S	0,15	1.88	595.85	1342.9	27.68	4.811	3.608	30.84	2x(6HA12+12HA10)
4 ^{ème} E-S	0,15	1.88	773.65	1733.1	35.76	4.799	3.60	39.44	2x(4HA14+12HA12)
5 ^{ème} E-S	0,15	1.88	902.70	1496.9	33.27	4.285	3.214	39.44	2x(4HA14+12HA12)

Tableau V.41 : Le ferrailage de voile 2

N	e (m)	L (m)	M (KN.m)	N (KN)	As (cm ²)	As _{SRPA} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	CHOIX DES ARMATURES
5 ^{ème}	0.2	3.8	-0.8157	0.174	8.6268	8.627	6.47	9.42	2x(6HA10)
4 ^{ème}	0.2	3.8	-0.7849	0.167	8.6241	8.624	6.49	9.42	2x(6HA10)
3 ^{ème}	0.2	3.8	-0.7147	0.156	8.6506	8.651	6.49	9.42	2x(6HA10)
2 ^{ème}	0.2	3.8	-0.6066	0.14	8.7109	8.711	6.53	9.42	2x(6HA10)
1 ^{ér}	0.2	3.8	-0.4864	0.122	8.8073	8.807	6.60	9.42	2x(6HA10)
RDC	0.2	3.8	-0.3758	0.102	8.9064	8.906	6.68	9.42	2x(6HA10)
1 ^{ér} E-S	0.2	3.8	-0.2838	0.077	8.9059	8.906	6.68	9.42	2x(6HA10)
2 ^{ème} E-S	0.2	3.8	-0.2913	0.06	8.5914	8.591	6.44	9.42	2x(6HA10)
3 ^{ème} E-S	0.2	3.8	-0.3699	0.045	8.1856	8.186	6.14	9.42	2x(6HA10)
4 ^{ème} E-S	0.2	3.8	-0.3738	0.029	7.9734	7.973	5.98	9.42	2x(6HA10)
5 ^{ème} E-S	0.2	3.8	678.59	-2233.2	3.9537	3.954	2.96	9.42	2x(6HA10)

Tableau V.42 : Le ferrailage de voile 3

N	e (m)	L (m)	M (KN.m)	N (KN)	As (cm ²)	As _{RPA} (cm ²)	As _{mi n} (cm ²)	As adopté (cm ²)	CHOIX DES ARMATURE S
5 ^{ème}	0.15	3.8	-0.6722	0.21	6.8278	6.828	5.12	9.42	2x(6HA10)
4 ^{ème}	0.15	3.8	-0.6404	0.195	6.7992	6.799	5.09	9.42	2x(6HA10)
3 ^{ème}	0.15	3.8	-0.5636	0.168	6.7761	6.776	5.08	9.42	2x(6HA10)
2 ^{ème}	0.15	3.8	-0.4667	0.136	6.7520	6.752	5.06	9.42	2x(6HA10)
1 ^{er}	0.15	3.8	-0.393	0.108	6.6921	6.692	5.02	9.42	2x(6HA10)
RDC	0.15	3.8	-0.3399	0.087	6.6240	6.624	4.97	9.42	2x(6HA10)
1 ^{er} E-S	0.15	3.8	-0.2589	0.066	6.8691	6.869	4.98	9.42	2x(6HA10)
2 ^{ème} E-S	0.15	3.8	-0.2333	0.053	6.5201	6.520	4.89	9.42	2x(6HA10)
3 ^{ème} E-S	0.15	3.8	-0.2794	0.049	6.3331	6.333	4.75	9.42	2x(6HA10)
4 ^{ème} E-S	0.15	3.8	-0.294	0.042	6.2157	6.216	4.66	9.42	2x(6HA10)
5 ^{ème} E-S	0.15	3.8	-1051.29	908.9	19.878	8.821	6.61	22.6	2x(11HA12)

Tableau V.43 : Le ferrailage de voile 4

N	e (m)	L (m)	M (KN.m)	N (KN)	As (cm ²)	As _{RPA} (cm ²)	As _{mi n} (cm ²)	As adopté (cm ²)	CHOIX DES ARMATURES
5 ^{ème}	0.2	2	-0.4938	0.766	6.0683	6.068	4.55	9.42	2x(6HA10)
4 ^{ème}	0.2	2	-0.4903	0.722	5.9634	5.963	4.47	9.42	2x(6HA10)
3 ^{ème}	0.2	2	-0.4196	0.554	5.7604	5.760	4.32	9.42	2x(6HA10)
2 ^{ème}	0.2	2	-0.3305	0.417	5.6823	5.682	4.26	9.42	2x(6HA10)
1 ^{ér}	0.2	2	-0.2987	0.529	6.3613	6.361	4.77	9.42	2x(6HA10)
RDC	0.2	2	-0.2936	0.654	6.9700	6.970	5.23	9.42	2x(6HA10)
1 ^{ér} E-S	0.2	2	-0.2038	0.59	7.8600	7.860	5.895	9.42	2x(6HA10)
2 ^{ème} E-S	0.2	2	-0.139	0.503	7.3161	7.316	5.49	9.42	2x(6HA10)
3 ^{ème} E-S	0.2	2	-0.1874	0.551	7.8853	7.885	5.91	9.42	2x(6HA10)
4 ^{ème} E-S	0.2	2	-0.2448	0.619	7.3701	7.370	5.53	9.42	2x(6HA10)
5 ^{ème} E-S	0.2	2	-1306.8	3814.3	76.300	7.892	5.92	81.83	2x(4HA20+14HA16)

V.4.4.2 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 %.

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 V_{max}/b_0d$

Avec :

V_{max} : l'effort tranchant à la base du voile.

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0,2f_c/28$. L'article 7.7.2 RPA 99version2003

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq u \bar{\tau}$

b. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \leq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj} K)}{0,9 f_e} \quad C. B. A93 Art A. 5.1.2.3^{(3)}$$

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA 99version2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- ✓ 0,15% : globalement dans la section des voiles.
- ✓ 0,10 % : dans les sections courantes.

$S_t \leq \min(1, 5 a, 30\text{cm})$ (Art7.7.4.3 RPA99).

Remarque :

Pour les résultants des ferrailages horizontale (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

Tableau V. 44 : Résultat de ferrailage horizontal

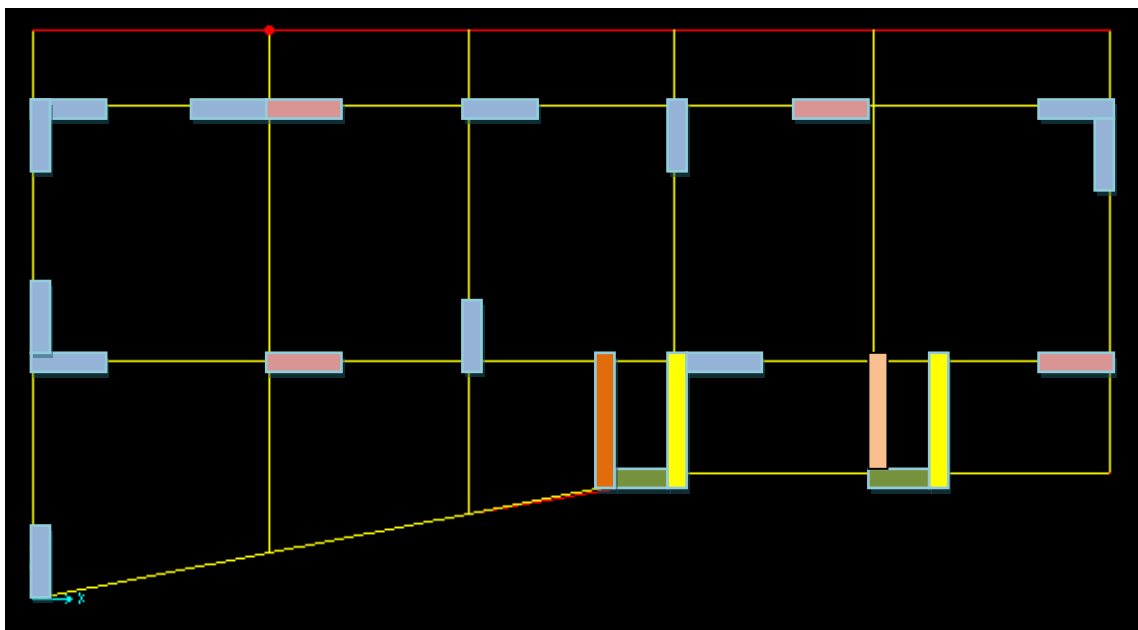
	L	V max	τu	$\bar{\tau} u$	Condition	At (cm2)	Atmin (cm2)	At adopté	St (cm)	Choix des barres
v 1	1.88	75.767	0.17	6	vérifier	1.13	4.23	12.43	20	11HA12
v 2	3.8	1.553	0.00273	6	vérifier	0.024	11.4	12.43	20	11HA12
v 3	3.8	17.468	0.04	6	vérifier	0.26	8.55	12.43	20	11HA12
v 4	2	112.445	0.20	6	vérifier	1.33	6	12.43	20	11HA12

Remarque :

Dans les BLOC B et C on a gardé le même ferrailage de BLOC A car on trouver presque la même section.

Dans c'est deux dernier BLOC B et C on a ferrillé juste le max du voile par rapport tous les niveaux.

V.4.5 BLOC B



V1	V2	V3	V4	V5

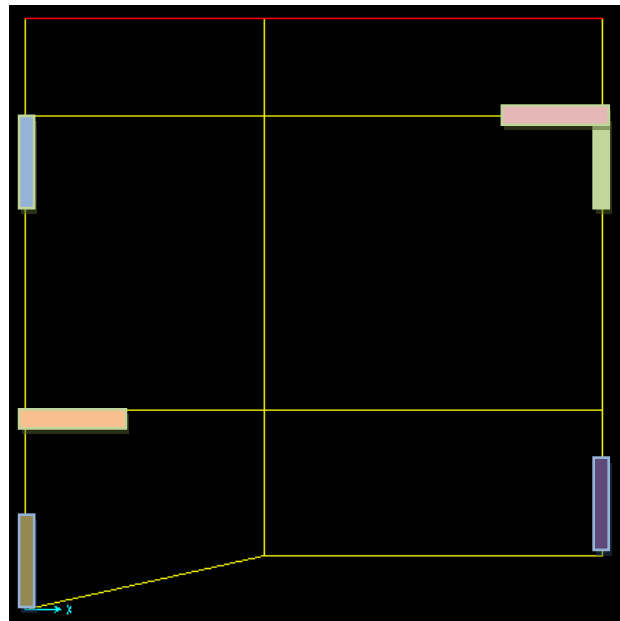
Figure V.8: Disposition des voiles bloc B

V.4.5.1 Ferrailage vertical :

Tableau V.45 : Le ferrailage des voiles

V	e (m)	L (m)	M (KN.m)	N (KN)	As (cm ²)	As _{RPA} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopté (cm ²)	CHOIX DES ARMATURES
V ₁	0,2	1.88	-707.27	-2639.2	0.5442	0.544	4.08	9.42	2x(6HA10)
V ₂	0,2	2.5	621.893	692.75	15.9980	7.321	5.49	9.42	2x(6HA10)
V ₃	0,2	2	-661.58	2030.37	39.7011	7.904	5.93	9.42	2x(6HA10)
V ₄	0,2	3.2	1340.96	-2548.6	0.0662	0.066	4.95	9.42	2x(6HA10)
V ₅	0,2	2.8	320.246	-1734.1	3.3839	3.384	2.53	9.42	2x(6HA10)

V.4.6 BLOC C



V1	V2	V3	V4	V5	V6

Figure V.9: Disposition des voiles bloc C

V.4.6.1 Ferrailage vertical :

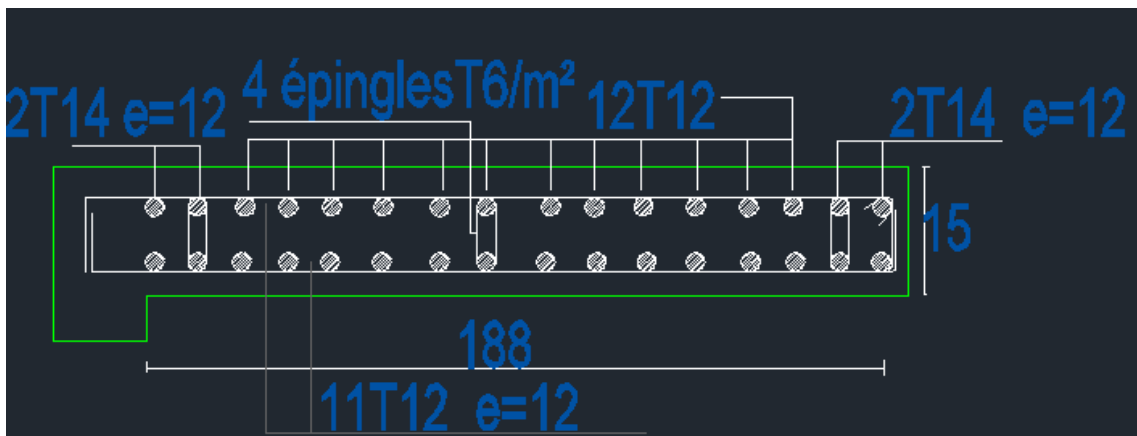
Tableau V.46 : Le ferrailage des voiles

V	e (m)	L (m)	M (KN.m)	N (KN)	As (cm ²)	As _{RPA} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As adopte (cm ²)	CHOIX DES ARMATURES
V 1	0,2	2	-167.9602	358.401	7.3780	6.845	5.13	9.42	2x(6HA10)
V 2	0,2	2	210.8112	-2144.3	5.2398	2.82	2.12	9.42	2x(6HA10)
V 3	0,2	2	-164.0385	89.817	4.7300	4.473	3.55	9.42	2x(6HA10)
V 4	0,2	2	396.1428	-955.767	0.7831	0.783	5.87	9.42	2x(6HA10)
V 5	0,2	2	-277.0573	-2489.18	5.5219	2.664	2	9.42	2x(6HA10)
V 6	0,2	2	405.1844	1507.67	24.59	7.225	5.42	9.42	2x(6HA10)

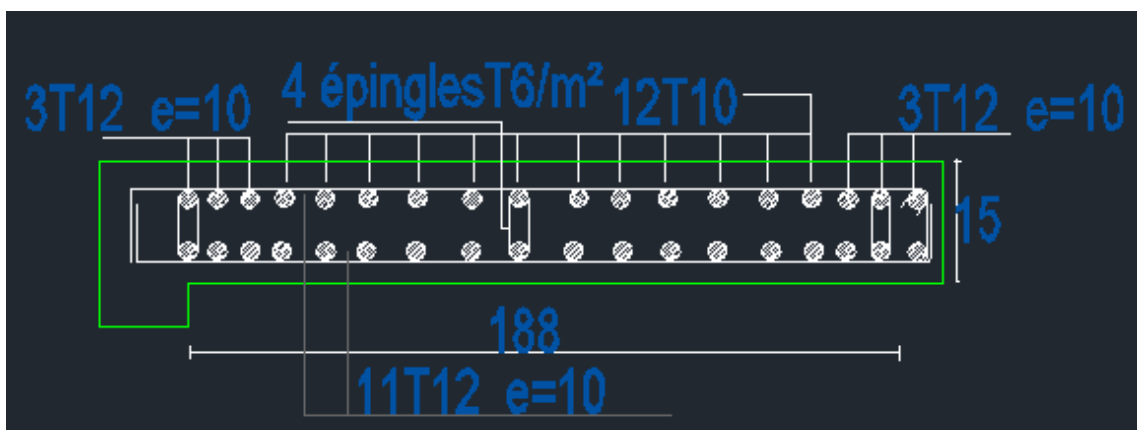
V.4.7 Ferrailage des voiles:

✓ Voile 1 :

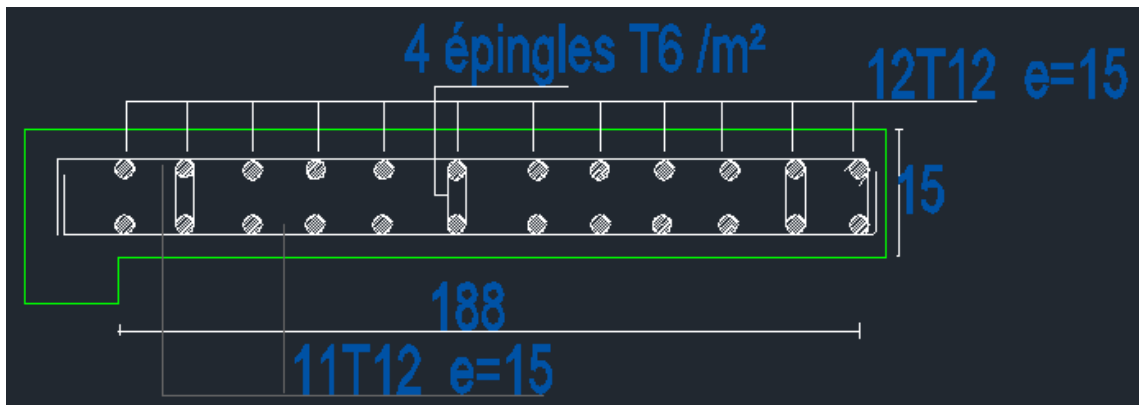
- 5^{ème} et 4^{ème} Entre-sol :



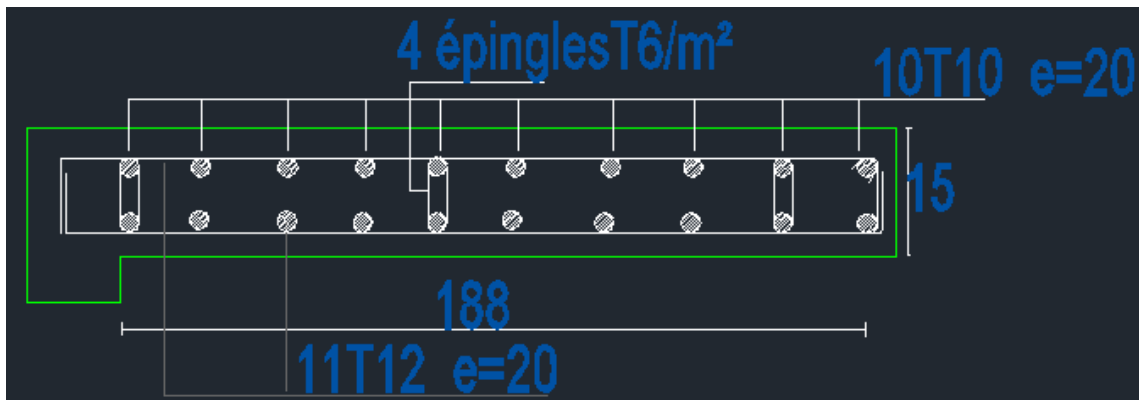
- 3^{ème} Entre-sol :



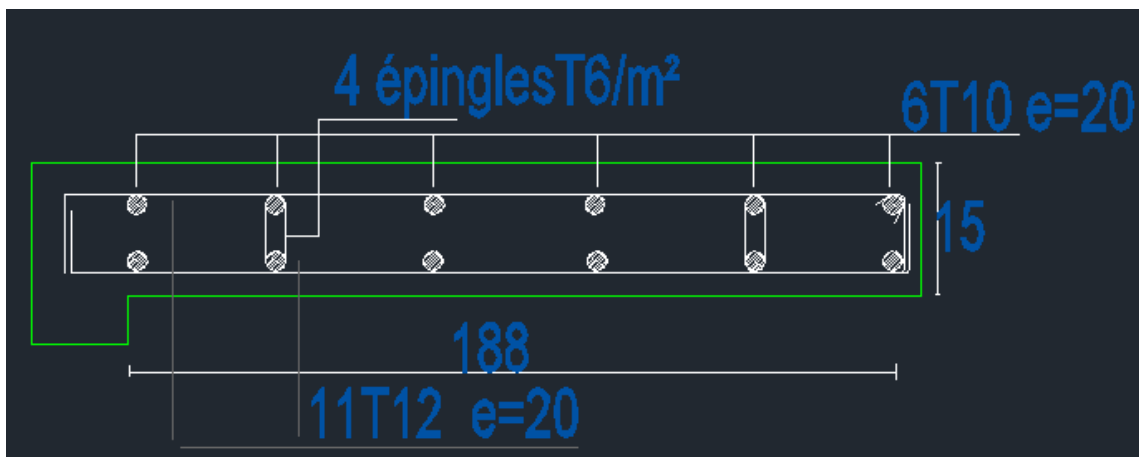
- 1^{ème} Entre-sol, RDC et 1^{er} Etage :



- 2^{ème} et 3^{ème} Etage:

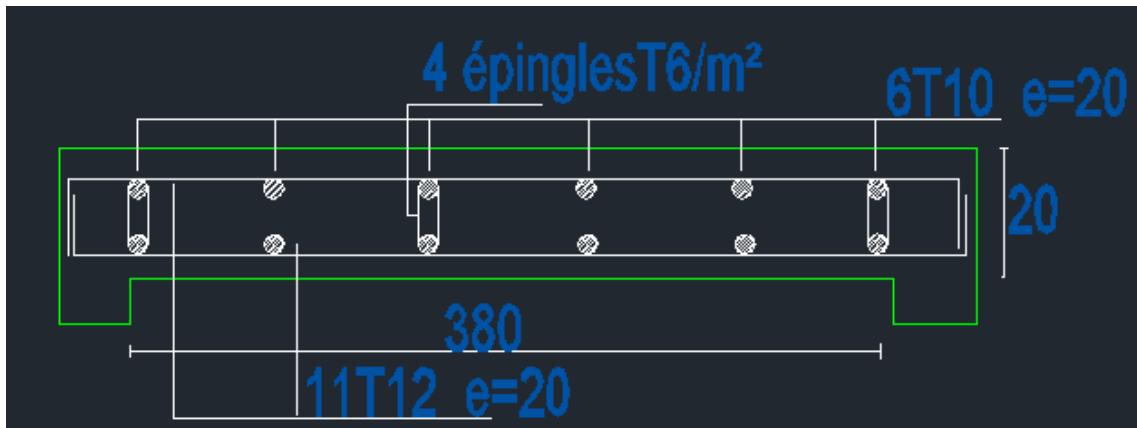


- 4^{ème}, 5^{ème} Etage et 2^{ème} Entre-sol :



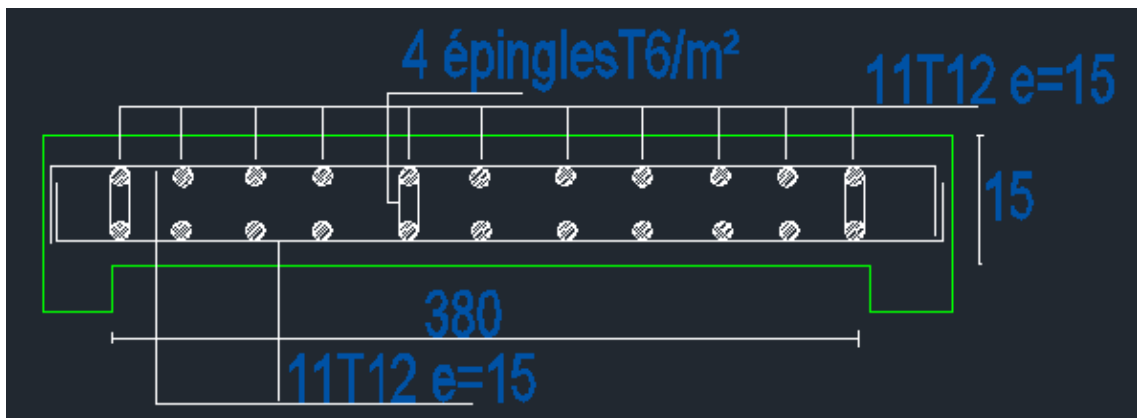
✓ Voile 2 :

- Tous les Etages :

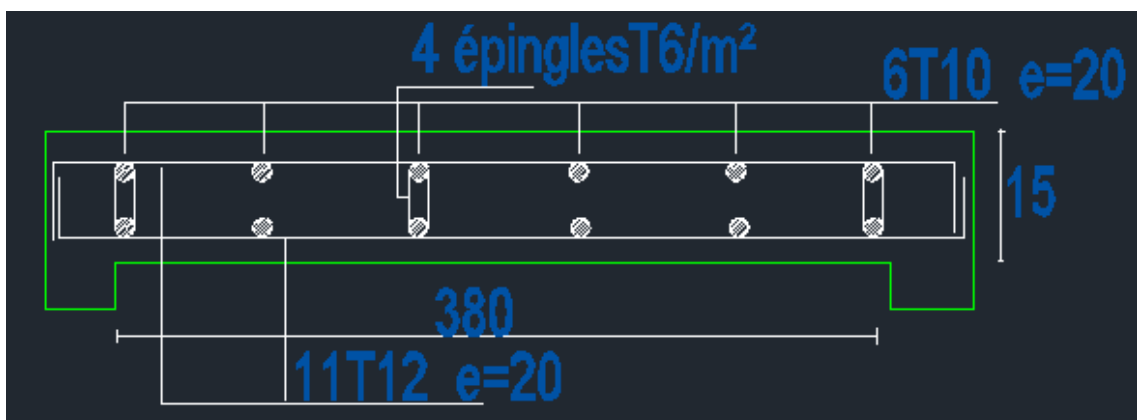


✓ Voile 3 :

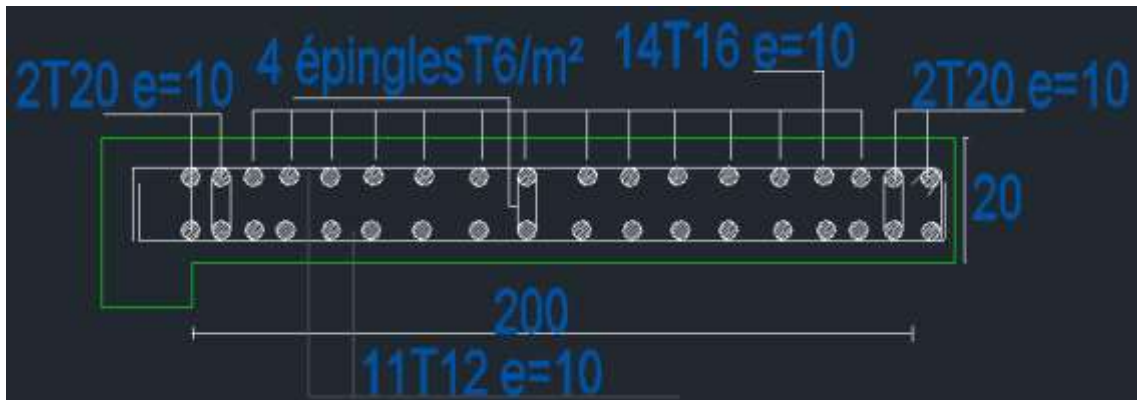
- 5^{ème} Entre-sol :



- Les autres étages :



- ✓ Voile 4 :
- 5^{ème} Entre-sol :



- Les autres étages :

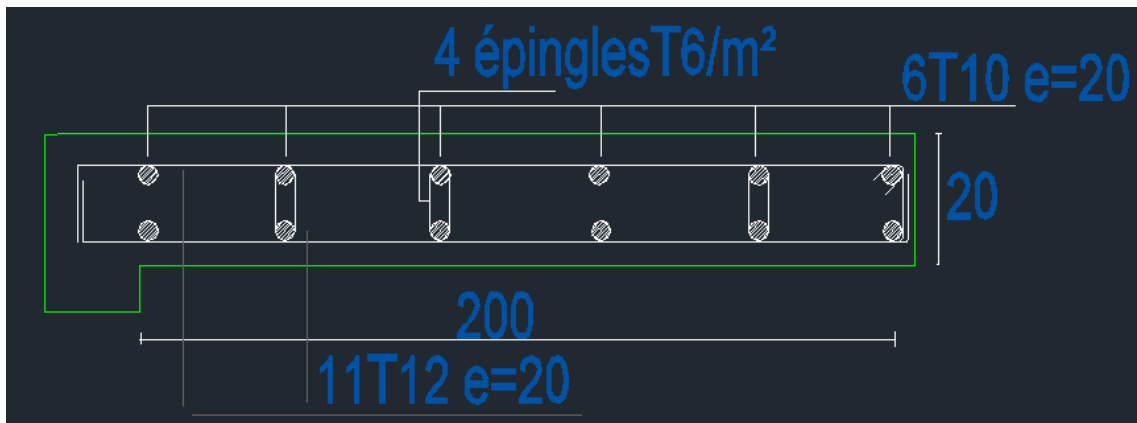


Figure V.10 : Schéma de ferrailage des voiles

VI.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par cet ouvrage ^[10] .

VI.2 Calcul des fondations :

On commence noté choix de fondation par les semelles isolées- filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification ; On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations ; On doit vérifier la condition suivante ^[10] :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol

N : Effort normal appliqué sur la fondation

S : Surface de la fondation

VI.2.1 BLOC A

VI.2.1.1 Semelles isolées :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad d'ou \quad A.B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour une semelle carrée : $B = \sqrt{S}$

A partir des résultats de sondage effectué au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol à donner une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2,5bars$ (Voir annexe I)

- Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

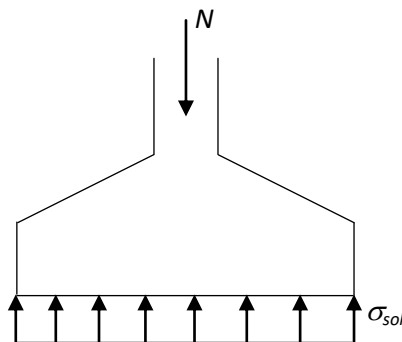


Figure VI.1 : Semelle isolée sous poteau

Tableau VI.1: Sections des semelles isolées

Poteau	N (KN)	S (m ²)	$B = \sqrt{S}$ (m)	B ^{choisie} (m)
B-1	1837.95	7.36	2.73	3
B-2	2216.053	8.87	2.98	3
B-4	2039.676	8.16	2.86	3
B-6	2186.695	8.75	2.95	3
D-1	1506.271	6.03	2.46	2.5
D-2	1714.237	6.86	2.62	3
D-4	1478.475	5.92	2.44	2.5
D-6	1882.736	7.54	2.75	3
D-7	2048.796	8.20	2.87	3
D-8	547.141	2.19	1.48	1.5
E-1	1157.07	4.63	2.16	2.5
E-2	1862.148	7.45	2.73	3
E-4	1634.97	6.54	2.56	3
E-5	2014.743	8.06	2.84	3
E-6	2575.135	10.31	3.22	3.5
E-7	2854.635	11.42	3.38	3.5
E-8	1094.791	4.38	2.09	2.5
F-1	1545.782	6.19	2.49	2.5
F-2	3261.058	13.05	3.62	3.5
F-4	2553.492	10.22	3.20	3.5
F-5	2416.673	9.67	3.11	3.5
F-6	2939.064	11.76	3.43	3.5
F-7	3130.413	12.53	3.54	3.5
F-8	1522.682	6.10	2.47	2.5
H-1	1572.331	6.29	2.51	2.5
H-2	1672.287	6.69	2.59	3
H-4	1407.738	5.64	2.38	2.5
H-5	1809.304	7.24	2.70	3

- **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement de certaines semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.1.2 Semelles filantes :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que :

$$N = \sum N_i \text{ De chaque fil de poteaux}$$

$$S = B \times L ; \sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle = 27.05m

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Tableau VI.2 : Sections des semelles filantes

Filles	N (KN)	S (m ²)	BxL choisie (m ²)
B	8280.374	33.12	1 X 27.05
D	9177.656	36.72	1 X 27.05
E	13193.492	52.78	1 X 27.05
F	17369.164	69.48	1 X 27.05
H	6461.66	25.85	1 X 27.05

- **Conclusion :**

On constate que la section totale des semelles filantes est inférieure à $\frac{1}{2}$ de la section de l'ouvrage $\left(133.25m^2 < \frac{446.325}{2} = 223.625m^2\right)$; donc on opte pour une semelle filent croise.

N.B : d'après les calculs on trouve que : le choix des fondations des blocs (B) et (C) c'est une semelle filent croise.

VI.2.1.3 Semelles filantes croisées :

Tout d'abord il faut calculée les coefficients de répartition des charges pour retrouver la charge revenant à chaque semelle filante.

Tableau VI.3 : la répartition pour les poteaux centraux

	Poteaux central				
	% Sens xx	% Sens yy	P(KN)	Nx(KN)	Ny(KN)
D-2	0.63	0.36	1417.237	1079.97	617.125
D-4	0.63	0.36	1478.475	931.439	532.251
D-6	0.64	0.35	1882.736	1204.95	658.96
E-2	0.55	0.45	1862.148	1024.181	837.966
E-4	0.55	0.45	1634.97	899.23	735.74
E-5	0.42	0.59	2014.743	846.19	1188.69
E-6	0.51	0.5	2575.135	1313.32	1287.57
E-7	0.53	0.47	2854.635	1512.96	13411.68
F-2	0.52	0.48	3261.058	1695.75	1565.31
F-4	0.41	0.59	2553492	1046.93	1506.56
F-5	0.38	0.62	2416.6373	918.34	1498.34

Tableau VI.4 : la répartition pour les poteaux d'angles

	Poteaux d'angles				
	% Sens xx	% Sens yy	P(KN)	Nx(KN)	Ny(KN)
B-1	0.67	0.33	1837.95	1231.43	606.52
B-6	0.67	0.33	2186.695	1465.09	721.61
D-8	0.62	0.38	547.141	339.23	207.91
F-8	0.46	0.54	1522.682	700.43	822.25
H-1	0.59	0.41	1572.331	927.68	644.66
H-5	0.35	0.65	1809.304	633.26	1176.05

Tableau VI.5 : la répartition pour les poteaux de rive

	Poteaux rive				
	% Sens xx	% Sens yy	P(KN)	Nx(KN)	Ny(KN)
B-2	0.77	0.22	2216.053	1706.36	487.53
B-4	0.77	0.22	2039.676	1570.55	448.73
D-1	0.51	0.5	1506.271	768.19	753.14
D-7	0.76	0.24	2048.796	1557.08	491.71
E-1	0.41	0.74	1157.07	474.39	856.23
E-8	0.36	0.64	1094.791	394.12	700.67
F-1	0.38	0.62	1545.782	587.39	958.38
F-6	0.61	0.39	2939.064	1792.83	1146.23
F-7	0.64	0.36	3130.413	2003.46	1126.95
H-2	0.71	0.29	1672.287	1187.32	484.96
H-4	0.61	0.39	1407.738	858.72	54902

VI.2.1.3.1 Les charges qui reviennent pour chaque file :**Tableau VI.6 :** Section des semelles filante sens x-x

File	P(KN)	σ (KN/m ²)	L(m)	B(calculer)	B (choisir)	SF (m2)
SFB	5973.43	250	17.3	1.39	1.2	43.25
SFD	5880.859	250	27.05	0.87	1.2	67.625
SFE	6464.391	250	27.05	0.96	1.4	67.625
SFF	8745.13	250	27.05	1.29	1.4	67.625
SFH	3606.98	250	13.5	1.07	0.8	33.75
\sum SF						279.825

Tableau VI.7: Section des semelles filante sens y-y

File	P(KN)	σ (KN/m ²)	L(m)	B(calculer)	B (choisir)	SF (m2)
SF1	3818.93	250	16.5	0.93	1	41.25
SF2	3992.891	250	16.5	0.97	1	41.25
SF4	3772.301	250	16.5	0.92	1	41.25
SF5	3863.08	250	10.5	1.48	1	26.25
SF6	3814.37	250	12.3	1.45	1	30.75
SF7	2960.34	250	9.3	1.27	1	23.25
SF8	1730.83	250	9.3	0.75	0.8	23.25
\sum SF						227.25

- **Conclusion :** On constate que la section totale des semelles filantes est supérieure à $\frac{1}{2}$

de la section de l'ouvrage $\left(507.075m^2 > \frac{446.325}{2} = 223.625m^2 \right)$.

VI.2.1.3.2 Pré dimensionnement de la semelle filante croise :**a. Dalle :**

$$ht = (B-b/4) + 5\text{cm} = (100-70)/4 + 5\text{cm} = 12.5\text{cm} \quad \text{on a choisie } h = 25\text{cm}$$

b. Nervure :✓ **Condition de coffrage :**

$$bn > L_{\max}/10 = 610/10 = 61\text{cm}$$

On opt $bn = 65\text{cm}$

✓ **La hauteur de nervure :**

Pour étudier la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique ;

La nervure est rigide : $L_{\max} \leq (\pi/2 \times le) + a$ [7]

$$(\pi/2 \times le) \geq (\text{entre axe poteaux}).$$

Avec :

E: Module de Young

K: Coefficient de raideur du sol (selon le rapport du sol)

I: Inertie de la section transversale du radier.

bn : largeur de la nervure

bsf : largeur utile

a : largeur de poteau

$$bsf = 2.5\text{m} ; E = 32164.195 \text{ MPa} ; K = 38.2 \text{ MN/m}^3 ; bn = 65\text{cm} ; L = 6.1 \text{ m}$$

Alors la relation devient :

$$hn \geq \sqrt[3]{\frac{K \times 48 \times bsf \times (l)^4}{E \times bn \times \pi}}$$

$$\Rightarrow hn \geq 1.46\text{m}$$

- Le choix final :

Les dimensions de la nervure : ($bn = 65\text{cm}$; $hn = 150\text{cm}$)

VI.2.1.3.3 Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq (0,045U_c h f_{c28}) / \gamma_b$$

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité = 2575.135 KN

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2[(a + b) + 2h] = 8m$$

$$a = b = 0,7m$$

$$N_u \leq (0.045 \times 8000 \times 1500 \times 30 / 1.5) = 1080KN$$

Donc: la condition est verifieer

VI.2.1.3.4 Vérification au renversement :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$E0 = Mr/Nr < B/4^{[7]}$$

Avec:

$E0$: La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

Mr : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Nr : effort normal de la structure.

B : la largeur du radier.

Tableau VI.8: Vérification au renversement sens x-x et y-y

Sens	Nr(KN)	Mr(KN.M)	E(m)	B(m)	B/4(m)	Obs
XX	30670.79	10789.98	0.35	27.05	6.77	Cv
YY	23952.742	1795.428	0.75	16.5	4.13	Cv

- **Conclusion :** Les conditions sont vérifiées donc le bâtiment est stable.

VI.2.1.3.5 Ferrailage des semelles filantes croise :

- **Ferrailage de la semelle :**

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :

$$A_s = P_u (B-b) / (8.d. \sigma_s)$$

P_u : L'effort normal reparti à l'ELU.

✓ Exemple de calcul :

$$A_s = 425.26 \times 1000 \times (2.5 - 0.7) / (8 \times 0.45 \times 435) = 4.38 \text{ cm}^2$$

$$A_r = (A_s \cdot B) / 4 = (5.02 \times 2.5) / 4 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ donc: } A_r = T10$$

$$\text{CNF: } 0,23 \times b \times d \times f_c / f_e = 0.23 \times 100 \times 50 \times 2.4 / 500 = 5.52 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.9: Ferrailage de la semelle sens x-x

Fille	P(KN)	L(m)	q(KN)	$A_s(\text{cm}^2)$	choix
SFB	7876.136	17.3	455.26	4.38	7T12
SFD	8011.115	27.05	296.16	3.05	
SFE	9720.648	27.05	359.36	3.7	
SFF	12017.00	27.05	444.25	4.57	8T12
SFH	4915.493	13.5	364.11	3.75	5T12

Tableau VI.10: Ferrailage de la semelle sens y-y

Fille	P(KN)	L(m)	Q(KN)	$A_s(\text{cm}^2)$	choix
SF1	5362.5	16.5	325	3.35	6T12
SF2	5453.312	16.5	330.5	3.4	
SF4	5117.687	16.5	310.16	3.19	
SF5	5299.061	10.5	504.67	5.19	
SF6	5233.336	12.3	425.47	4.38	
SF7	4071.117	9.3	437.75	4.51	
SF8	2365.867	9.3	254.39	2.62	5T12

• **Ferrailage des nervures :**

Les charges revenant pour chaque fille a L'ELU :

$$q_{elu} = N/L$$

L = 6.1 m (grande travée)

➤ Moment en travée et sur appuis à l'ELU :

$$M_0 = (q \cdot l \times 2) / 8$$

$$M_t = 0.85M_0 \quad \text{et} \quad M_a = 0.5M_0$$

✓ Condition de non fragilité :

$$0.23 \times b \times d \times f_t / f_e = 0.23 \times 65 \times 108 \times 2.4 / 500 = 7.75 \text{ cm}^2$$

Elu : (flexion simple)

Tableau VI.11: Ferrailage de nervures.

	qu (kn.m)	M0 (kn.m)	Mu (kn.m)	Ascal (cm ²)	choix	As (adopté) (cm ²)
Travée	504.67	2347.35	1995.25	35.84	12T20	37.70
Appuis			1173.68	20.62	12T16	24.13

- **Ferrailage transversal :**

$$T_{elu} = q \times l / 2 = 504.67 \times 6.1 / 2 = 1539.24 \text{ KN}$$

$$A_t \geq (T_{elu} \times S_t) / 0.9 \times d \times \sigma_s = 4.37 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend 6T10 ($A_s = 4.71 \text{ cm}^2$).

- **Armature de peau :**

$$A_p = (5 \text{ cm}^2) / m \times 1.5 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend 4T16 ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$).

VI.2.2 BLOC B :

VI.2.2.1 Pré dimensionnement de la semelle filante croise :

a. Dalle :

$$h_t = (B - b/4) + 5 \text{ cm} = (140 - 70) / 4 + 5 \text{ cm} = 22 \text{ cm} \text{ on a choisie } h = 30 \text{ cm}$$

b. Nervure :

- Condition de coffrage :

$$b_n > L_{\max} / 10 = 540 / 10 = 54 \text{ cm}$$

On opt $b_n = 55 \text{ cm}$

- La hauteur de nervure :

Avec : $bsf = 2.5 \text{ m}$; $E = 32164.195 \text{ MPa}$; $K = 38.2 \text{ MN/m}^3$; $b_n = 55 \text{ cm}$; $L = 6.1 \text{ m}$

Alors la relation devient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{K \times 48 \times bsf \times (l)^4}{E \times b_n \times \pi}}$$

$$\Rightarrow h_n \geq 1.31 \text{ m}$$

- Le choix final :

Les dimensions de la nervure : ($b_n = 55 \text{ cm}$; $h_n = 130 \text{ cm}$)

VI.2.2.2 Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq (0,045U_c h f_{c28}) / \gamma b$$

$$N_u = 9420KN \leq (0.045 \times 8000 \times 1300 \times 30 / 1.5) = 9360KN$$

Donc: la condition est verifiee

VI.2.2.3 Vérification au renversement :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5); avec: $E_0 = M_r / N_r < B/4$

Tableau VI.12: Vérification au poinçonnement sens x-x et y-y

Sens	Nr(KN)	Mr(KN.M)	E(m)	B(m)	B/4(m)	Obs
XX	46093.15	13789.95	0.29	25.5	6.375	Cv
YY	19668.83	2565.338	0.13	11.4	2.85	Cv

Conclusion : Les conditions sont vérifiées donc le bâtiment est stable.

VI.2.2.4 Ferrailage des semelles filantes croise :

- **Ferrailage de la semelle :**

Tableau VI.13: Ferrailage de la semelle sens x-x

Fille	P(KN)	L(m)	q(KN)	As(cm2)	choix
SFA	5776.136	15.3	377.53	4.34	7T12
SFC	8311.115	27.05	307.25	3.53	
SFD	8920.648	22.25	400.92	4.61	
SFF	1117.005	11.3	98.85	1.14	8T12
SFI	5915.493	13.5	438.18	5.03	5T12
SFJ	5562.32	14.75	377.11	4.33	

Tableau VI.14: Ferrailage de la semelle sens x-x.

Fille	P(KN)	L(m)	Q(KN)	As(cm2)	choix
SF1	5362.5	14.5	369.82	4.25	6T12
SF2	5453.312	14.5	376.09	4.32	
SF3	5117.687	14.5	352.94	4.05	
SF5	5299.061	11.25	471.02	5.41	
SF6	5233.336	13.5	387.65	4.45	
SF8	4071.117	10.75	378.7	3.29	5T12

- **Ferrailage des nervures :**

✓ Condition de non fragilité :

$$0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 55 \times 117 \times 2.4 / 500 = 7.1 \text{ cm}^2$$

Elu : (flexion simple)

Tableau VI.15: Ferrailage des nervures.

	qu (kn.m)	M0 (kn.m)	Mu (kn.m)	Ascal (cm ²)	choix	As (adopté) (cm ²)
Travée	471.02	1716.88	1459.35	30.50	12T20	37.70
Appuis			8158.44	32.03	12T20	37.70

- **Ferrailage transversal :**

$$T_{elu} = q \times l / 2 = 471.02 \times 5.4 / 2 = 1271.754 \text{ KN}$$

$$A_t \geq (T_{elu} \times S_t) / 0.9 \times d \times \sigma_s = 4.16 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend 6T10 ($A_s = 4.71 \text{ cm}^2$).

- **Armature de peau :**

$$A_p = (5 \text{ cm}^2) / m \times 1.5 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend 4T16 ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$).

VI.2.3 BLOC C

VI.2.3.1 Pré dimensionnement de la semelle filante croise :

a. Dalle :

$$h_t = (B - b/4) + 5 \text{ cm} = (80 + 50/4) + 5 \text{ cm} = 12.5 \text{ cm} \text{ on a choisie } h = 20 \text{ cm}$$

b. Nervure :

- Condition de coffrage :

$$b_n > L_{\max} / 10 = 575 / 10 = 57.5 \text{ cm}$$

On opt $b_n = 60 \text{ cm}$

- La hauteur de nervure :

On a: $b_s F = 2.52 \text{ m}$; $E = 32164.195 \text{ MPa}$; $K = 38.2 \text{ MN/m}^3$; $b_n = 60 \text{ cm}$; 5.75 m

Alors la relation devient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{K \times 48 \times b_s f \times (l)^4}{E \times b_n \times \pi}}$$

$$\Rightarrow h_n \geq 1.39 \text{ m}$$

- Le choix final :

Les dimensions de la nervure : ($b_n = 60 \text{ cm}$; $h_n = 150 \text{ cm}$)

VI.2.3.2 Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq (0,04 \sigma_{c2} h f_{c2}) / \gamma_b$$

$$N_u = 1650.006 \text{KN} \leq (0.045 \times 4400 \times 1500 \times 30 / 1.5) = 5940 \text{KN}$$

VI.2.3.3 Vérification au renversement :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5), on a: $E0 = M_r / N_r < B/4$

Tableau VI.16: Vérification au renversement sens x-x et y-y .

Sens	Nr(KN)	Mr(KN.M)	E(m)	B(m)	B/4(m)	Obs
XX	6025.137	442.765	0.07	8.45	2.11	Cv
YY	6311.624	483.538	0.08	10.2	2.55	Cv

Conclusion : Les conditions sont vérifiées donc le bâtiment est stable.

VI.2.3.4 Ferrailage des semelles filantes croise :

- **Ferrailage de la semelle :**

Tableau VI.17: Ferrailage de la semelle sens x-x.

Fille	P(KN)	L(m)	Q(KN)	As(cm2)	choix
SFB	1730.88	10.2	169.69	2.95	5T12
SFC	3317.851	10.2	325.28	5.65	7T12
SFD	3065.331	10.2	300.52	5.22	

Tableau VI.18: Ferrailage de la semelle sens y-y.

Fille	P(KN)	L(m)	Q(KN)	As(cm2)	choix
SF1	1705.34	8.45	201.82	3.58	5T12
SF2	2214.352	7.6	291.361	5.09	6T12
SF3	2178.828	7.6	282.69	5.14	

- **Ferrailage des nervures :**

✓ Condition de non fragilité :

$$0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 60 \times 144.5 \times 2.4 / 500 = 9.57 \text{ cm}^2$$

Elu : (flexion simple)

Tableau VI.19: Ferrailage de nervure.

	Qu (kn.m)	M0 (kn.m)	Mu (kn.m)	Ascal (cm2)	choix	As (adopté) (cm2)
Travée	359.49	1485.7	1262.85	22.3	8T20	25.13
Appuis			742.85	12.91	8T14	12.31

- **Ferraillage transversal :**

$$T_{ELU} = q \times l / 2 = 359.495 \times 75 / 2 = 1033.53 \text{ KN}$$

$$A_t \geq (T_{ELU} \times S_t) / 0.9 \times d \times \sigma_s = 2.64 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend 4T10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$).

- **Armature de peau :**

$$A_p = (5 \text{ cm}^2) / m \times 1.5 = 7.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : on prend 4T16 ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$).$$

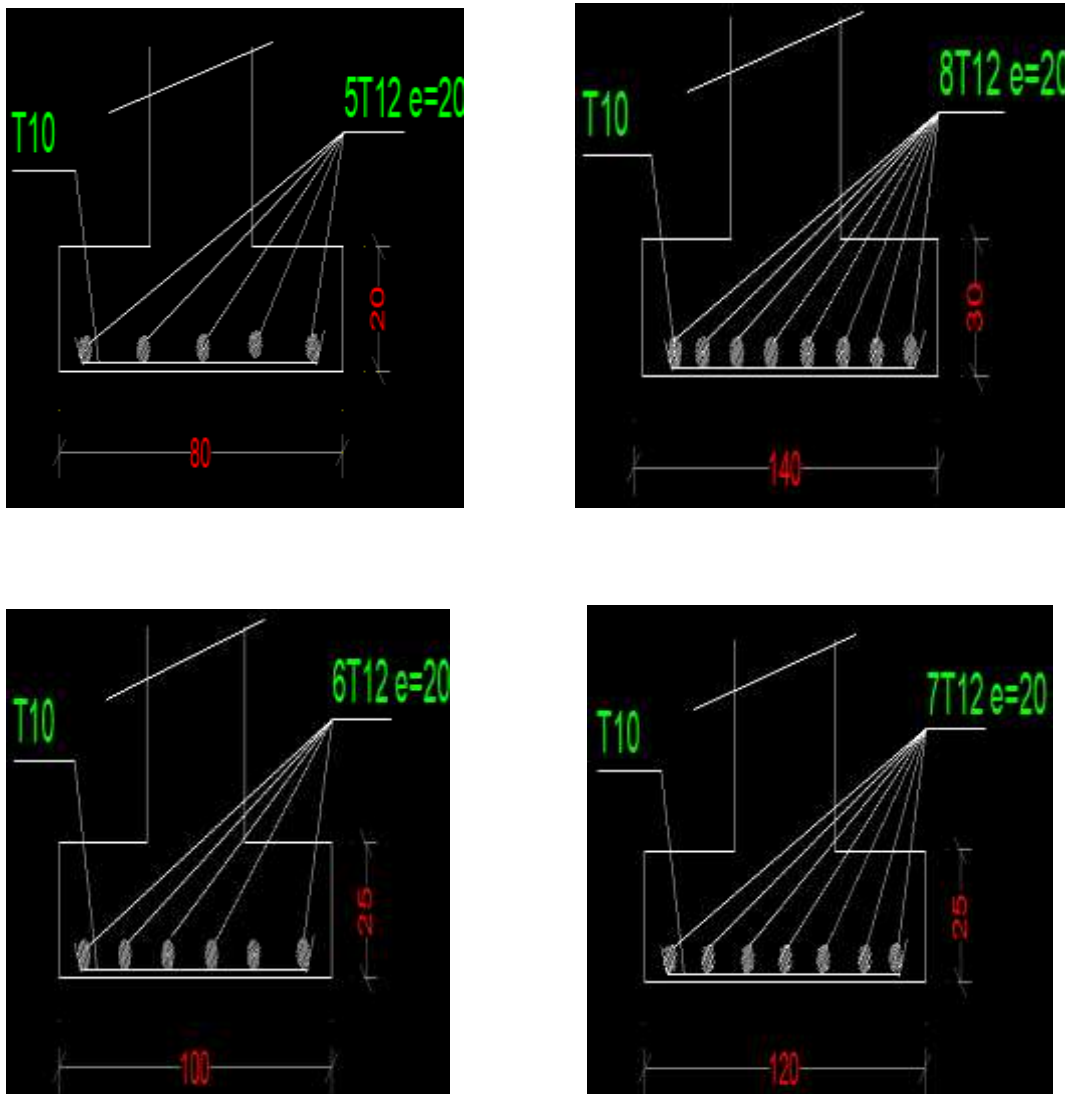
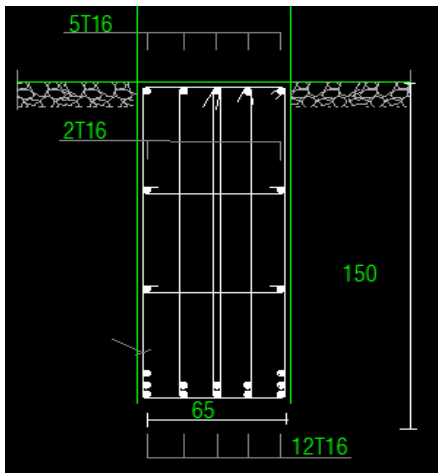
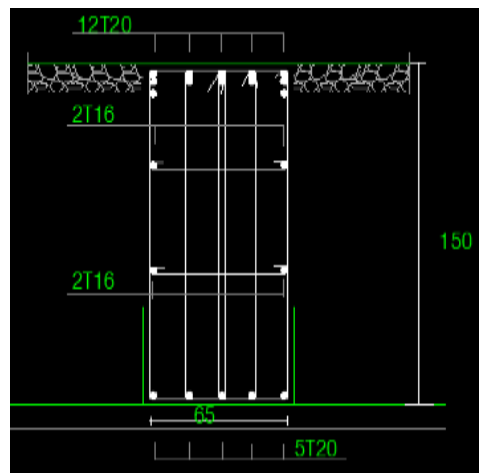


Figure VI.2 : Schéma de ferraillage semelle filent bloc A et B et C.

✓ Ferrailage nervure bloc A

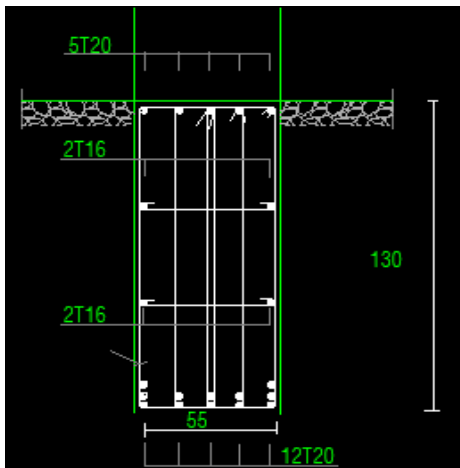


Appui

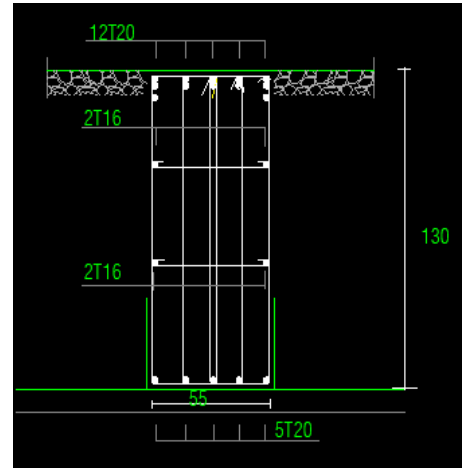


Travée

✓ Ferrailage nervure bloc B

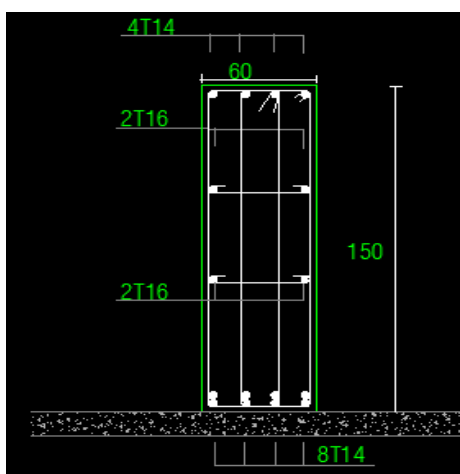


Appui

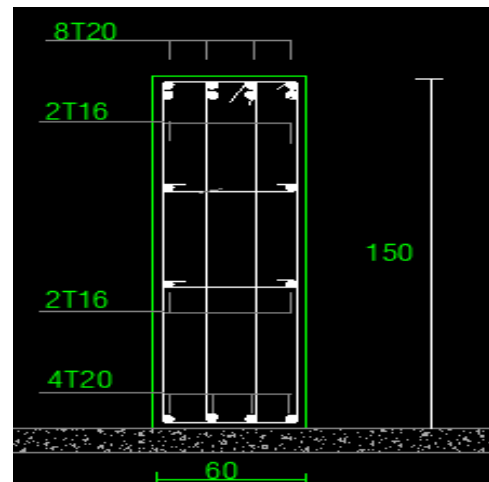


Travée

✓ Ferrailage nervure bloc C



Appui



Travée

Figure VI.3 : Schéma de ferrailage nervure bloc A et B et C.

VI.3 Etude du voile périphérique :

VI.3.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du RDC, il forme par sa grande rigidité une partie rigide et indéformable avec le plancher du RDC et les fondations.

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux conditions minimales exigées par le règlement **RPA99**.

VI.3.2 Conditions exigées par le RPA99 :

- épaisseur $e \geq 15\text{cm}$; on a $e=20\text{cm}$.
- les armatures sont constituées de deux nappes.
- le pourcentage minimum du ferrailage est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical). ($A_h=A_v=0,1\%B$)

Avec:

B : Section du voile

VI.3.3 Evaluation des charges :

On peut considérer que le voile est une dalle pleine reposant sur 4 appuis qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres.

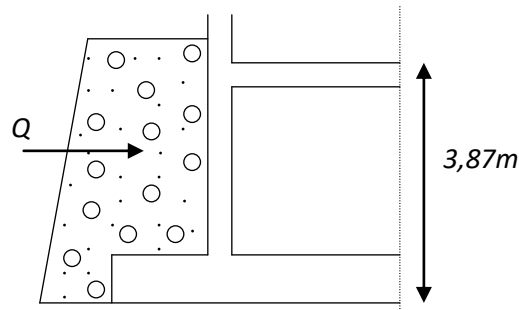


Figure VI.4 : Coupe verticale du voile périphérique

Dans notre cas, on considère le tronçon le plus défavorable

$$\begin{cases} Lx = 3,87\text{m} \\ Ly = 6,1\text{m} \end{cases}$$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1ml, se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91** ^[2], la charge de poussée des terres est donnée par :

$$Q=A.\gamma.H$$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1 ml.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres.

$$\gamma_h = 20,8 \text{ KN/m}^3$$

H : Hauteur du voile = 3,87m

$$\varphi = 27^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,376$$

Donc :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 30,27 \text{ KN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 40,86 \text{ KN/m}$$

VI.3.4 Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,63 > 0,4 \Rightarrow \text{travaille dans deux sens}$$

$$\mu_x = 0,0772 \quad \text{avec :} \quad M_x = \mu_x Q_u l_x^2 = 47,24 \text{ KNm}$$

$$\mu_y = 0,343 \quad \text{avec :} \quad M_y = \mu_y M_x = 16,20 \text{ KNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{ix} = 0,85 M_x = 40,154 \text{ KNm}$$

$$M_{iy} = 0,85 M_y = 13,77 \text{ KNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 23,62 \text{ KNm}$$

VI.3.5 Calcul du ferrailage :

$$b=100\text{cm}; d=18\text{cm}; \sigma_{bc}=17\text{cm}^2$$

Tableau VI.20 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (KNm)	μ	A'_s (cm^2)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	40.15	0.073	0	0.091	17.34	5.32	5T12	5.65	20
	y-y	13.77	0.025	0	0.031	17.76	4.31	5T12	5.65	20
Appuis	x-x et y-y	23.62	0.043	0	0.054	17.61	7.45	5T14	7.7	20

VI.3.6 Condition de non fragilité :

On a :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0006$ pour les barres de *FeE500*

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0006 \left(3 - \frac{3,87}{6,1} \right) \frac{100 \times 20}{2} = 1,42 \text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{cm}^2 \end{cases}$$

◆ en travée :

$$\begin{cases} A_x = 5,32 \text{cm}^2 > 1,42 \text{cm}^2 \\ A_y = 4,31 \text{cm}^2 > 1,2 \text{cm}^2 \end{cases}$$

◆ sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 7,45 \text{cm}^2 > 1,42 \text{cm}^2 \\ A_y = 7,45 \text{cm}^2 > 1,2 \text{cm}^2 \end{cases}$$

VI.3.7 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,5MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 69.69KN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 52.71KN$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 69.69KN$$

$$\tau_u = \frac{69.69 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0,39MPa < 1,5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

VI.3.8 Vérification à l'ELS :**a).Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,63 > 0,4 \Rightarrow ; Q_{ser} = 30,27KN/ml$$

$$\mu_x = 0,0825 \text{ avec: } M_x = \mu_x Q_{ser} l_x^2 = 37.4KNm$$

$$\mu_y = 0,508 \text{ avec: } M_y = \mu_y M_x = 18.99KNm$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 31.79KNm$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 16.14KNm$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 18.7KNm$$

b).Vérification des contraintes:

IL faut vérifier également

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés.

Tableau VI.21 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	31.79	4.18	10.71	44281.49	7.73	18	OK
	y-y	16.14	1.83	2.88	7071.73	6.64	18	OK
Appuis	x-x et y-y	18.7	2.43	4.01	9283.37	8.13	18	OK

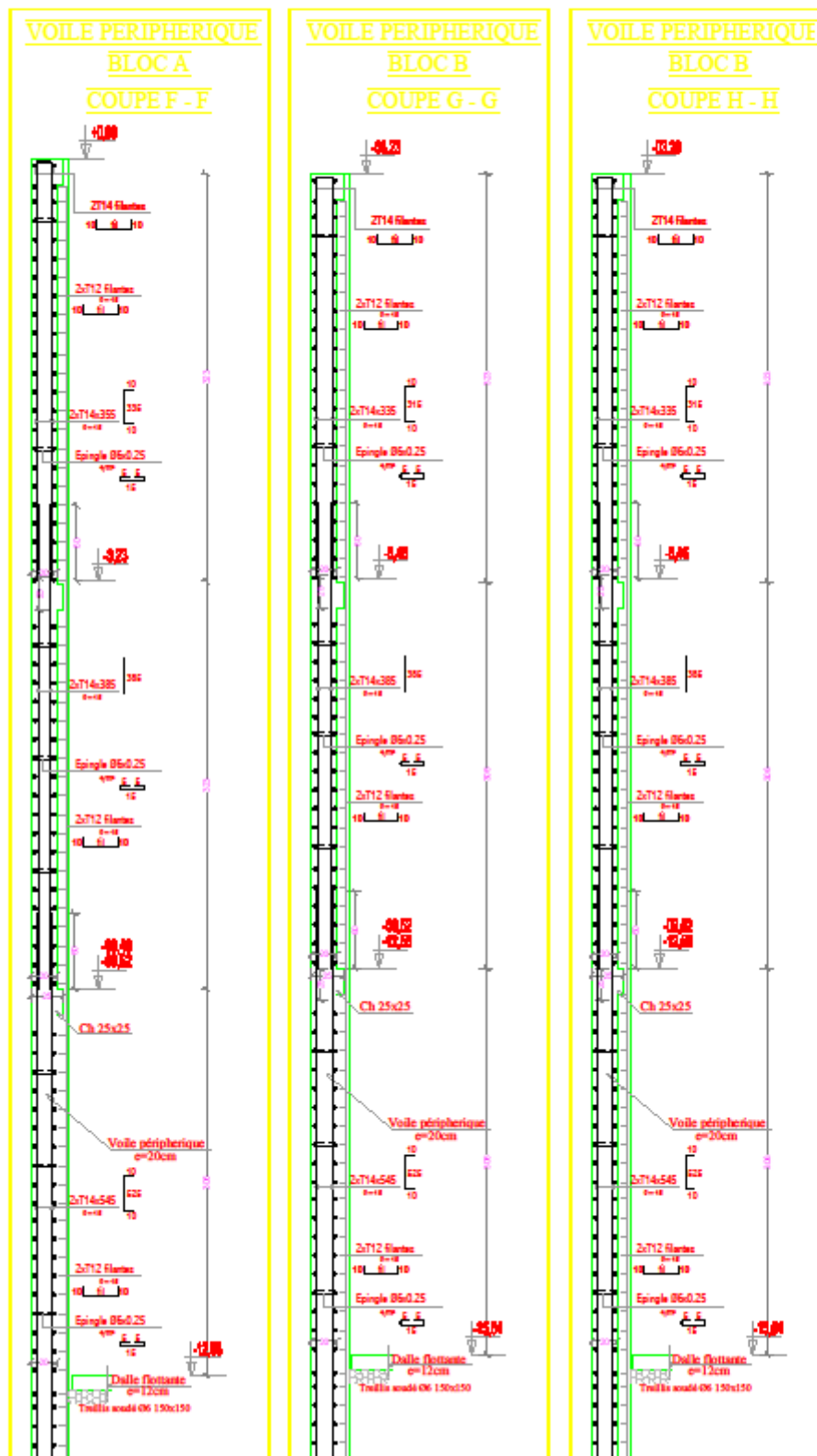


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage voiles périphériques

Conclusion générale

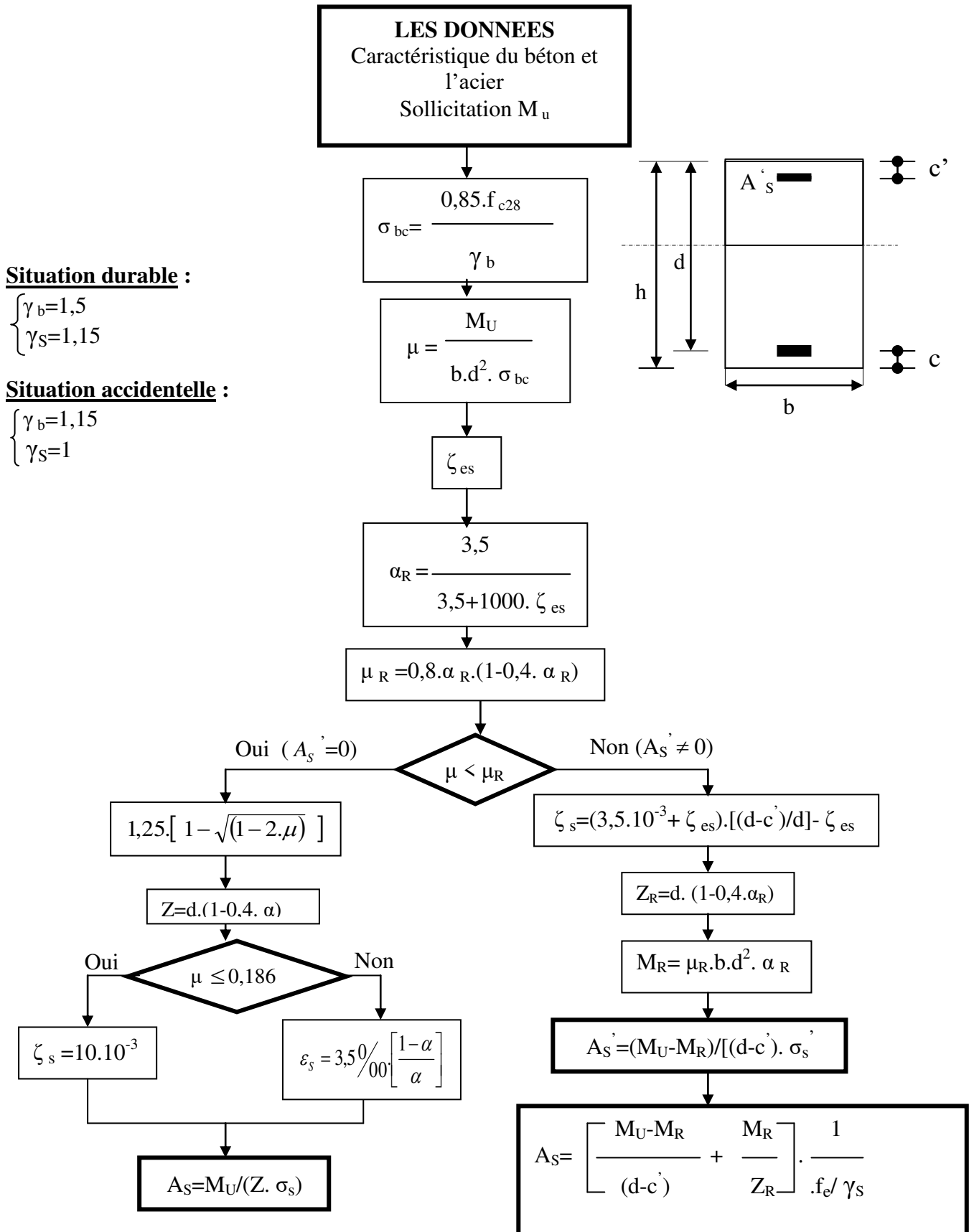
Les Conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumés dans les points suivants :

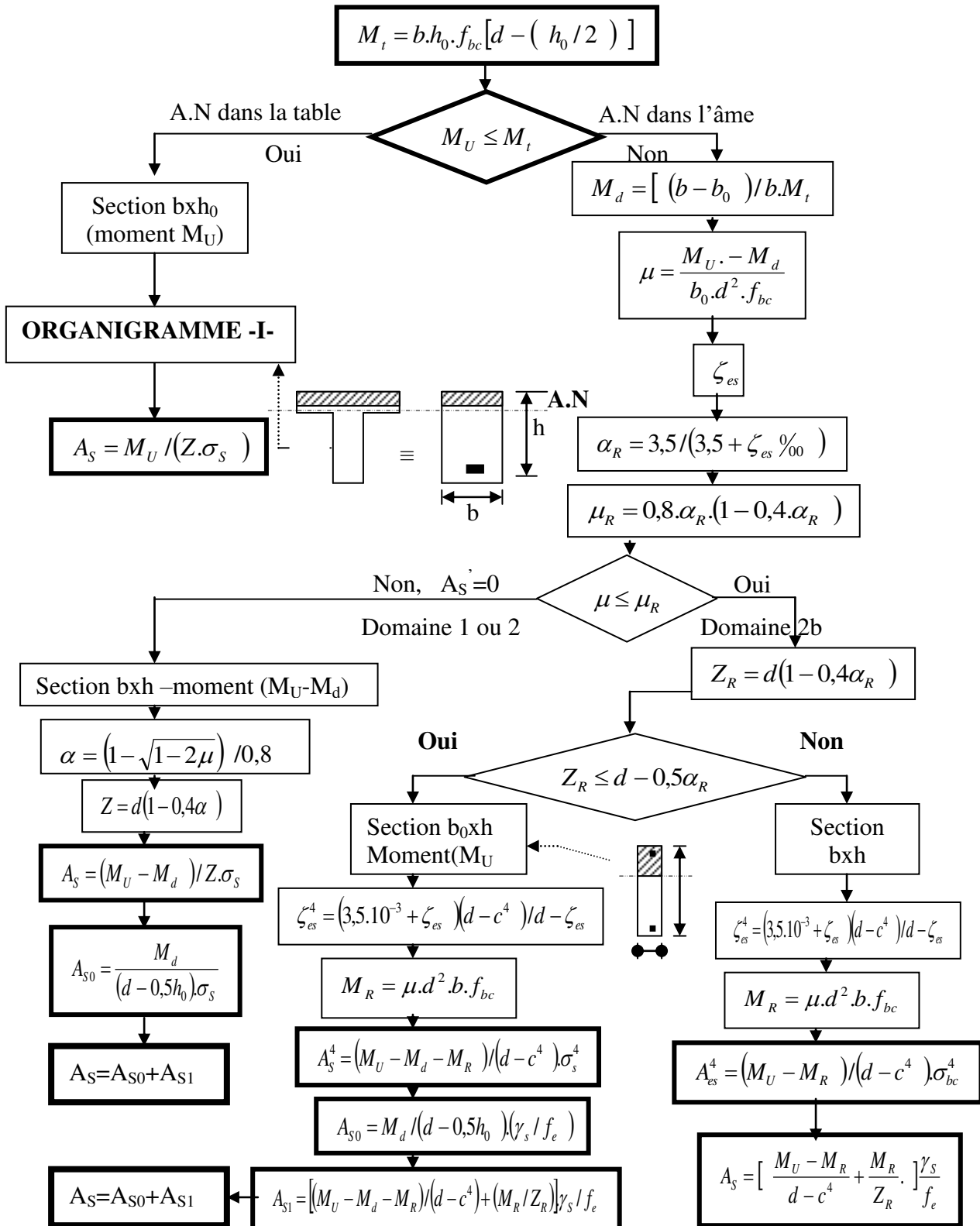
Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse.

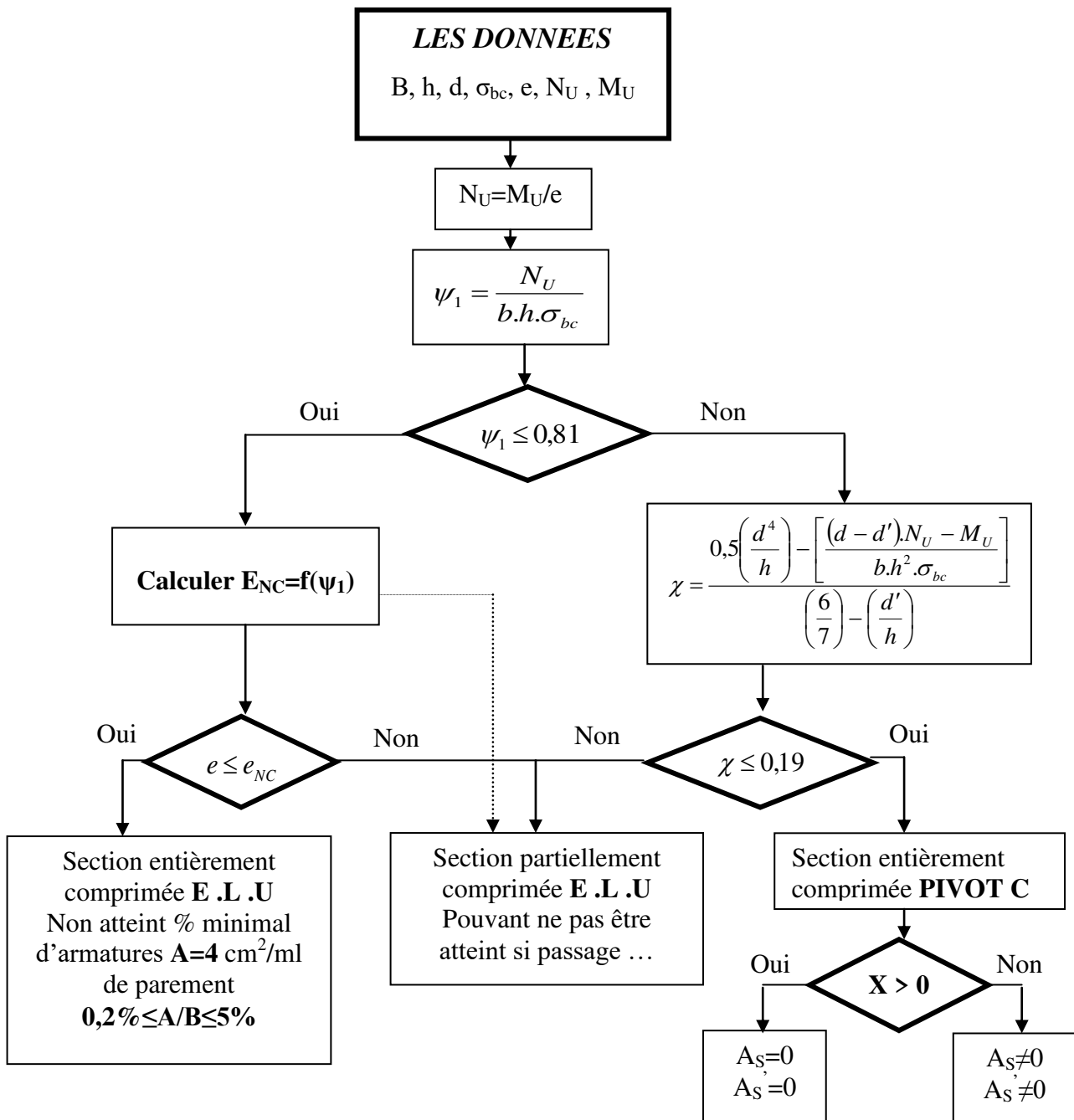
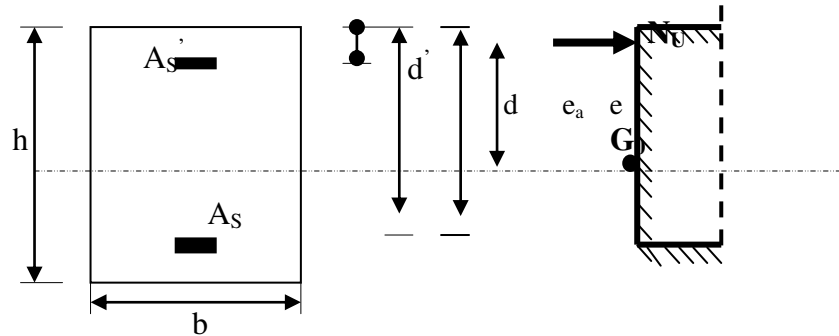
L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires.

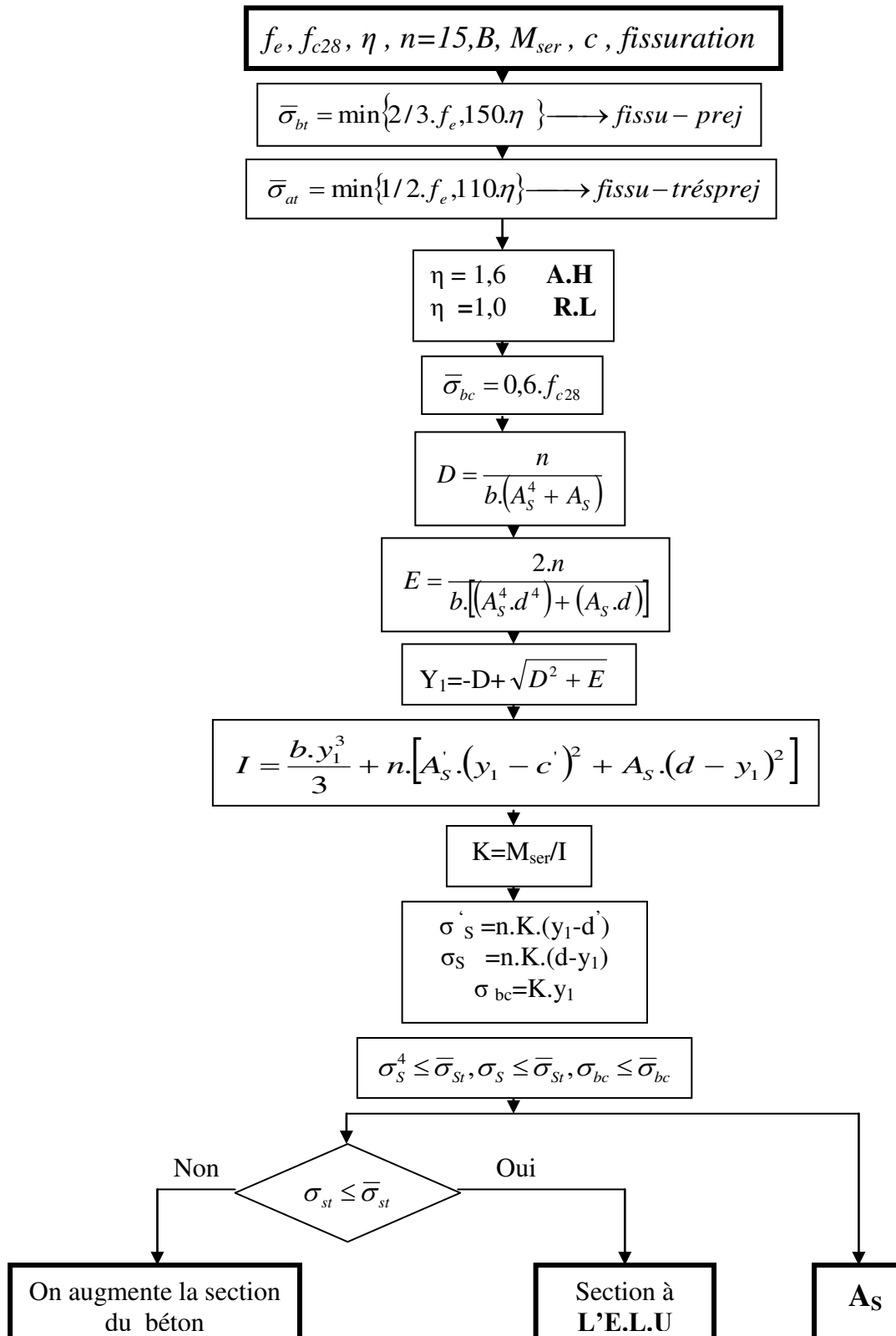
Pour la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail va constituer une référence fiable et crédible pour les promotions à venir.

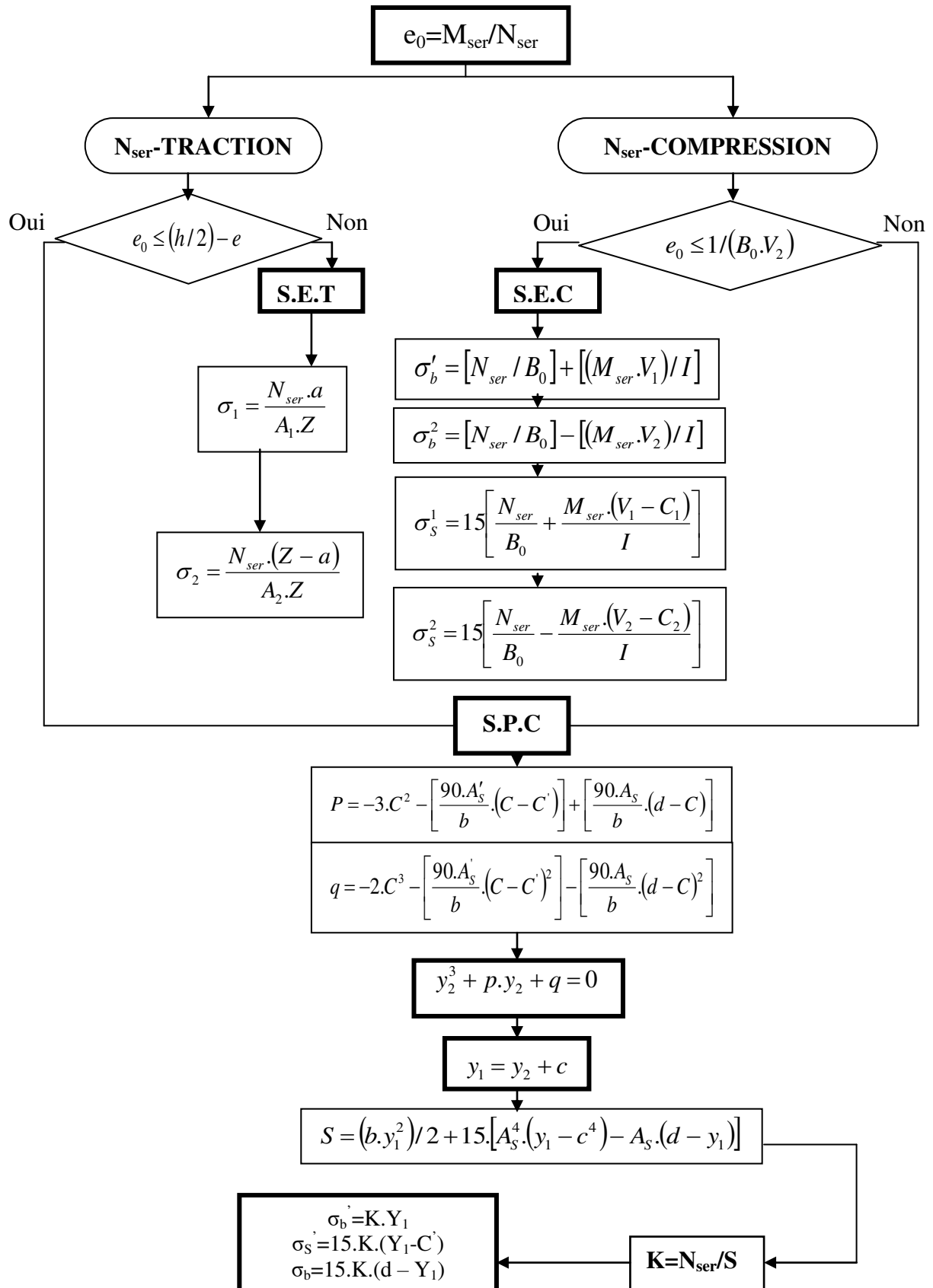
ORGANIGRAMME -A-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

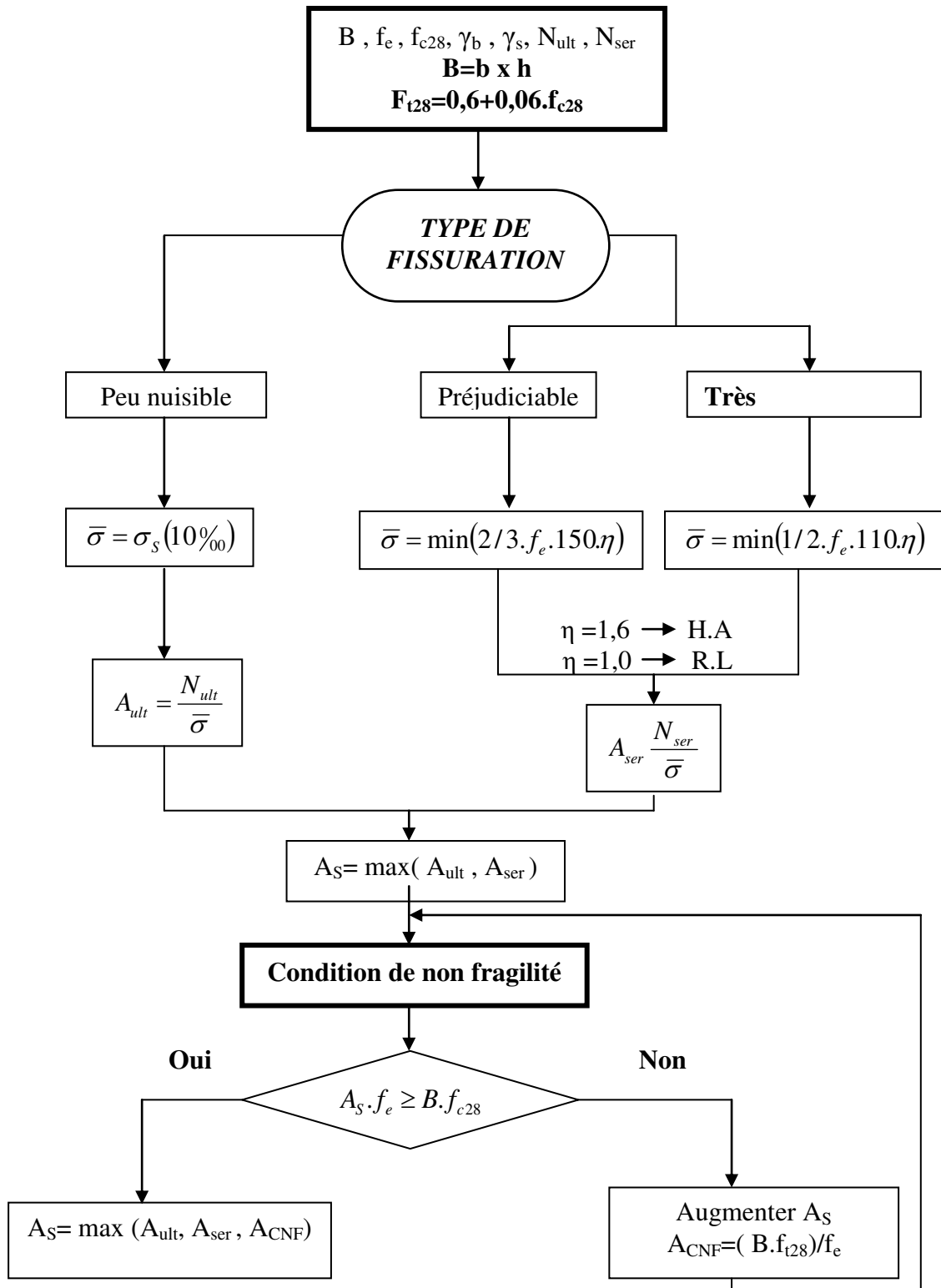
ORGANIGRAMME -B-**CALCUL D'UNE SECTION EN T-É-À L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

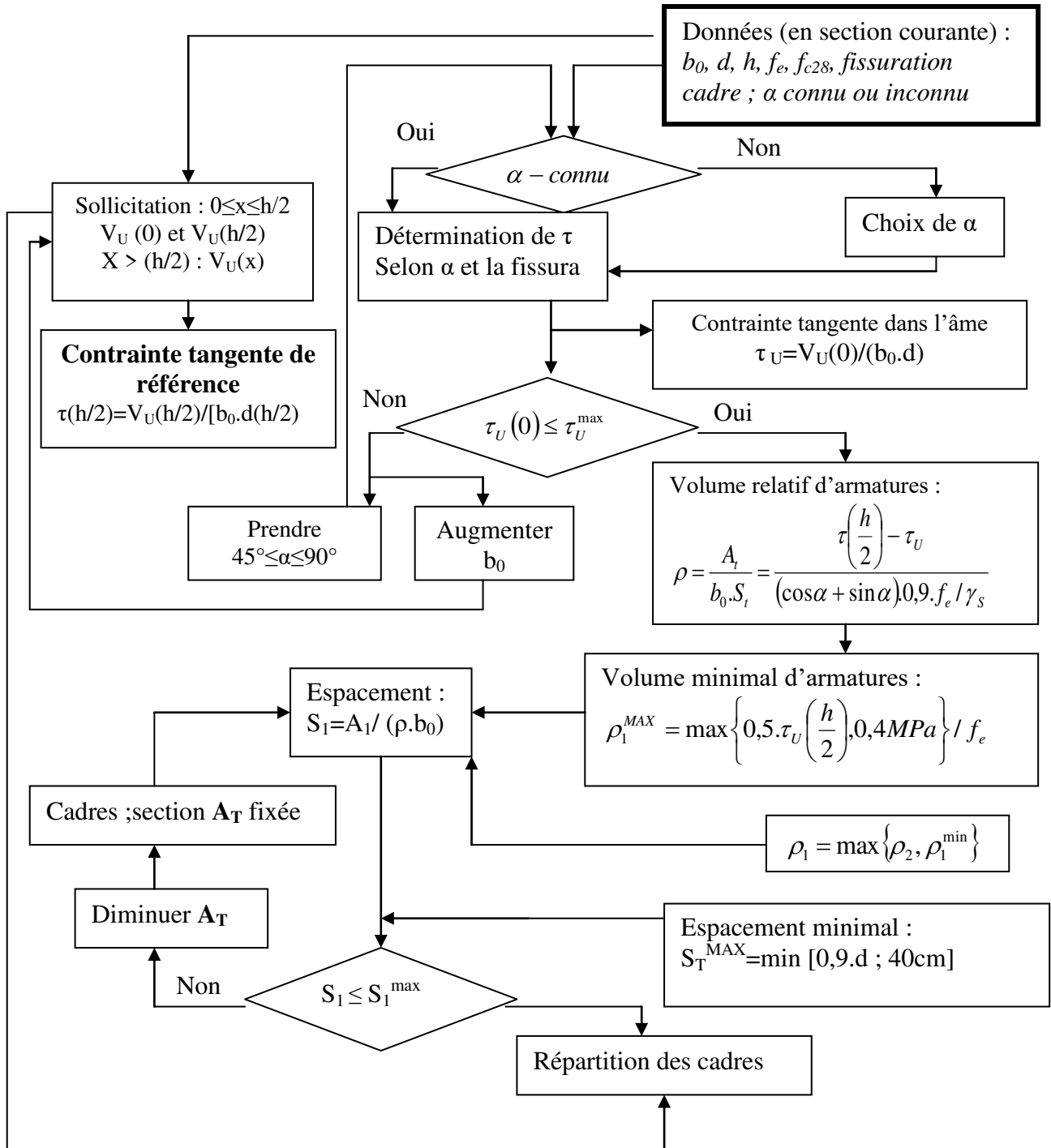
ORGANIGRAMME -C-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -D-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME-E-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -F-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -G-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**

ANNEXE –I- *ETUDE DE SOL*

1. Introduction :

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondages et d'essais sur le site (in situ) et en laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques principales des diverses couches de terrain rencontrées.

2. Reconnaissance géotechnique :

Les travaux de reconnaissance géotechnique ont consisté en la réalisation des :

- Essais in- situ.
- Essais de laboratoire.

2.1. Essais in- situ :

La reconnaissance sur site a comporté :

- Une campagne au pénétromètre dynamique.
- Une campagne géologique par sondage carotté.

-Dans la première campagne, 12 essais au pénétromètre dynamique lourd ont été exécutés.

Ces essais nous ont permis d'avoir une idée sur la résistance du sol à la pénétration et sur son degré d'homogénéité.

-Dans la seconde campagne, deux (02) sondages carottés ont été exécutés.

Ces sondage, d'une profondeur 9,00m sous le niveau de terrain naturel, nous a permis de connaître avec précision la nature du sol décrite par la carte géologique de la région et de faire des prélèvements d'échantillon de sol afin de réaliser les essais de laboratoire.

a).Essais pénétrometriques :

Ces essais sont d'un usage de plus en plus fréquent. Ils sont effectués à l'aide d'appareils comportant une tige métallique terminée par un cône .

Cet équipement est complété par un dispositif mesurant séparément l'effort exercé sur la pointe conique du pénétromètre fixée à l'extrémité d'un train de tiges, et le frottement latéral exercé sur le fut.

Les résultats obtenus sont traduits sous forme d'un diagramme, portant en abscisses la résistance de pénétration à la pointe R_p et en ordonnées, la profondeur en m .

b).sondage carottés :

Les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

Sondage N°1 :

0,00→0,6m : terre végétale

0,6→5,00m : Argile rougeâtre à marrons légèrement graveleuse (carbonatée)

5,00→9,00m : Argile marron graveleuse (quelques passées de rongnons (cailloux ronds et lisses))

Sondage N°2 :

0→1,7m : Terre végétale

1,7→9,00m : Argile marron graveleuse et carbonatée.

2.2. Essais de laboratoire :

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques des couches rencontrées, différents essais sont effectués en laboratoire sur les échantillons prélevés dans le sol en place à l'aide de carottiers, ces échantillons de terrain, si possible non remanié, sont repérés avec le numéro du sondage correspondant, le niveau de prélèvement, sa partie supérieure et sa partie inférieure.

Toutes les précautions sont prises pendant le transport pour éviter les pertes de fines et conserver l'humidité naturelle de l'échantillon.

Les essais sont effectués dans les plus courts délais prélèvement, par des personnes qualifiées, aptes à interpréter les résultats. Leur objectif est d'identifier les sols et, à cet effet, de déterminer:

- La masse volumique de l'échantillon.
- Sa teneur en eau.
- Sa granulométrie.
- Les limites d'Atterberg.
- Son gonflement.
- Son angle de frottement interne.
- Sa cohésion.

a).Essais physiques :

- Les densités sèches γ_d sont comprises entre $1,61t/m^3$ et $1,88t/m^3$
- Les densités humides γ_h varient entre $1,98t/m^3$ et $2,18t/m^3$
- Les teneurs en eau w sont entre $15,1\%$ et $23,1\%$
- Poids volumique des grains solide $\gamma_s=2,7t/m^3$
- Les degrés de saturation S_r des sols analysés varient entre 84% et 100%
- L'indice de consistance I_c , permet de donner une idée sur la structure des sols. Cet indice

varie entre $0,98$ et $1,42$

Les résultats des essais physiques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$\gamma_h = \gamma_d (1 + w) ; w_{sat} = \gamma_w \left[\left(\frac{1}{\gamma_d} \right) - \left(\frac{1}{\gamma_s} \right) \right] ; \gamma_{sat} = \gamma_w + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right) \right]$$

$$e = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} \right) - 1 ; I_p = w_L - w_p ; I_c = \frac{w_L - w}{I_p}$$

$$\gamma_s = 2,7t/m^3 ; \gamma_w = 1,0t/m^3$$

Tableau.1 : Tableau récapitulatif des résultats des essais physiques

	Prof (m)	γ_d (t/m^3)	W (%)	S_t (%)	γ_h (t/m^3)	γ_{sat} (t/m^3)	W_{sat} (%)	e	\leq 2mm	\leq 0,08mm	W_L (%)	W_p (%)	I_p (%)	I_c (%)	Classe du sol
S 1	1,2-1,7	1,85	17,8	100	2,18	2,16	17,02	0,46	99	93	52	26	26	1,32	A_t
	2,5-2,7	1,70	21	90	2,07	2,07	21,79	0,59	91	83	50	22	28	1,03	$A_p; A_t$
	4,25-4,7	1,88	15,1	93	2,17	2,18	16,15	0,44	96	87	47	21	26	1,23	A_p
	5,45-5,6	1,68	21,6	96	2,05	2,06	22,49	0,61	83	73	49	21	28	0,98	A_p
S 2	1,4-1,7	1,78	16,2	84	2,07	2,12	19,14	0,52	97	67	33	17	16	1,05	A_p
	3,2-3,75	1,81	17,5	96	2,12	2,14	18,21	0,49	86	81	53	28	25	1,42	A_t
	5,3-5,6	1,71	19	88	2,04	2,08	21,44	0,58	95	92	55	24	31	1,16	A_t
	8,5-8,9	1,61	23,1	92	1,98	2,01	25,07	0,68	99	93	60	30	30	1,23	A_t

b).Essais mécaniques :**b).1.Essais de cisaillement rectiligne :**

L'essai de cisaillement permet de déterminer les caractéristiques géotechniques fondamentales que sont la cohésion (c) et l'angle de frottement interne φ

- Cohésion : $0,85bars \leq c \leq 1,25bars$
- Angle de frottement : $27^\circ,58 \leq \varphi \leq 43^\circ,53$

b).2.Essais de compressibilité à l'odomètre :

Cet essai a pour but la détermination des caractéristiques mécaniques relative à la contrainte de consolidation (σ_c) et au coefficient de compression (C_c) et sur consolidation (C_s) du sol.

- Contrainte de consolidation : $3,05bars \leq \sigma_c \leq 5,16bars$
- Coefficient de compression : $0,08 \leq c_c \leq 0,160$
- Coefficient de sur consolidation : $0,004 \leq c_s \leq 0,028$

Les résultats des essais mécaniques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.2 : Tableau récapitulatif des résultats des essais mécaniques

	Profondeur(m)	σ_c (bars)	C_s	C_c	φ	C (bars)
Sondage 1	1,20-1,70	/	/	/	$27^0,7$	1,017
	2,50-2,70	3,05	0,004	0,156	$30^0,96$	0,95
	4,25-4,70	5,16	0,02	0,08	$43^0,53$	0,85
Sondage 2	3,20-3,75	4,24	0,028	0,13	$27^0,58$	1,25
	5,30-5,60	5,00	0,02	0,16	/	/
	8,50-8,90	4,59	0,02	0,13	/	/

3. Appréciation d'homogénéité des caractéristiques physiques et mécaniques :

- Si : $V = \frac{\Gamma}{x} \leq 10\% \Rightarrow$ On prend la moyenne des caractéristiques des différents échantillons
- Si : $V = \frac{\Gamma}{x} > 10\% \Rightarrow$ On prend le minimum des caractéristiques des différents échantillons.

Avec :

$$\Gamma : \text{L'écart type } \Gamma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}}$$

$$\bar{x} : \text{La moyenne } \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i)}{n}$$

V : Coefficient de variation.

On trouve les résultats suivants :

Tableau.3 : Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

W (%)	γ_d (t/m^3)	γ_h (t/m^3)	γ_{sat} (t/m^3)	e	C (bar)	φ	σ_c (bar)	C_c	C_s
18,91	1,75	2,08	2,10	0,55	0,94	27°	3,67	0,13	0,017

4. Capacité portante admissible du sol :

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.
- Soit à partir des essais pénétrométriques.

a).A partir des essais pénétrométriques réalisés "in- situ" :

Il est courant d'utiliser comme capacité portante admissible, la relation suivante :

$$q_{adm1} = \frac{R_p}{F}$$

avec :

R_p : Résistance de pénétration à la pointe.

$R_p=50bars$.

F : Coefficient de sécurité pris égal à 20.

$$q_{adm1} = \frac{50}{20} = 2,50bars$$

b).A partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire :

Capacité portante pour un radier à long terme :

La capacité portante à long terme pour un radier générale est donnée par la formule suivante :

$$q_{adm2} = \gamma'_1 D + \frac{\rho \gamma'_2 N_\gamma + \gamma'_1 D (N_q - 1) + C N_c}{F_s}$$

Avec :

γ' : Poids volumique déjaugé = 11KN/m³.

D : Fiche d'ancrage = 5m (à partir de la coté du terrain naturel).

$$\rho : \text{Rayon moyen} = \frac{B}{2 \left(1 + \frac{B}{L} \right)} = 6,30m.$$

B : Largeur du radier = 22,6m.

L : Longueur du radier = 28,5m.

F_s : Facteur de sécurité = 3.

C : Cohésion = 0,94 bar.

$N_\gamma; N_q; N_c$: Facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement φ

$$\text{pour } \varphi = 27^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 13,9 \\ N_q = 13,2 \\ N_c = 24 \end{cases}$$

Donc : $q_{adm2} = 6,75 \text{ bars}$

On doit vérifier que :

$$q_u = \frac{N_u}{S} + \gamma' D < q_{adm}$$

N_u : Effort normal supporté par le radier selon la combinaison $G+Q+E$ (**RPA99(2)**)

S : Surface du radier = $644,10 \text{ m}^2$

$$q_u = \frac{67367,92}{644,10} + 11 \times 5 = 1,6 \text{ bars} < 6,75 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

La contrainte admissible que l'on prend est le minimum des deux contraintes

$$\Rightarrow \sigma_{sol} = \text{Min}(q_{adm1}; q_{adm2})$$

$$\Rightarrow \sigma_{sol} = 2,50 \text{ bars.}$$

5. Calcul du tassement :

L'évaluation du tassement est donnée par la méthode des tranches.

La vérification de l'effet du substratum :

1. si: $L+2B < H$: Pas d'effet de substratum ($H = \infty$), les contraintes seront calculées par la méthode de **NEWMARK**.
2. si: $L+2B > H$: l'effet de substratum existe, dans ce cas H est considéré fini et les contraintes seront calculées par la méthode de **BURMISTER**.

H : Epaisseur du sol.

Remarque :

Pour notre cas ($H = \infty$) ; donc on utilise la méthode de **NEWMARK**.

a). Méthode de calcul :

1. Découper le sol sous la fondation en des tranches suffisamment petites pour que σ'_v (contrainte effective) varie linéairement.

Le découpage continu jusqu'à ce que $\Delta\sigma_v$ devient négligeable $\frac{\Delta\sigma_v}{(q - \gamma'D)} \rightarrow 0$

2. Calculer $\Delta\sigma_v$ au milieu de la tranche "K" à l'aide de la formule d'élasticité.

$$\begin{cases} \Delta\sigma_v = 4q' I_\sigma \dots \dots \dots \text{au milieu de la fondation} \\ \Delta\sigma_v = q' I_\sigma \dots \dots \dots \text{à l'extrémité de la fondation} \end{cases} \quad (7)$$

q' : charge ramenée au niveau $Z=0$ avec $q' = q - \gamma'D$

$$3. \text{Calculer } \sigma'_v(K) = \sigma'_{v_0}(K) + \Delta\sigma_v(K)$$

Avec : $\sigma'_{v_0} = \gamma'Z$ (contrainte due au poids des terres).

Où :

$Z=0,00$ et le niveau de terrain naturel.

I_σ : Facteur d'influence, il est donné par :

$$\begin{cases} \text{si: } Z \neq 0 \Rightarrow I_\sigma = \frac{m \cdot n (1 + m^2 + 2n^2)}{2\pi (1 + n^2) (m^2 + n^2) \sqrt{1 + m^2 + n^2}} + \frac{1}{2\pi} \text{Arctg} \frac{m}{n\sqrt{1 + m^2 + n^2}} \\ \text{si: } Z = 0 \Rightarrow I_\sigma = 0,25 \end{cases}$$

$$M = \frac{L/2}{B/2} \quad ; \quad n = \frac{Z}{B/2}$$

Pour notre cas, on a un radier rectangulaire
 S (surface du radier) = $644,10 \text{ m}^2$

$$m = 1,26 \quad ; \quad n = \frac{Z}{11,30}$$

$$q' = q - \gamma'D = \frac{N}{S} - \gamma'D$$

$$q' = 104,59 - 11 \times 5 = 49,59 \text{ KPa}$$

les résultats de calcul des contraintes sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.4 : Contraintes des tranches sous radier

	Z (m)	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5	6,5	7,5	8,5	9,5
	n	0,044	0,133	0,221	0,310	0,398	0,487	0,575	0,664	0,752	0,841
	I_σ	0,2499	0,2497	0,2485	0,2462	0,2424	0,2371	0,2305	0,2227	0,2141	0,2047
	σ'_{v_0} (KPa)	60,50	71,50	82,50	93,50	104,50	115,50	126,50	137,50	148,50	159,50
Milieu du radier	$\Delta\sigma_v$ (KPa)	49,57	49,53	49,29	48,84	48,08	47,03	45,72	44,17	42,47	40,60
	σ'_v (KPa)	110,07	121,03	131,79	142,34	152,58	162,53	172,22	181,67	190,97	200,10
A l'extrémité du radier	$\Delta\sigma_v$ (KPa)	12,39	12,38	12,32	12,21	12,02	11,76	11,43	11,04	10,62	10,15
	σ'_v (KPa)	72,89	83,88	94,82	105,71	116,52	127,26	137,93	148,54	159,12	169,65

b). Calcul du tassement de chaque tranche et du tassement total :

Après avoir calculer les contraintes, on calcule le tassement $S_c(K)$ de la tranche (K) sous la contrainte $\sigma'_v(K)$, en se basant sur l'essai œdométrique.

$$1) S_c(K) = \frac{H_0}{1 + e_0} \left(C_s \log \frac{\sigma_c(K)}{\sigma'_{v_0}(K)} + C_c \log \frac{\sigma'_v(K)}{\sigma_c(K)} \right) \quad \text{si: } \sigma'_v(K) > \sigma_c(K) \Rightarrow \text{Sol sous consolidé}$$

$$2) S_c(K) = \frac{H_0}{1 + e_0} C_s \log \frac{\sigma'_v(K)}{\sigma'_{v_0}(K)} \begin{cases} \text{si: } \sigma'_v(K) < \sigma_c(K) \Rightarrow & \text{Sol sur consolidé.} \\ \text{si: } \sigma'_v(K) = \sigma_c(K) \Rightarrow & \text{Sol normalement consolidé.} \end{cases}$$

On calcule aussi le tassement total qui est égal à la somme des tassements des couches.

$$S_c^T = \sum_{i=1}^n S_c(K)$$

On trouve les résultats dans le tableau suivant :

Tableau.5 : Tassement des couches

	$Z(m)$	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5	6,5	7,5	8,5	9,5
	$H_0(m)$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	e_0	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
	C_s	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017	0,017
	C_c	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
	σ_c (KPa)	367	367	367	367	367	367	367	367	367	367
Milieu du radier	S_c (mm)	2,85	2,51	2,23	2,00	1,80	1,63	1,47	1,33	1,20	1,08
A l'extrémité du radier	S_c (mm)	0,89	0,76	0,66	0,58	0,52	0,46	0,41	0,37	0,33	0,29

Le tassement total est :

-Au milieu du radier : $S_c^T = 1,81\text{cm} < S_c^{adm} = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

-A l'extrémité du radier : $S_c^T = 0,53\text{cm} < S_c^{adm} = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$

S_c^{adm} : Tassement admissible donné par le règlement soviétique **SNIP 62**

Bibliographie

- [1] : Règles parasismiques Algériennes *RPA 99-version 2003* DTR-BC-248.
- [2] : Cours de béton armé *BAEL 91 modifié 99* et DTU associés "JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES 2000.
- [3] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé *C.B.A.93*.
- [4] : Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC-22.
- [5] : La construction en zone sismique, par *Victore Davidovici*.
- [6] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; *Henry Thonier* (tome3).
- [7] : Formulaire du béton armé : volume2 ; construction par *Victore Davidovici*.
- [8] : Formulaire du Béton Armé : Volume 1; "Eléments de Calcul", par *Victore Davidovici*.
- [9] : Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial (1ss+RDC+9 ETAGES) contreventé par des voiles et portiques, par **SISSANI MAISARA, CHEMLI MOULOUD -2016/2017-**
- [10]: Etude d'un bâtiment a usage administrative (R+6ETAGES+2SS) contreventé par des voiles en béton armé, par *KERROUR SAID -2010/2011- université SAADDAHLEB BLIDA 1.*