

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

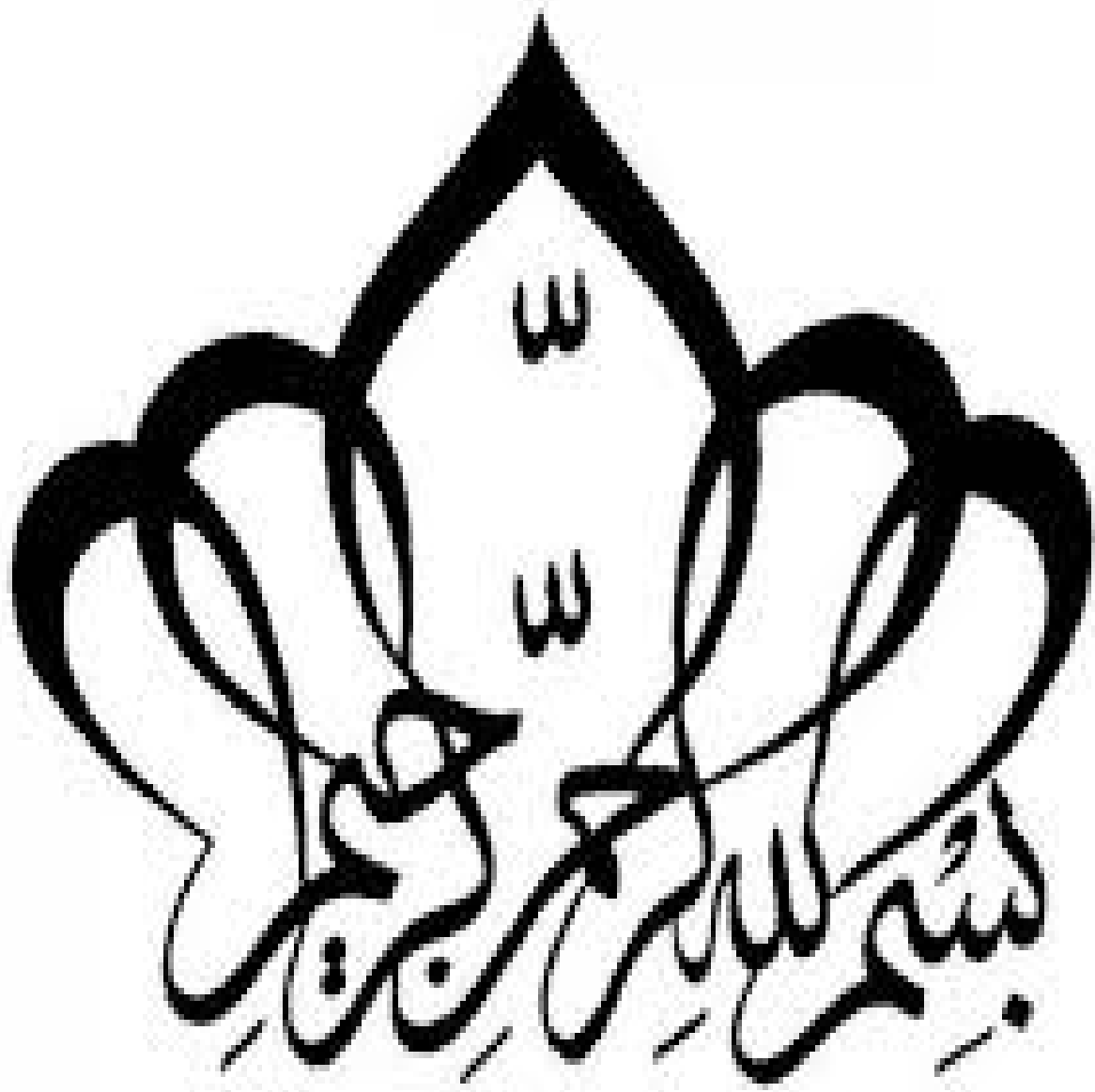
Thème

***ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)A USAGE
D'HABITATION CONTRE VENTEMENT MIXTE
IMPLANTE A SETIF***

Nom et Prénom de l'étudiant :
KADDAD NAIMA

Encadreur : CHADLI MOUNIRA

Année universitaire : 2019 - 2020



Remerciements

A titre personnel, je remercie dieu tout puissant.

*ET tous ceux qui nous tendu leurs bras d'aide pour
réaliser ce modeste travail*

Mm. CHADLI qui nous a offert l'aide et le soutien moral

*Tous les enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont
contribué à notre formation*

Je remercie tous ceux qui n'ont pas hésité à nous aider

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

*A mon grand Amour, ma mère qui a sacrifié sa vie pour
notre bonheur et notre réussite.*

A mon père à qui je témoigne de l'affection, et du respect.

A mon oncle , ma tante

Mes frères et sœurs

A mes amis

Toute ma famille KADDAD

A toute la promotion 2020.

NAIMA

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation d'un Rez de chaussée plus (08) étages, implanté à wilaya SETIF . Cette région est classée en zone moyenne sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

- La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ROBOT 2014 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).
- En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ROBOT 2014, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ABSTRACT

This project presents a detailed study of a building used a ground floor addition (08) floors, located in the wilaya of SETIF. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

- The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.
- The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).
- The dynamic study of the structure was begun in the third part software ROBOT 2014 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).
- At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete ROBOT 2014, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتكون من طابق ارضي + 8 طوابق .
في ولاية سطيف المصنفة ضمن المنطقة متوسطة زلزالية a II . رقم هندسة مقاومة الزلازل RPA99 .
version2003

هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

- الجزء الأول : يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض الخصائص المواد وحمولة كل عنصر.
 - الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.
 - الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.
 - الجزء الرابع و الأخير : يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الاساسات)
- الكلمات المفتاحية : RPA99V2003العمارة، الخرسانة المسلحة، BAEL91modifié 99 ،

ROBO 2014

Sommaire :

SOMMAIRE.....	I
LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES.....	II
LISTE DES TABLEAUX.....	III
LISTE DES FIGURE.....	IV
Introduction générale.....	V

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

I.1 Introduction :.....	1
I.2 Présentation du bâtiment :.....	1
I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :.....	1
I.3 .Eléments constituant la construction:.....	1
I.3.1 :Les planchers :.....	1
I.3.2 : La terrasse :.....	2
I.3.3 :L'acrotère :.....	2
I.3.4 :Les escaliers :.....	2
I.3.5 :Les balcons :.....	2
I.3.6:La maçonnerie :.....	2
I.3.7:Enduits et revêtements :.....	2
I.3.8 : Cage d'ascenseur :.....	2
I.4 :Hypothèse de calcul :.....	2
I.5 :Les Caractéristiques des matériaux :.....	2
I.5 .1Béton :.....	2
I.6.1.2. Les composants du béton :.....	3
I.6.1.3 Résistance du béton à la compression :.....	3
I.6.1.4 Résistance à la traction f_{tj} : BAEL91 (Article A.1.2.12).....	4
I.6.1.5 Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1,2).....	4
I.6.1.6. Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3).....	4
I.6.1.7. Contraintes limites :.....	4
I.6.2.L'acier :.....	5
I.6.2.1 Contrainte limite de l'acier :.....	6
I.7.Les actions et sollicitations :.....	7
I.7.1 Les actions :.....	7
I.7.2 Les sollicitations :.....	7
I.8. Règlements et normes de calculs :.....	8

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.

II.1 Introduction :.....	9
II.2 Pré dimensionnement des éléments porteurs :.....	9
II.2.1 planchers à corps creux :.....	9
II.2.2 Les poutres :.....	11
II.2.2.1 Les poutres principales :.....	11
II.2.2.2 Les poutres secondaire :.....	12
II.2.3 Les poteaux :.....	13
II.2.4 Les voiles :.....	14

II.3 pré-dimensionnement des éléments secondaires:	14
II.3.1 Balcon [BAEL91 (article B.6.8, 424)] :	15
II.3.2 Les escaliers :	15
II.3.3 L'acrotère :	17
II.4 La descente des charges :	18
II.4.1 Introduction :	18
II.4.2 Evaluation des charges appliquées :	18
II.4.2.2 Plancher étage courant :	19
II.4.2.3 Mur :	20
II.4.2.4 Balcon :	21
II.4.2.5 L'escalier :	22
II.4.2.6 L'acrotère:	23
II.4.3 Descente des charges :	23
II.4.3.1 Loi de dégression [D.T.R.BC.2.2 (article 6.3)] :	23
II.4.3.2 Dimensionnement des poteaux [BAEL91 (B.8.4, 1)]:	26
II.4.3.3 Pas de risque de flambement :	27
II.4.3.4 Vérification de l'effort normal réduit [(RPA2003 article 7.1.3.3.)] :	27
II.4.4.1 Dimensionnement des voiles	28
II.4.4.2. Vérification de la résistance des voiles à la compression	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction:	30
III.2 calcul de l'acrotère :	30
III.2.1 Méthode de calcul :	30
III.2.3 Dimensionnement :	30
III.2.4 Evaluation des charges et surcharges :	30
III.2.5 Sollicitation :	31
III.2.6 Calcul de ferrailage :	31
III.2.7 Vérification à l'état limite de servies:	33
III.2.8 Calcul de la contrainte tangente conventionnelle [(BAEL article A.5.1, 1)] :	34
III.2.9 Armatures de réparation [(BAEL article A.8.2.41)] :	34
III.2.10 L'espacement des armatures [(BAEL article B.5.3.3)] :	34
III.2.11 Représentation de ferrailage :	35
III.2 Balcons :	36
III.2.1 Méthode de calcul :	36
III.2.2 Évaluation des charges :	36
III.2.2.1 Terrasse :	36
III.2.2.2 Étages courant :	36
III.2.2.3 Combinaison des charges :	37
III.2.3 Méthode de calcul :	37
III.2.3.1 Calcul des sollicitations :	38
III.2.3.2 Evaluation des moments en travées et sur appuis:	38
III.2.3.3 Les moments en travées:	38
III.2.3.4 Les moments sur appuis :	39
III.2.3.5 Calcul du Ferrailage :	39
III.2.3.6 Vérification à l'état limite de servies :	41

III.2.3.7 Condition de non fragilité [BAEL91 (article A.4.2, 1)] :	43
III.2.3.8 Représentation de ferrailage :	44
III .3 Etude d'escalier :	45
III.3.1 Méthode de calcul :	45
III.3.2.1 Schéma statique :	45
III.3.2.2 Evaluation des charges :	45
III.3.2.3 Combinaison des charges :	46
III.3.2.4 Détermination des sollicitations :	46
III.3.2.5 Calcule du ferrailage :	47
III.3.2.6 Présentation ferrailage d'escalier.....	53
III.4.Calcul de la poutre palière :	53
III.4.1. Pré dimensionnement:	53
III.4.2.Évaluation des charges :	54
III.4. 3.Calcul de la poutre à la flexion	54
III.4.3.1 Calcul de ferrailage :	54
III.4.3.2 :Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2).....	55
III.4.3.7. Vérification de la flèche :	56
III.4.4 Calcul de la poutre a la torsion :	56
III.4.4.1 Vérification du béton :	57
III.5Dessin de ferrailage de la poutre palière :	58

Chapitre IV : Etude du plancher à corps creux.

IV.1 Introduction :	59
IV .2 Etude du plancher à corps creux : :	59
IV.2.1 Vérification des conditions :	59
IV.2.2 Type de poutrelles :	59
IV.2.3 Les charges appliquées sur les poutrelles :	61
IV.2.4 Détermination des efforts internes :	61
IV.2.5 Tableaux d'évaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants	61
IV.2.6 Détermination du ferrailage des poutrelles :	71
IV.2.6.1 Ferrailage longitudinal :	72
IV.2.6.2 Ferrailage transversal :	75
IV.2.6.3 Ferrailage de la dalle de compression [BAEL91 (B.6.8, 423)] :	76
IV.2.6.4 Présentation du ferrailage.....	77

Chapitre V : Analyse de la structure

V.1 Introduction :	78
V.2 Objectif de l'analyse modale de la structure :	78
V.3 les méthodes de calcul :	80
V.4 Méthode statique équivalente :	80
V.5 Méthode dynamique modale spectrale :	80
V.7 Choix de la méthode de calcul :	81
V.8 Description du logiciel de calcul Robot :	81
V.9 modélisation des éléments structuraux :	81
V.10 modélisation de masse :	82

V.11 Détermination des paramètres du spectre de réponse :	82
V.12 nombre de modes à considérer :	84
V.13 Effet de la torsion accidentelle :	84
V.14 Modélisation de la structure initiale :	85

Chapitre VI : Etude sous charges horizontales.

VI.1 Etude au séisme :	95
VI.1.2 Introduction :	95
VI.1.3 Résultat des calculs :	95
VI.1.3 Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :	95
VI.1.3.1 Vérification de la période de la structure :	95
VI.1.3.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :	97
VI.1.3.3 Vérification de l'interaction portiques – voiles de la structure :	102
VI.1.3.4 Vérification des déplacements :	104
VI.1.3.5 Vérification vis-à-vis de l' effet P- Δ [RPA2003 (article:5.9)].....	105
VI.1.3.6 Vérification au Renversement:	107
VI.1.3.7 Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:.....	108
VI.2 Etude au vent :	111
VI.2.1 Introduction :	111
VI.2.2 Application des R N V 99 :	111
VI.2.2.1 La vérification de la stabilité d'ensemble :	111
VI.2.2.2 Détermination du coefficient dynamique C_d :	111
VI.2.2.3 Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :	112
VI.2.2.4 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :	113
VI.2.2.5 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :	116
VI.2.2.6 Détermination du coefficient de pression de vent C_p :	116
VI.2.2.7 Calcul de la pression due au vent :	117
VI.2.2.8 Calcul des forces de frottement :	117
VI.2.2.9 Détermination de la force résultante :	118

Chapitre VII : Ferrailage des éléments porteurs.

VII.1 Introduction.....	121
VII.2 Combinaisons d'action.....	121
VII.3 Etude des poutres :	122
VII.3.1 Combinaison de calcul :	122
VII.3.2 Etapes à suivre :	122
VII.3.4 Etude Poteaux :	132
VII.3.5 Ferrailage des voiles :	144
VII.3.5 .1. Introduction :	144
VII.3.5 2. Types d'armatures :	144
VII.3.5 2.1 Armatures verticales :	144
VII.3.5 2.2 Armatures horizontales :	145
VII.3.5 2.3 Armatures transversales :	146
VII.3.5 3. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :	146
VII.3.5 3.1 Ferrailage vertical :	146

VII.3.5 3.2 Etapes de calcul :	146
VII.3.5 4. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :	148
VII.3.5.5. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :	149
VII.3.5 6. Calcul de la section d'armature : selon les règles [BAEL 91]	149
VII.3.5 6.1.1. Vérification de flambement :	150
VII.3.5 6.1.2 Calcul de ferrailage :	150
VII.3.5 6.1.2.1 Calcul des armatures à la flexion simple :	150
VII.3.5 6.1.2.2 Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression).	151
VII.3.5.6.1.3 L'armature verticale minima :	152
VII.3.5.6.1.4 Vérification des contraintes de cisaillement :	152
VII.3.5.6.1.5 Armatures horizontales :	152

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 Etude des fondation.....	154
VIII.1.1 Fondations superficielles :	154
VIII.1.2 Fondations profondes :	154
VIII.1.3 Étude de sol :	154
VIII.2. Etude des fondations:	154
VIII.2.1 Charge admissible au sol : (σ_{sol}).....	154
VIII.2.2 Choix du type de fondation :	154
VIII. 2.3 Radiers :	155
VIII. 2.3.1 Généralités :	155
VIII. 2.3.2 Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :	155
VIII. 2.3.3 Critères de choix :	156
VIII. 2.3.4 Vérification du chevauchement (S_s / S_b):.....	156
VIII. 3. Calcul le Radier :	157
VIII. 3.1 Combinaison d'action :	157
VIII. 3. 2 Pré-dimensionnement :	159
VIII. 3.3 Calcul de la surface minimale du radier:.....	159
VIII. 3.3.1 Détermination des efforts :	159
VIII. 3.3.2 Calcul de débordement D:.....	159
VIII. 3.3.3 Poids du radier :	160
VIII. 4. Vérifications de radier :	160
VIII. 4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement [BAEL 91 (article 5.1)] :	160
VIII. 4.2 Vérification au poinçonnement [BAEL91 (article A.5.2.42)] :	160
VIII. 4.3. Vérification de l'effort de sous pression :	160
VIII. 4.4. Vérification de la stabilité du radier sous ($0.8G \pm E$) :	161
VIII. 5. Ferrailage du radier:	162
VIII. 5.1 Méthodes de calcul :	162
VIII.6 Les sollicitations sur les nervures	167

Conclusion

Références et bibliographie

ANNEXE

Liste des abréviations et symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.
R : Coefficient de comportement de la structure
BAEL Béton armé à l'état limite.
Br : Section du béton.
C : Centre de flexion.
C_d : Coefficient de pression dynamique.
C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.
C_{frj} : Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
D_i : Facteur d'amplification dynamique.
E : Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton.
E_{vj} : Module de déformation différée du béton.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
ELS : Etat limite de service.
ELU : Etat limite ultime.
e : épaisseur, excentricité.
FP : Fissuration préjudiciable.
FPP : Fissuration peu nuisible.
FTP : Fissuration très préjudiciables.
G : Charge permanente, module d'élasticité transversal.
g : Largeur de la marche.
H : Hauteur totale du bâtiment.
I : Moment d'inertie.
K_s : Coefficient du site.
L : Portée.
M : Moment, masse.
M₀ : Moment en travée isostatique.
M_t : Moment en travée de la poutre considérée.
M_{app} : Moment sur appuis.
M_u : Moment ultime.
N_G : Effort normal développé par les charges permanentes.
N_Q : Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u : Effort normal ultime..
P, W : Poids.
Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité.
q : Densité de charge répartie.
q₁₀ : Pression dynamique de base du vent.
q_H : Pression dynamique du vent agissant sur la hauteur H.
RPA : Règlement parasismique Algérien.
S : Surface de l'élément considéré, force sismique
S_t : Espacement entre armatures.
T : Effort tranchant, période.
V : Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base.

Liste des abréviations et symboles

- d'** : Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée.
- d** : Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
- a** : Cote du poteau carré.
- b** : Largeur de la poutre.
- f** : Flèche.
- f_{bu}** : Contrainte admissible de flambement.
- f_{ej}** : Résistance à la compression.
- f_{tj}** : Résistance à la traction.
- f_e** : limite élastique de l'acier.
- I_f** : Longueur du flambement.
- α** : Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
- γ** : Poids volumique
- β** : Coefficient de majoration dynamique.
- γ_b** : Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.
- γ_s** : Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.
- δ** : Coefficient de dimension, déplacement.
- ε** : Déformation relative du béton comprimé.
- ε_b** : Déformation relative de l'acier tendu.
- η** : Coefficient de fissuration.
- λ** : Coefficient d'élanement.
- μ_r** : Moment résistant.
- σ** : Contrainte normale.
- σ_{bc}** : Contraint de compression de béton.
- σ_{bc}** : Contrainte limite de service du béton.
- σ_s** : Contrainte dans l'acier.
- σ_s** : Contrainte limite de service de l'acier.
- σ_{s10}** : Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10%.
- τ** : Contrainte de cisaillement.
- ν** : Coefficient de poisson.

Liste des Tableaux :

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges.

Tableau II. 1 : Charge permanente du Plancher terrasse inaccessible.....	18
Tableau II.2 : Charge permanente du Plancher étage courant en corps creux.	19
Tableau II.3 : Charge permanente du mur extérieurs	20
Tableau II.4 : Charge permanente des murs extérieurs de 10 cm	20
Tableau II.5 : Charge permanente revenant au balcon terrasse.	21
Tableau II.6 : Charge permanente revenant aux balcons d'étage courant.	21
Tableau II.7 : Charge permanente du Paillasse.....	22
Tableau II.9 : Charge permanente du palier.	22
Tableau II.10 : Charge et de surcharge de L'acrotère.....	23
Tableau II.11 : Descente de charge pour poteau (B 2).....	24
Tableau II.12 : Descente des charges de voile.....	28

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires.

Tableau III.1 : Moments et effort tranchants.....	46
Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	48
Tableau III.3 : Vérification de la contrainte max de béton.....	48
Tableau.III.4 : calcul de la section des armatures.....	48
Tableau III.5 : Armatures longitudinales.....	49
Tableau.III.6 :armatures longitudinales.....	55
Tableau.III.7 : vérification de la contrainte.....	55
Tableau.III.8 : Armatures Longitudinale choisi.....	55

Chapitre IV : Etude du plancher à corps creux.

Tableau IV.1 : Évaluation des charges.....	61
Tableau IV.2 : Etude de plancher terrasse L'ELU et L'ELS.....	62
Tableau IV.3 : Etude de plancher étage courant L'ELU et L'ELS.....	62
Tableau IV.4 : Combinaisons de calcul (travées chargées et déchargées).....	64
Tableau IV.5 : le moment sur appuis de plancher terrasse L'ELU et L'ELS.....	64
Tableau IV.5 : le moment en travée de plancher terrasse L'ELU et L'ELS.....	66
Tableau IV.6 : Les efforts tranchants de plancher terrasse L'ELU et L'ELS.....	67
Tableau IV.7 : le moment sur appuis de plancher étage courante L'ELU et L'ELS.....	68
Tableau IV.8 : le moment en travée de plancher étage courante L'ELU et L'ELS.....	69
Tableau IV.9 : Les efforts tranchants de plancher étage courante L'ELU et L'ELS.....	71
Tableau IV.10 : Différentes sollicitations pour ELU et l'ELS aux planchers RDCetEC	71
Tableau IV.11 : Différent sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers terrasse...	71
Tableau IV.12 : les moments fléchissant les efforts tranchants maximums.....	72
Tableau IV.13 : Tableau récapitulatif.....	74

Chapitre V : Analyse de la structure.

Tableau V.1 : valeurs des pénalités P_q	84
Tableau V.2: Périodes et coefficients de participation modaux.....	86
Tableau V.3 : Périodes et coefficients de participation modaux.....	88
Tableau V.4 : Périodes et coefficients de participation modaux.....	92

Chapitre VI : Etude sous charges horizontales

Tableau VI.1 : périodes et facteurs de participation modaux.....	96
Tableau VI.2 : la période de calcul de V_{MSE}	96
Tableau VI.3 : coefficient d'accélération de zone A.....	98
Tableau VI.4 : Valeurs de ξ (%).....	98
Tableau VI.5 : Le poids total de la structure.....	99
Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif.....	100
Tableau VI.7 : Distribution des efforts tranchant (sens-X) au niveau de chaque étage..	101
Tableau VI.8 : Distribution des efforts tranchant (sens-Y) au niveau de chaque étage	101
Tableau VI.9 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	102
Tableau VI.10 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	102
Tableau VI.11 : Les déplacements dus aux forces sismiques au sens transversal (X)...	105
Tableau VI.12 : Les déplacements dus aux forces sismiques au sens longitudinal (Y)...	105
Tableau VI.13: Vérification a L'effet (P- Δ) sens transversal.....	106
Tableau VI.14 : Vérification a L'effet (P- Δ) sens longitudinal.....	107
Tableau VI.15 : Le moment renversement provoqué par effort sismique sens (X).....	107
Tableau VI.16: Le moment de Renversement provoqué par effort sismique sens (Y)...	107
Tableau VI.17 : Caractéristiques massique de la structure.....	110
Tableau VI.18:L'excentricité accidentelle des étages.....	110
Tableau VI.19 : pression dynamique q_{dyn}	113
Tableau VI.20 : coefficients de pressions extérieures C_{pe}	114
Tableau VI.21: Valeurs des forces de frottement sens transversal.....	119
Tableau VI .22: Valeurs des forces de frottement sens longitudinal.....	119

Chapitre VII : Ferrailage des Éléments Porteurs

Tableau VII.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	122
Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif.....	125
Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif poutre secondaire.....	128
Tableau VII.4 : Les résultats des ferrailages des poutres.....	130
Tableau VII.5 : Le choisit de section.....	138
Tableau VII.6 : Armatures des poteaux.....	142
Tableau VII.7 : Armatures des voiles.....	151

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	4
Figure I.2 : Diagramme déformation -Contrainte d'acier.....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges.

Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	9
Figure II.2 : Schéma de la nervure.....	10
Figure II.3: poutre principale.....	12
Figure II.4: poutre secondaire.....	13
Figure II.5 : Coupe A-A' de section de poteau.....	13
Figure II.6: poteau.....	14
Figure II.7 : Coupe de voile en élévation.....	14
Figure II.8 : Schéma d'escalier.....	15
Figure II.9 : Schéma statique d'escalier.....	17
Figure II.10 : Acrotère.....	17
Figure II.11 : Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.....	18
Figure II.12 : Schéma d'un plancher d'étage courant.....	19
Figure II.13 : Schéma du mur extérieur en maçonnerie.....	20
Figure II.14 : schéma de L'acrotère.....	23
Figure II.15: La surface afférente par poteau intermédiaire.....	24
Figure II.16: Schéma de voile.....	28

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Figure III.1 : Diagramme des forces interne.....	30
Figure III.2 : Section de l'acrotère.....	32
Figure III.3 : Ferrailage d'acrotère.....	35
Figure III.4 : Schéma du balcon a étudié.....	36
Figure III.5. Schéma de ferrailage de balcon.....	44
Figure III.6 : Schéma statique d'escalier.....	45
Figure III.7: Section à ferrailer.....	47
Figure III.8: Diagramme des moments et effort tranchants à l'ELU et l'ELS.....	47
Figure III.9:Section à ferrailer.....	47
Figure III.10 :Schéma de ferrailage de l'escalier.....	53
Figure III .11: Diagramme de moment L'ELU et L'ELS.....	54
Figure III .12:Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	58

Chapitre IV : Etude du plancher à corps creux.

Figure IV.1 : Schéma statique des différents types de poutrelle.....	60
Figure IV.2 : Schéma de poutrelle type 1 de l'étage courant.....	62
Figure IV.3: Schéma de poutrelle type 3 de l'étage courant.....	62

Figure IV. : Ferrailage des planchers.....	77
---	----

Chapitre V : Analyse de la structure.

Figure V.1 : Analyse modale de la structure	79
Figure V.2 : Réponses modales.....	79
Figure V.3 : Vue 3D et vue en plan	81
Figure V.4: Spectre de réponse.....	83
Figure V.5 : Vue en plan et en élévation de la structure initiale (la 1 ^{ère} proposition).....	85
Figure V.6: Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan ($T_1=1.12$ sec).....	86
Figure V.7: Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan ($T_2=0.98$ sec.).....	87
Figure V.8 : Troisième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan ($T_3=0.90$ sec).....	87
Figure V.9: Vue en plan et en élévation de la 2 ^{ème} proposition.....	88
Figure V.10: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....	89
Figure V.11 : Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....	90
Figure V.12: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....	90
Figure V.13 : Vue en plan et en élévation de la 3 ^{ème} proposition.....	92
Figure V.14 : Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....	93
Figure V.15: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....	93
Figure V.16 : Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....	94

Chapitre VI : Études sous charges horizontales.

Le séisme

Figure VI.1: système Mixte (Interaction portiques –voiles).....	104
Figure VI.2: Notion des effets du second ordre.....	106

Le vent

Figure VI.3 : Action du vent sur la structure.....	111
Figure VI.4: Répartition de la pression dynamique.	112
Figure VI.5 : Légende pour les parois verticales sens X.....	114
Figure VI.6 : Légende pour les parois verticales sens Y.....	115
Figure VI.7: Force résultante R.....	118

Chapitre VII : Ferrailage des Éléments Porteurs

1.Poutres

FigureVII.1 : Ferrailage des poutres principales.....	130
Figure VII.2 : Ferrailage des poutres secondaire.....	131

2. Poteaux

Figure VII.3 : section de poteau.....	139
Figure VII .4 : Ferrailage des poteaux.....	143

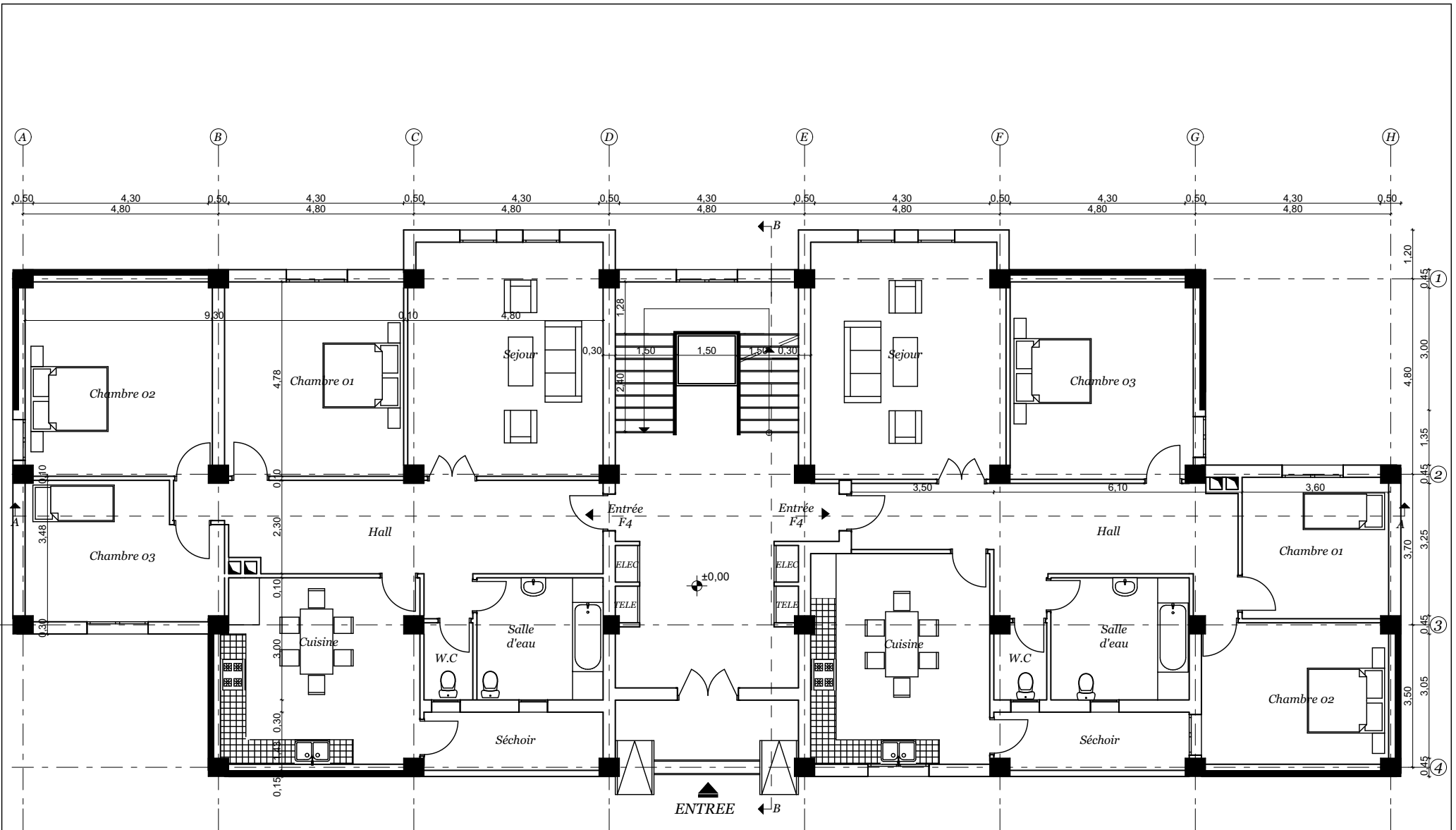
3.Voile

Figure VII.5 : Disposition de voile à choisir.....	149
Figure VII.6: Ferrailage de voile pleine.....	153

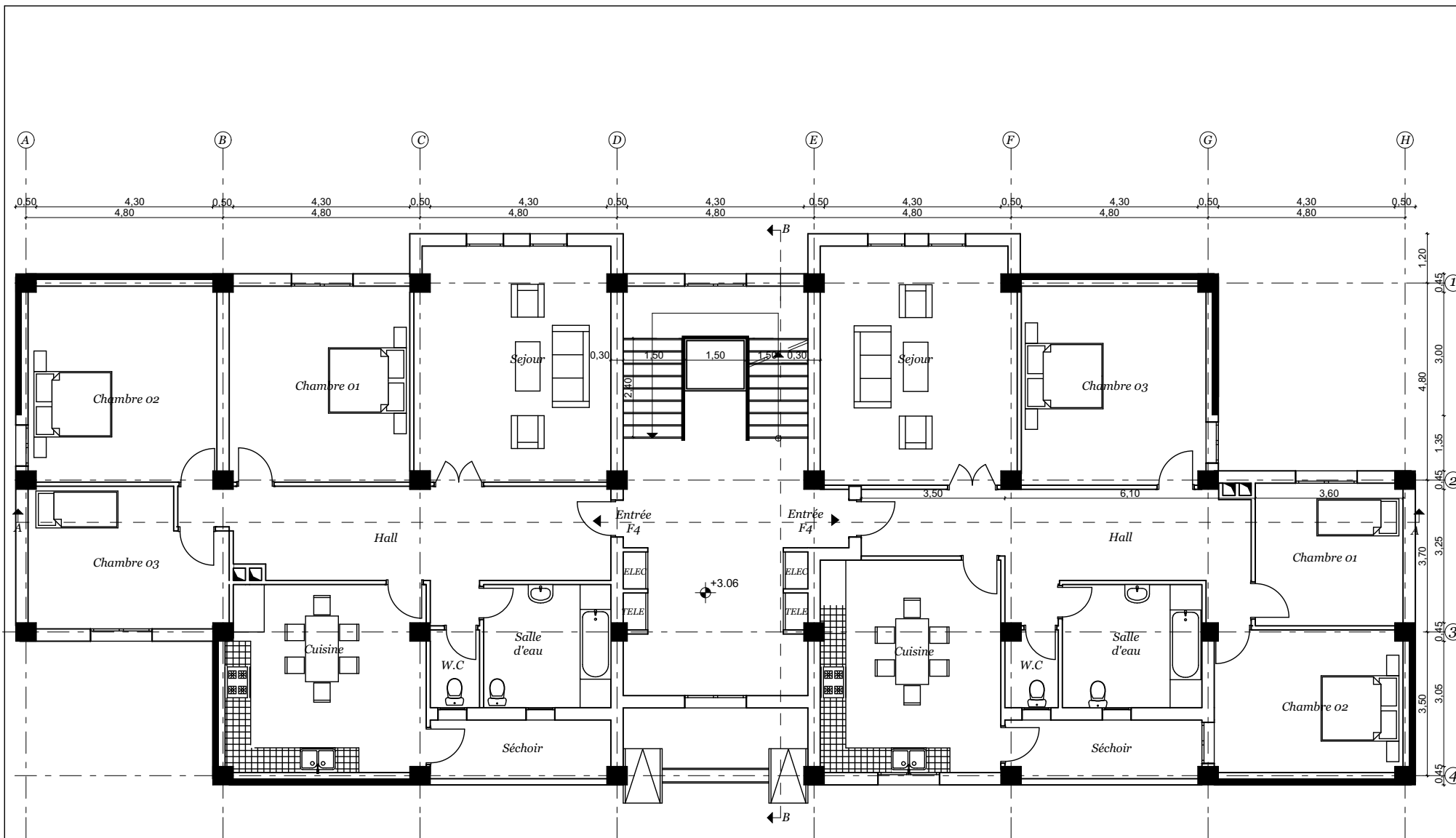
Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure :

Figure VIII.1 : Schéma isostatique et sollicitations de les débords.....	166
Figure VIII.2: sollicitation des nervures (ELU).....	167
Figure VIII.3: sollicitation des nervures(ELS)....	168
Figure VIII.4 : effort tranchent nervures radier (ELU).....	168
Figure VIII.5: Ferrailage globale de radier.....	171
Figure VIII.6 : Ferrailage de nervure	172

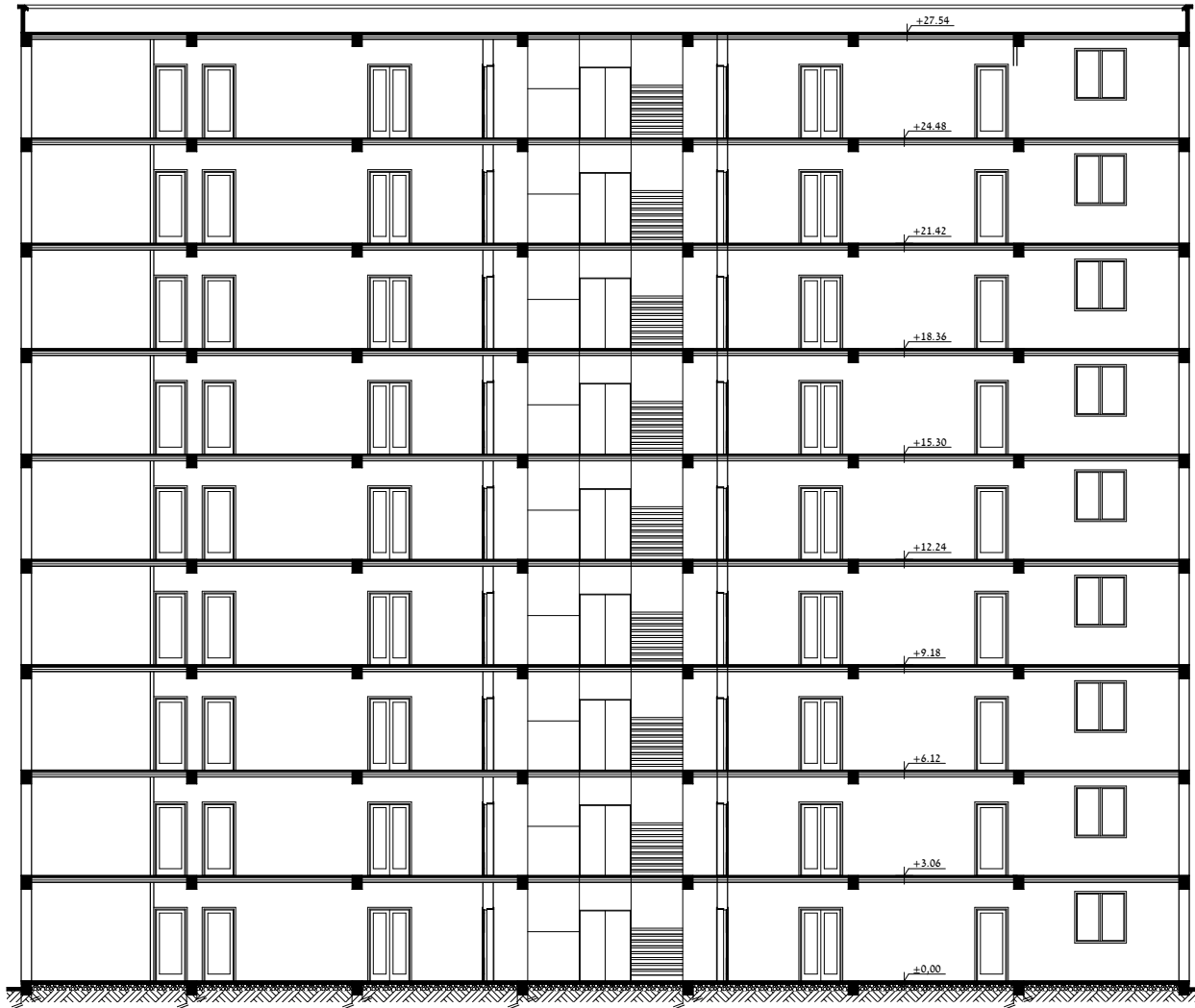
LES PLANS



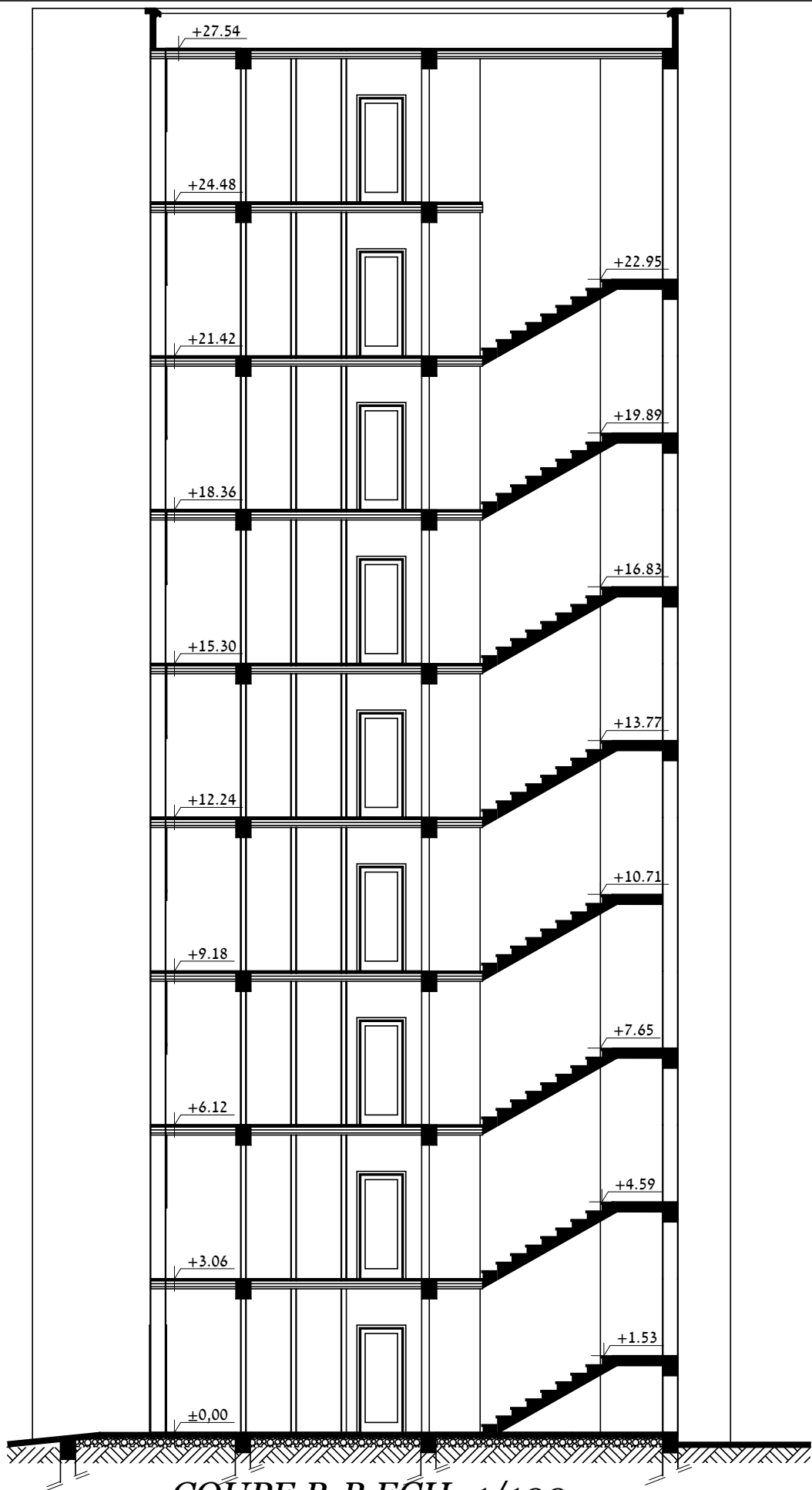
PLAN RDC ECH:1/100



PLAN D'ETAGE COURANT ECH:1/100



COUPE A-A ECH 1/200



COUPE B-B ECH: 1/100



FACADE PRINCIPALE

Introduction Générale

Le développement économique dans les pays modernes 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 par 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.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues [**BAEL91 modifié 99, RPA 2003**] qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Dans le cadre de ce projet, nous avons en train d'étudier un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un RDC et 8 étages, implanté à **Sétif**, qui est une zone de moyenne sismicité, zone **IIa** d'après les règles parasismiques algériennes **RPA 2003** muni d'un système de contreventement mixtes (poteaux /voile).

L'outil informatique est devenu une nécessité ou une obligation pour le traitement des études de bâtiment, pour cela on va utiliser le logiciel **ROBOT 2014** pour l'analyse dynamique, **l'AUTOCAD** pour la réalisation des plans de ferrailages.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux, tel que les poteaux, les poutres, les voiles et les planchers et les éléments secondaires
- Le troisième chapitre présente le dimensionnement des planches.
- Le quatrième chapitre présente le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les

escaliers et les balcons).

- Le cinquième chapitre portera sur l'analyse de la structure, la détermination de caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2014.
 - Le seizième chapitre étudie sous charge horizontale.
 - Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT 2014 est présenté dans le septième chapitre.
 - Pour le dernier chapitre (huitième) on présente l'étude de l'infrastructure.
- On terminera ce travail par une conclusion générale.

Chapitre I :

**Présentation de
l'ouvrage et
Caractéristiques
mécaniques des
matériaux**

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1.Introduction

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (**BAEL91, RPA99modifié en2003**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure

I.2. Présentation de L'ouvrage:

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment **R+8** à usage d'habitation au groupe d'usage **2**. Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de **Sétif** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le **RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003)**. Le site est considéré comme un site meuble de catégorie **S3**.

. I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :

La structure se caractérise par :

• En plan

- Longueur en plan..... 33.6 m.
- Largeur en plan..... 13.2 m.

• En élévation

- Hauteur du RDC.....3.06 m.
- Hauteur d'étage courant.....3.06 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère 27.54 m.
- Acrotère.....0.60 m

I.3.Eléments constituant la construction:

I.3.1 :Les planchers :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles espacées de corps creux et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.

- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

I.3.2 : La terrasse :Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

I.3.3 :L'acrotère : C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

I.3.4 :Les escaliers :Ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

I.3.5 :Les balcons : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.3.6:La maçonnerie : Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses.
- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

I.3.7:Enduits et revêtements :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage et plinthe pour le sol
- Mortier pour les murs.

I.3.8 : Cage d'ascenseur : C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

I.4 :Hypothèse de calcul :

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$

I.5 :Les Caractéristiques des matériaux :

I.5 .1Béton :

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable),de liants(ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³de béton mis en œuvre. Au-dessous de 300Kg/m³, les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

I.6.1.2. Les composants du béton :

La composition courante d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg/m³ de ciment de CPJ pour la superstructure et 370kg/m³ de CRS pour l'infrastructure
- 400 kg/m³ de sable D_s<5 mm
- 800 kg/m³ de gravillon 5 mm< D_g<25 mm
- 175 kg/m³ d'eau de gâchage.

I. 6.1.3 Résistance du béton à la compression :

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

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:BAEL91 (Article A.2.1.11)

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:BAEL91 (Article A.2.1.11)

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

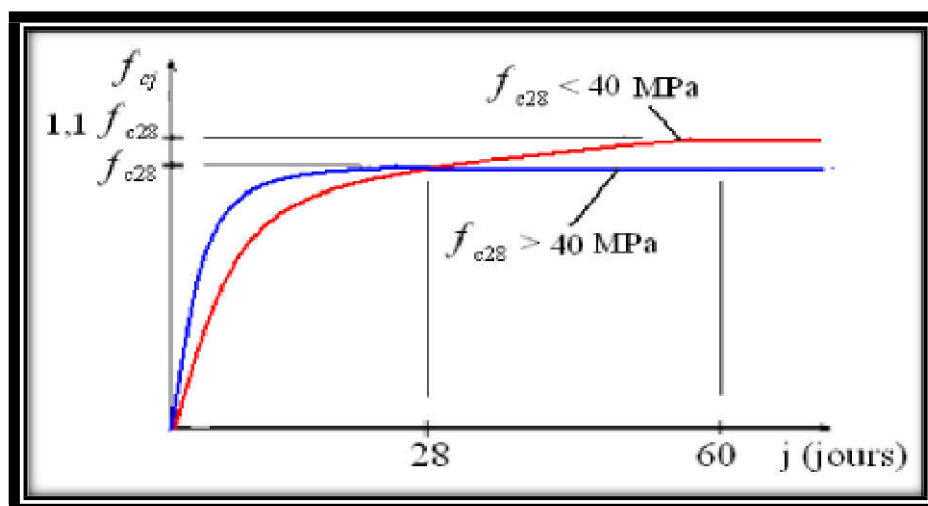


Figure I.1: Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

I.6.1.4 Résistance à la traction f_{tj} : BAEL91 (Article A.1.2.12)

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de t_j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

I.6.1.5 Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1.2)

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée de béton.

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

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{F_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 31820,93 \text{ MPa}$$

E_{vj} : Le module de déformation longitudinale différée de béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)}$$

I.6.1.6. Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3)

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta L / L}$

À l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré)

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton fissuré).

I.6.1.7. Contraintes limites :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

- **Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.5 \text{ MPa: action accidentelles} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible: $\tau_u = \min(0.13f_{cj}, 4 \text{ MPa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable: $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors $\tau_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$
- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante: $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

• Etat limite de service ELS :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_b^- = 0.6 f_{c28}$$

$$\text{Pour } f_{c28}=25\text{MPa} \Rightarrow \sigma_b^- = 15\text{MPa}$$

I.6.2.L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

I.6.2.1 Contrainte limite de l'acier :

- **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

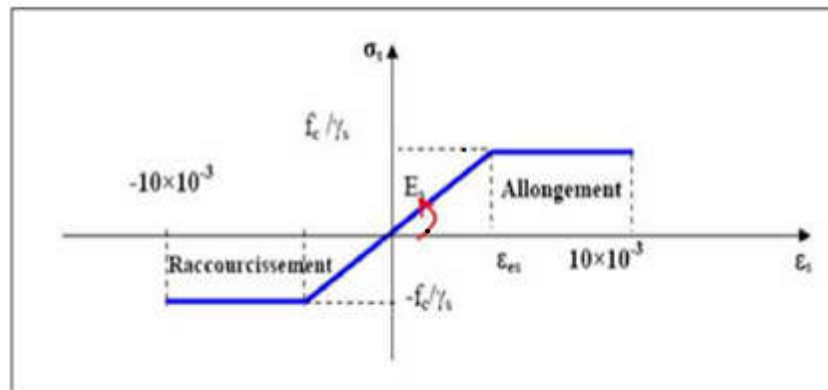


Figure 2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.00 \text{ en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$

- **Contrainte à ELS :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- ✓ **Fissuration peu nuisible** : (cas des éléments situés dans des clois ou des locaux ouverts).
Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant $\bar{\sigma}_s$.
- ✓ **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 110 \eta)$ (MPa)
- ✓ **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2 f_e ; 90 \eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

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

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

I.7. Les actions et sollicitations :

I. 7.1 Les actions :

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

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

- **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température

- **Les actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs...etc.).

I.7.2 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

- **Les combinaisons d'action :selon RPA99 (Article V.5.2)**

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU: 1.35 \times G + 1.5 \times Q + W \\ ELS: G + Q + W \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{cases}$$

I.8. Règlements et normes de calculs :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Règles Parasismique Algérienne [RPA2003 ; DTR-BC.2.48].
- Charges permanentes et charges d'exploitations [DTR-B.C.2.2].

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et la caractéristique des matériaux

- Règlement neige et vent [**RNV 1999**].
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en béton Armé suivant la Méthode des États Limites [**BAEL 91**].

Chapitre II :

Pré-dimensionnement Et Descente des charges

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.

II.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA2003** et du **BAEL91modifiée99**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

➤ **La transmission des charges se fait comme suit :**

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2 Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II.2.1 planchers à corps creux :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le [BAEL91 (article.6.8.423 hourdis)].

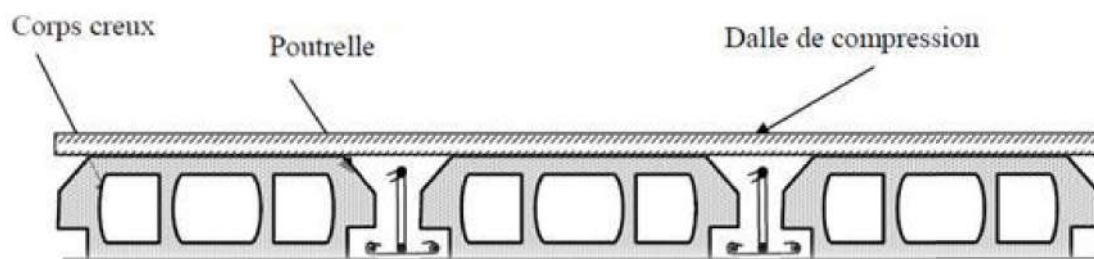


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

➤ **Condition de flèche [BAEL 91 article B.6.8.424] :**

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h_t/L est au moins égal à $1/22.5$.

L : est la plus grande portée parallèle à la poutrelle ($L= 480$ cm).

h : Hauteur totale du plancher.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 21.33 \text{ cm.}$$

- On prend : $h_t = (20+4)$ cm

$$h = 24\text{cm} \begin{cases} 4 \text{ cm: dalle de compression} \\ 20 \text{ cm : l'épaisseur de corps creux} \end{cases}$$

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

- On prend : $b_0 = 10\text{cm}$.

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \\ L_0 = b_1 - b_0 = 65 - 10 = 55\text{cm} \\ b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \right\} \end{array} \right.$$

L_0 : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10$$

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

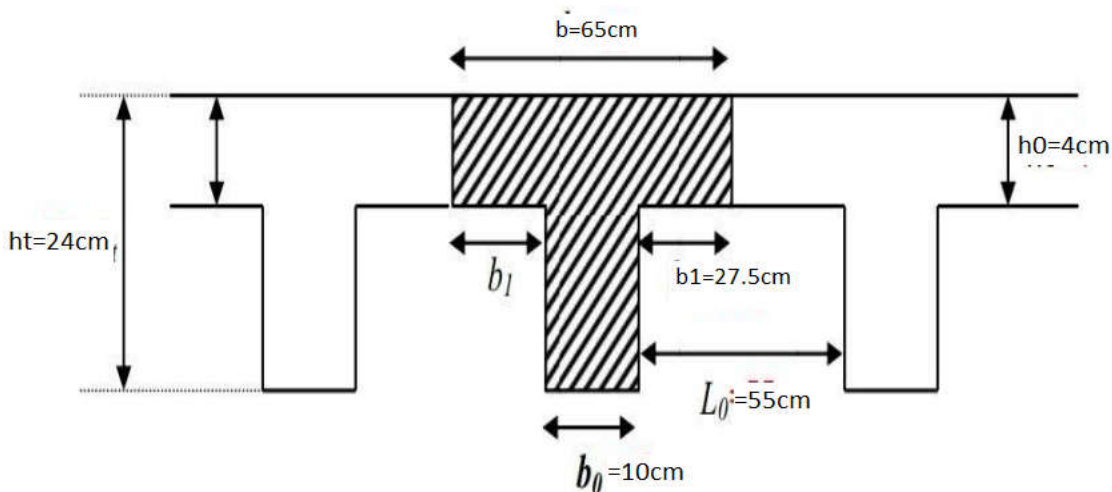


Figure II.2. : Schéma de la nervure

II.2.2 : Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion

II.2.2.1 : Les poutres principales B.A.E.L.91 (art B.6.5.1)

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] L_{max} \qquad L_{max} = 480 \text{ cm.}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

Lmax : distance maximale entre axe.

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] 480 = (0.06 \div 0.1) 480$$

$$h = (28.8 \div 48) \text{ cm}$$

- On prend: $h = 45 \text{ cm}$

La largeur de la poutre suivant cette condition:

$$b = (0.3 \div 0.4) h$$

$$b = (0.3 \div 0.4) 45 = (13.5 \div 18) \text{ cm}$$

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

➤ **Condition de RPA 2003 (Zone sismique IIa) :**

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du [RPA 2003 (article 7.5.1)] qui sont les suivantes :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \qquad c. v \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \qquad c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4.0 \text{ cm} \qquad c. v \end{array} \right.$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

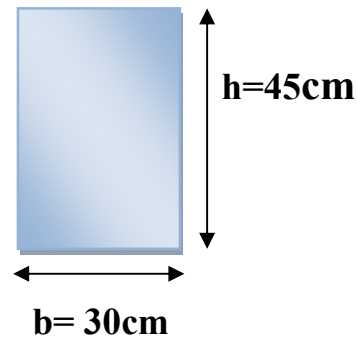


Figure II.3: poutre principale.

II.2.2.2. Poutres secondaires [P.S]:

➤ **Condition de la portée :**

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] L_{max} \qquad L_{max} = 480 \text{ cm}$$

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] 480 = (0.06 \div 0.1) 480 \text{ cm}$$

$$h = (28.8 \div 48) \text{ cm}$$

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

La largeur de la poutre suivant cette condition: $b = (0.30 \div 0.40)h$

$$b = (0.30 \div 0.40) 40 = (10.5 \div 14) \text{ cm}$$

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

➤ **Condition du RPA 99(Zone sismique IIa)**

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du [RPA 2003 (article 7.5.1)] qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & c. v \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4.0 \text{ cm} & c. v \end{cases}$$

- Donc la section adoptée pour les poutres secondaires (P.S)

[transversales] est: $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

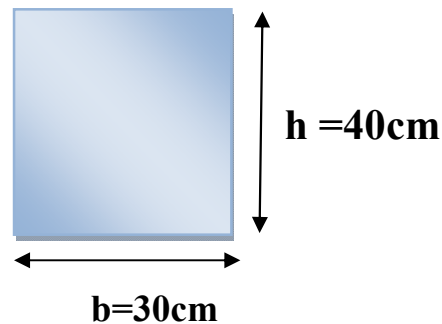


Figure.II.4 : poutre secondaire

II.2.3 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leurs fonctions principales est de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettent aux fondations. On dimensionne la section du poteau comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Avec : h_e = Hauteur d'étage libre

$h_e = 306 - 45 = 261\text{cm}$

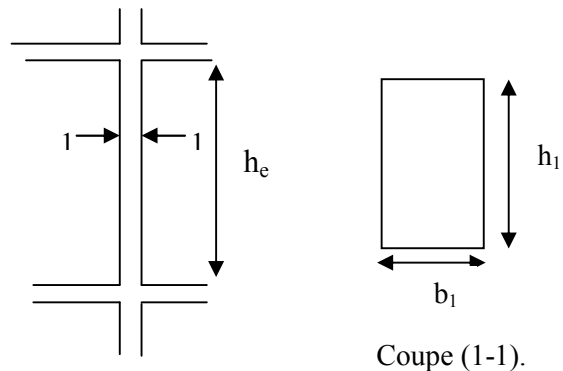


Figure.II.5 : Coffrage des poteaux

Nous avons proposé une section rectangulaire des poteaux (50×45)cm, Selon les règles [RPA2003 (article (7.4.1))] dans la zone IIa :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{ cm} \Rightarrow 50\text{cm} > 25\text{ cm} \quad (c.v).$
- $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 45\text{cm} > 261 / 20 = 13.05\text{ cm} \quad (c.v).$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1.11 < 4 \quad (c.v).$

***Remarque** : la section sera adoptée après la vérification par la descente des charges

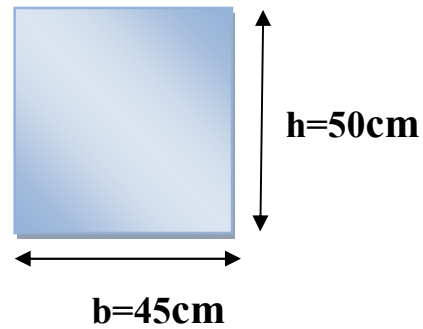


Figure II.6: poteau.

II.2.4. Le voile :

Selon le [RPA 2003 (article 7.7.1)] l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61\text{m}$$

$$a \geq \max \left(\frac{h_e}{20} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{25} \right)$$

$$a \geq \max (13.05 ; 11.86 ; 10.44)$$

$$a \geq \max(13.05 ; 15)$$

On adopte: $a = 15\text{ cm}$ pour le RDC et l'étage courant

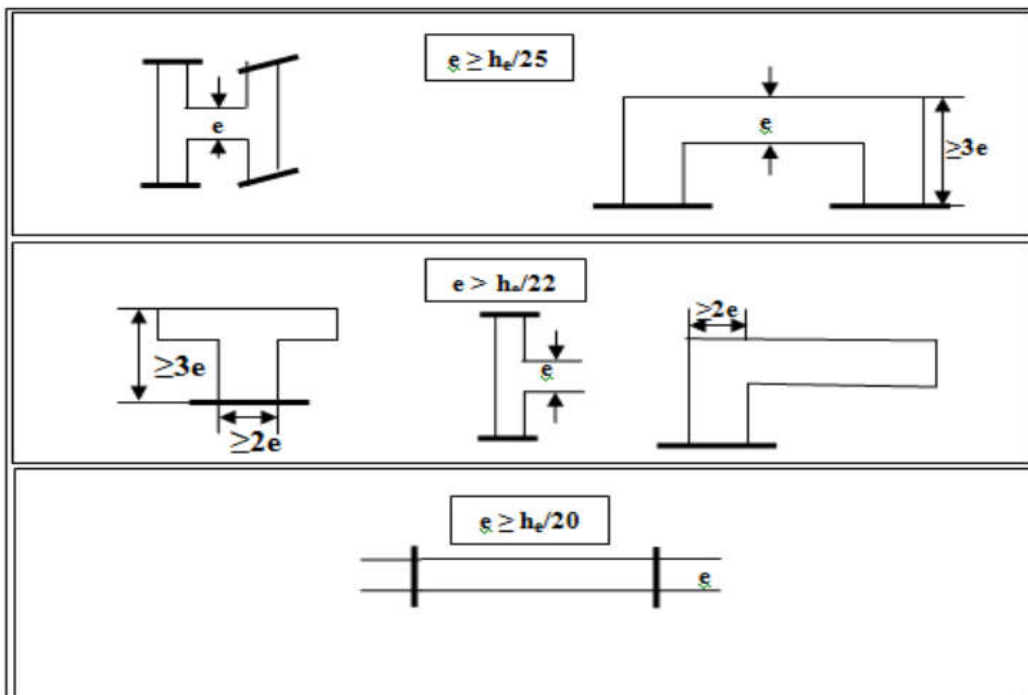


Figure II.7 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

II.3 : pré-dimensionnement des éléments secondaires:

II.3.1 Balcon [BAEL91 (article.6.8, 424)] :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions

Ces panneaux sont des dalles en béton armé coulés sur place .Elles reposent sur 1, 2,3 appuis constituées par des poutres.

Pour notre projet on a un seul type de balcon qui est constitué d'une dalle pleine appui sur trois côtés et libre dans autre côté.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Avec : L_x : La plus petite portée de panneau le plus sollicité.

On a : $L_x = 1.20m$

$$L/15 < e < L/20 + 7$$

- $L = 1.20m$
 $8 \leq e \leq 13cm$
- On prend une épaisseur de : 13cm

II.3.2 Les escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, composé d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau un autre. On appelle emmarchement la longueur de ses marches,

La dalle qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume ou se situe l'escalier.

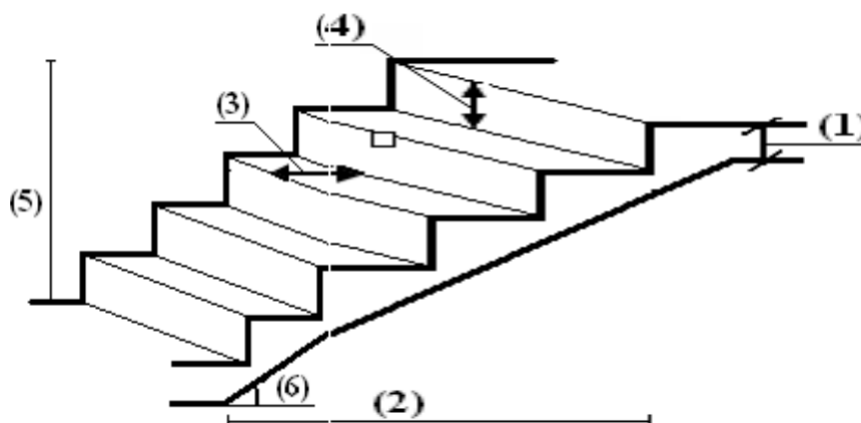


Figure II.8 : Schéma d'escalier.

➤ **Les dimensions caractérisant un escalier sont :**

- 1- e Épaisseur du palier de repos .
- 2- L projection horizontale de la volée.
- 3- g Giron largeur de la marche.
- 4- hHauteur de la contre marche.
- 5- $he/2$ Hauteur de la volée.
- 6- α Inclinaison de la paillasse.

• **La marche et la contre marche :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \quad 24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

- On prend:

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes : **(Formule de BLONDEL)**

➤ **D'après la formule de BLONDEL** on a :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

Donc : $59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ (C.V donc l'escalier est confortable).

- **Le nombre de contre marche :** $n = H / h = 306 / 17 = 18$ **contre marche.**

On aura **18** contre marche entre chaque étage, on a deux volées, donc **9** contre marche par volée.

- **Le nombre de marche :** $N = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

- **La longueur de la volée :** $l = N * g = 8 * 30 = 240 \text{ cm}$.

- **L'épaisseur :** $e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) L$

$$L = L' + L_{\text{paillasse}}$$

$$L' = \sqrt{H^2 + Lp_{\alpha}^2} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 284.62 \text{ cm}$$

$$L = L' + l_{\text{paillasse 1}} + p_{\text{paillasse 2}} = 284.62 + 240 = 524.62 \text{ cm}$$

Donc $L_{\text{max}} = 524.62 \text{ cm}$

- $e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 524.62 = (17.48 \div 26.23)$

On prend : **$e = 20 \text{ cm}$**

- L'inclinaison de la paillasse: $\text{tg} \alpha = (H / 2) / l = (306 / 2) / 240 = 0.64 \Rightarrow \alpha = 32.5^\circ$

- **Emmarchement :** $E > 90 \text{ cm}$ pour un escalier de bâtiment d'habitation $E = 1.5 \text{ m}$
 $E = 1.5 \text{ m} > 90 \text{ cm}$

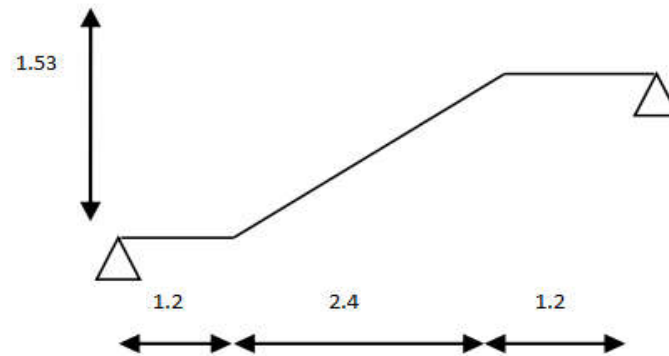


Figure II.9 : Schéma statique d'escalier.

II.3.3 L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé encastré au niveau de planche terrasse.

Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend :

- Hauteur $H=60$ cm.
- Epaisseur $e =10$ cm.

La surface de l'acrotère est :

$$S= S_1+S_2+S_3= (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2.$$

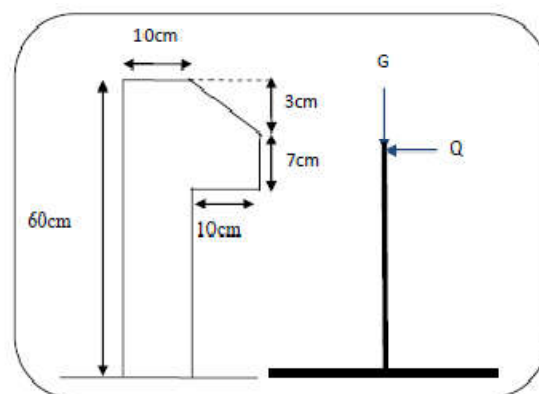


Figure II.10 : Acrotère.

II.4. La descente des charges :

II.4.1 Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades etc.) et les charges d'exploitations

➤ **Rôle de descente des charges :**

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.4.2 Evaluation des charges appliquées :

II.4.2.1 Plancher terrasse inaccessible [(DTR .BC2-2)] :

a-Charge permanente[(DTR .BC2-2)] :

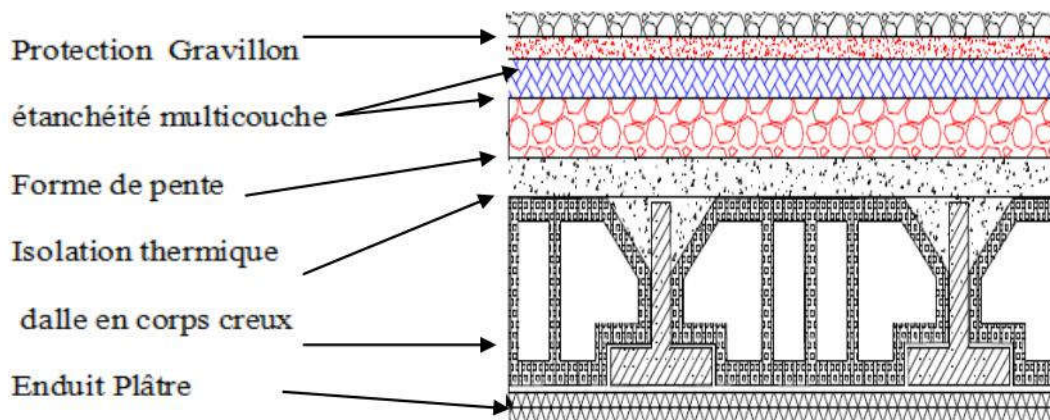


Figure II.11 : Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.

N	Désignation	e (m)	γ (kg/m ³)	poids(Kg / m ²)
1	Gravillon	0.05	2000	100
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Forme de pente	0.1	2000	200
4	Isolation thermique	0.04	400	16
5	Dalle en corps creux	0.24	-	325
6	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Total				673

Tableau II. 1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

b- Surcharge d'exploitation : [(DTR .BC2-2)]

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

II.4.2.2. Plancher étage courant :

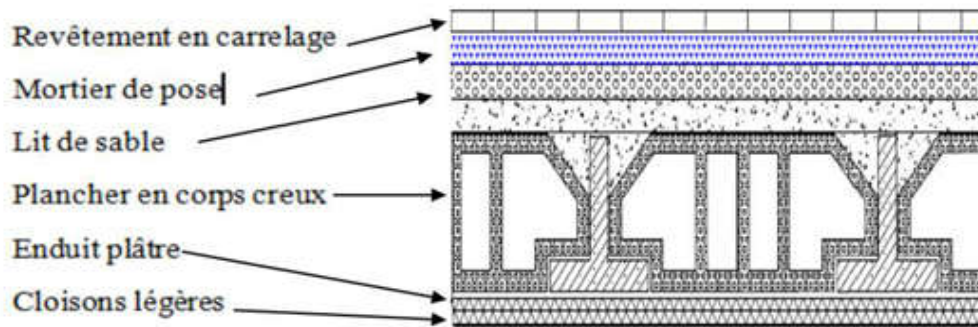


Figure II.12 : Schéma d'un plancher d'étage courant.

N	Désignation	e (m)	γ (kg/m ³)	poids(Kg / m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en corps creux	0.24	-	325
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100
Total				565

Tableau II.2: Charge permanente du plancher étage courant en corps creux.

b-Surcharge d'exploitation [(DTR .BC2-2)]:

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2.$$

II.4.2.3 Mur :

Murs extérieurs :

N	Désignations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charges (kg/ m ²)
1	Enduit extérieur (ciment)	0.02	200	40
2	Briques creuses	0.15	-	130
3	Briques creuses	0.10	-	90
4	Enduit intérieur (plâtre)	0.02	1200	24
Total				284 (kg/ m²)

Tableau II.3: Charge permanente du mur extérieur.

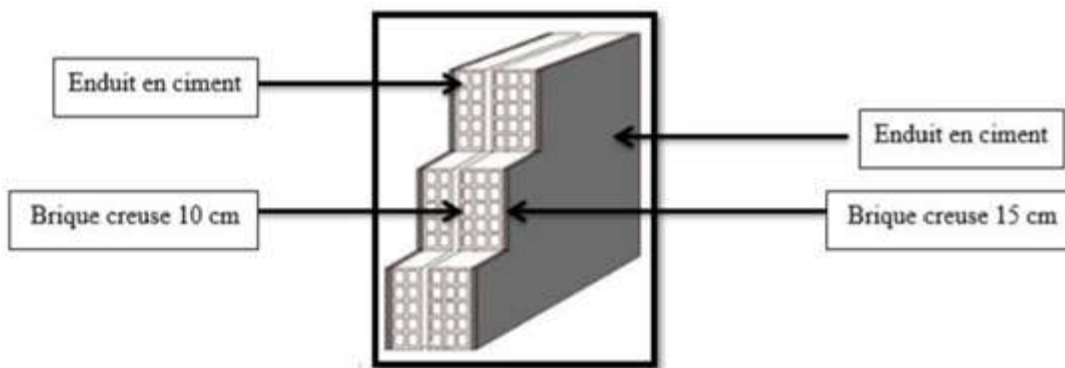


Figure II.13: Schéma du mur extérieur en maçonnerie.

II.4.2.4 .Murs intérieurs :

N	Désignations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (kg/ m ²)
1	Enduit extérieur (ciment)	0.02	2000	40
2	Briques creuses	0.10	-	90
3	Enduit intérieur (plâtre)	0.02	1200	24
Total				154(kg/ m²)

Tableau. II.4:Évaluation des charges pour les murs intérieurs

II.4.2.5 Balcon :

II.4.2.5 Balcon terrasse :

N	Désignations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charges (kg/ m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	2000	100
2	Etanchéité multicouches	0,05	200	10
3	Béton forme de pente	0,1	2200	220
4	Plancher dalle pleine	0,13	2500	325
5	Enduit en ciment	0,02	2000	40
			Total	679 (kg/ m²)

Tableau II.5 : Charge permanente revenant au balcon terrasse.

b- Surcharge d'exploitation : [(DTR .BC2-2)]

$Q = 100 \text{ kg/ m}^2$

II.4.2.6 Balcon étage courant :

N	Désignations	e (m)	γ (KG/m ³)	Charges (kg/ m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	40
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lite de sable	0.02	1800	36
4	Dalle pleine	0.13	2500	325
5	Enduit en ciment	0.02	20000	40
			Total	481

Tableau II.6 : Charge permanente revenant aux balcons d'étage courant.

b- Surcharge d'exploitation : [(DTR .BC2-2)]

$Q=350 \text{ kg/ m}^2$

II.4.2.7. L'escalier :

***Paillasse**

N	Désignations	e(m)	γ (N/m³)	charges (kg/m²)
1	Carrelage	0.02	20000	40
2	Mortier de pose	0.02	20000	40
3	Lit de sable	0.02	18000	36
4	Poids propre de La marche	0.17/2	22000	187
5	Poids propre de la paillasse	0.2/cos(32.22)	25000	591.11
6	enduit de plâtre	0.02	10000	20
Total				914.01

Tableau II.7 : Charge permanente du paillasse

b- Surcharge d'exploitation : [(DTR .BC2-2 ;art :7.2.1)] :

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$.

*** le palier de repos :**

N	Désignations	e (m)	γ (N/m³)	charges (kg/m²)
1	Carrelage	0.02	20000	40
2	mortier de pose	0.02	20000	40
3	Lit de sable	0.02	18000	36
4	Poids propre de palier	0.20	25000	500
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	10
Total				G=626

Tableau II.8 : Charge permanente du palier.

b- Surcharge d'exploitation : [(DTR .BC2-2)]

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

II.4.2.8.L'acrotère:

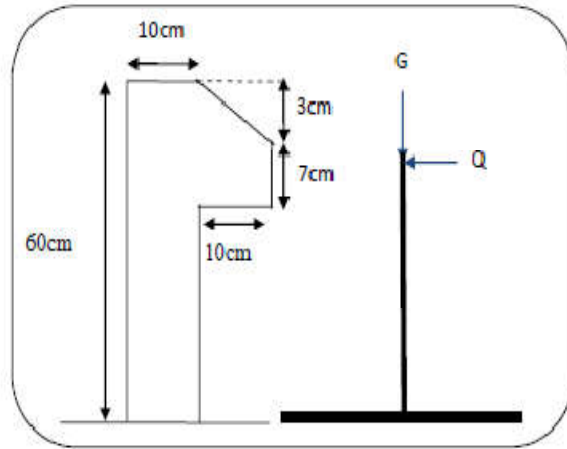


Figure. II.14 : Schéma de L'acrotère.

Surface : $S_1+S_2+S_3= (0.1\times 0.6+0.07\times 0.1+0.1\times 0.03\times 0.5) =0.0685 \text{ m}^2$

a- Charge permanente : $G=G_1+G_2$

G 1: poids de l'acrotère par mètre linéaire.

G2 : poids du mortier de crépissage par mètre linéaire.

$G_1 = (0.1\times 0.6+0.07\times 0.1+0.1\times 0.03\times 0.5) \times 2500\times 1= 171.25 \text{ daN/ml}$

$G_2 : 0.01\times 0.6\times 2000=12 \text{ daN/ml}$

Alors : $G_1+G_2=171.25+12=183.25$

Donc : $G=183.25\text{daN/ml}$

b- Surcharge d'exploitation : [(DTR .BC2-2)]

Q : force horizontale sollicité l'acrotère due à la main courante et 1000 N/m

$Q\times 1\text{m}=1000 \text{ N/m}^2$

Elément	Charges G (N/m ²)	Charges Q (N/m ²)
Acrotère	1832.5	1000

Tableau II.10 : Charge et de surcharge de L'acrotère.

II.4.3 Descente des charges sur le poteau:

II.4.3.1 Loi de dégression [D.T.R.BC.2.2 (article 6.3)] :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions

indiquées ci-dessous :

Pour la toiture ou terrasse : Q_0

Pour le dernier étage : Q

Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$

Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

➤ **Descente des charges sur le poteau intermédiaire (B2)**

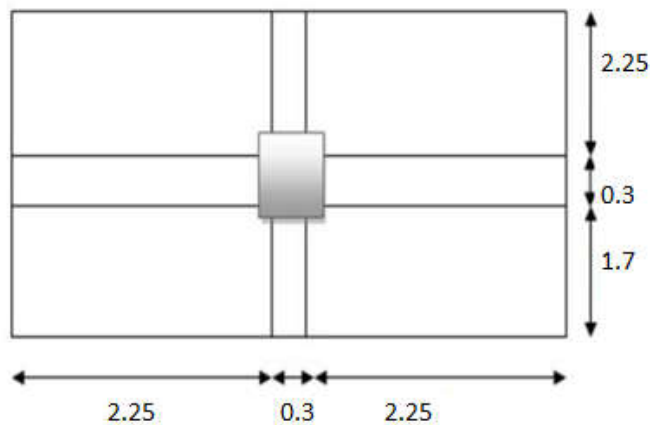


Figure II.15: La surface afférente sur poteau intermédiaire(B2).

➤ **Surface afférente :**

$$S_G = (2.25+2.25) \times (2.25+1.7) = 17.78 \text{ m}^2$$

$$S_{QT} = (2.25+2.25+0.3) \times (2.25+1.7+0.3) = 20.4 \text{ m}^2$$

$$S_{Q.É} = 20.4 - (0.5 \times 0.45) = 20.18 \text{ m}^2$$

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = 6.73×17.78	119.66	20.4
	poutre principale = $(0.30 \times 0.45) \times 4.8 \times 25$	16.2	
	poutre secondaire = $(0.30 \times 0.40) \times 4.25 \times 25$	12.75	
	Poteau = $(0.45 \times 0.5) \times 3.06 \times 25$	17.21	
	surcharge = (1×20.4)		
	Total	165.82	20.4
2-2	venant 1 – 1	165.82	20.4
	Plancher étage courant = 5.65×17.78	100.46	30.27
	poutre principale = $(0.30 \times 0.45) \times 4.8 \times 25$	16.2	
	poutre secondaire = $(0.30 \times 0.4) \times 4.25 \times 25$	12.75	
	Poteau = $(0.45 \times 0.5) \times 3.06 \times 25$	17.21	
surcharge = (1.5×20.18)			

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.

	Total	312.44	50.67
3-3	Venant 2-2	312.44	50.67
	Plancher étage courant = 5.65×17.78 poutre principale = $(0.30 \times 0.45) \times 4.8 \times 25$ poutre secondaire = $(0.30 \times 0.4) \times 4.25 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.5) \times 3.06 \times 25$ surcharge = $(0.9 \times 1.5 \times 20.18)$	100.46 16.2 12.75 17.21	27.24
	Total	459.06	77.91
4-4	Venant 3-3	459.06	77.91
	Plancher étage courant = 5.65×17.78 poutre principale = $(0.30 \times 0.45) \times 4.8 \times 25$ poutre secondaire = $(0.30 \times 0.4) \times 4.25 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.5) \times 3.06 \times 25$ surcharge = $(0.8 \times 1.5 \times 20.18)$	100.46 16.2 12.75 17.21	24.22
	Total	605.68	102.14
5-5	Venant 4-4	605.68	102.14
	Plancher étage courant = 5.65×17.78 poutre principale = $(0.30 \times 0.45) \times 4.8 \times 25$ poutre secondaire = $(0.30 \times 0.4) \times 4.25 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.5) \times 3.06 \times 25$ surcharge = $(0.7 \times 1.5 \times 20.18)$	100.46 16.2 12.75 17.21	21.19
	Total	752.3	123.32
6-6	Venant 5-5	752.3	123.32
	Plancher étage courant = 5.65×17.78 poutre principale = $(0.30 \times 0.45) \times 4.8 \times 25$ poutre secondaire = $(0.30 \times 0.4) \times 4.25 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.5) \times 3.06 \times 25$ surcharge = $(0.6 \times 1.5 \times 20.18)$	100.46 16.2 12.75 17.21	18.16
	Total	898.92	141.48
7-7	Venant 6-6	898.92	141.48
	Plancher étage courant = 5.65×17.78 poutre principale = $(0.30 \times 0.45) \times 4.8 \times 25$ poutre secondaire = $(0.30 \times 0.4) \times 4.25 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.5) \times 3.06 \times 25$ surcharge = $(0.5 \times 1.5 \times 20.18)$	100.46 16.2 12.75 17.21	15.14
	Total	1045.54	156.62
8-8	Venant 7-7	1045.54	156.62
	Plancher étage courant = 5.65×17.78 poutre principale = $(0.30 \times 0.45) \times 4.8 \times 25$ poutre secondaire = $(0.30 \times 0.4) \times 4.25 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.5) \times 3.06 \times 25$	100.46 16.2 12.75 17.21	

	surcharge=(0.5×1.5×20.18)		15.14
	Total	1192.16	171.76
9-9	Venant 8-8	1192.16	171.76
	Plancher étage courant = 5.65×17.78	100.46	
	poutre principale = (0.30×0.45) ×4.8×25	16.2	
	poutre secondaire = (0.30×0.4) ×4.25×25	12.75	
	Poteau = (0.45×0.5) ×3.06×25	17.21	
	surcharge=(0.5×1.5×20.18)		15.14
	Total	1338.78	186.9

Tableau II.10 : Descente de charge pour poteau (B 2).

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1338.78 + 1.5 \times 186.9 = 2087.703 \text{ KN}$$

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

$$N_{ser} = 1338.78 + 186.9 = 1525.68 \text{ KN}$$

II.4.3.2 Dimensionnement des poteaux [BAEL91 (B.8.4, 1)]:

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times (3.06 - 0.4) = 2.66 \text{ m}$$

$$h > b \Rightarrow \lambda_x > \lambda_y$$

$$\Rightarrow \lambda = \lambda_x$$

$$\text{Si : } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\text{Si : } 50 < \lambda < 100 \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2.66}{0.45} = 14.33$$

$$\lambda = 14.33 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.33}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.822$$

II.4.3.3 Pas de risque de flambement :

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$Br = (h-2)(b-2) = (50-2)(45-2) = 2064 \text{ cm}^2.$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 450 \times 500}{100} = 450 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(450+500)}{100} = 76 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8 \%B \text{ (zone IIa) :}$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (450 \times 500) = 1800 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors : } A = \max(450 ; 1800) = 1800 \text{ mm}^2$$

$$N = 0.822 \times \left(\frac{206400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{1800 \times 400}{1.15} \right) = 3656510.144 \text{ N}$$

$$\bar{N} = N = 3656.510 \text{ KN} > N_u = 2087.703 \text{ KN} \dots\dots\dots(cv)$$

II.4.3.4 Vérification de l'effort normal réduit [(RPA2003 article 7.1.3.3.)] :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_{ser}}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

N_{ser} : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

$$v = \frac{1525.68 \times 1000}{450 \times 500 \times 25} = 0.27 \leq 0.3 \dots\dots\dots(CV)$$

- Donc on garde les dimensions de poteau : **(45×50) cm²** dans tous les étages.

II.4.4. Dimensionnement de voile :

II.4.4.1. Descente des charges sur voile :

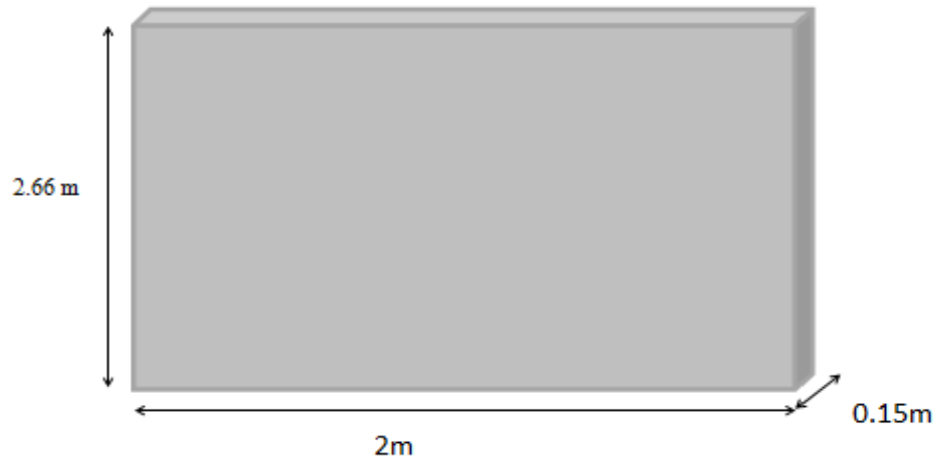


Figure II.16: Schéma de voile.

$$S = 2.66 \times 2 = 5.32 \text{ m}^2$$

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Acrotère : 1.83×2	3.66	
	Plancher terrasse : 6.73×5.32	35.80	
	voile : 2×2.66×0.15×25	19.95	
	surcharge : 1×5.32		5.32
	Total	59.41	5.32
2-2	venant 1 – 1	59.41	5.32
	Plancher étage courant : 5.65×5.32	30.06	
	voile : 0.15×2 ×2.66×25	19.95	
	surcharge : 1.5×5.32		7.98
	Total	109.42	13.3
3-3	Venant 2-2	109.42	13.3
	Plancher étage courant : 5.65×5.32	30.06	
	voile : 0.15×2 ×2.66×25	19.95	
	surcharge : 0.9×1.5×5.32		7.182
	Total	159.43	20.48
4-4	Venant 3-3	159.43	20.48
	Plancher étage courant : 5.65×5.32	30.06	
	voile : 0.15×2 ×2.66×25	19.95	
	surcharge : 0.8×1.5×5.32		6.38
	Total	209.44	26.86
	Venant 4-4	209.44	26.86

5-5	Plancher étage courant : 5.65×5.32 voile : 0.15×2 ×2.66×25 surcharge : 0.7×1.5×5.32	30.06 19.95	5.59
	Total	259.45	32.45
6-6	Venant 5-5 Plancher étage courant : 5.65×5.32 voile : 0.15×2 ×2.66×25 surcharge=0.6×1.5× 5.32	259.45 30.06 19.95	32.45 4.79
	Tota	309.46	37.24
7-7	Venant 6-6 Plancher étage courant : 5.65×5.32 voile = :0.15 ×2 .66×25 surcharge :0.5×1.5× 5.32	309.46 30.06 19.95	37.24 3.99
	Total	359.47	41.23
8-8	Venant 7-7 Plancher étage courant = 5.65×5.32 voile = 0.45×0.2 ×2.66×25 surcharge :0.5×1.5×5.32	359.47 30.06 19.95	41.23 3.99
	Total	409.48	45.22
9-9	Venant 8-8 Plancher étage courant : 5.65×5.32 voile : 0.15×0.2 ×2.66×25 surcharge :0.5×1.5× 5.32	409.48 30.06 19.95	45.22 3.99
	TOTAT	459.49	49.21

Tableau II.10 : Descente des charge de voile.

II.4.4.2.Vérification de la résistance des voiles à la compression :

Il faut que : $\frac{P_u}{A} \leq f_{c28}$

Tel que : $P_u = 1,35. G + 1,5.Q$

$$P_u = 1,35(459490) + 1,5(49210)$$

$$P_u = 694126.5 \text{ N}$$

$$A = 150. 20000 = 3000000 \text{ mm}^2..$$

$$\Rightarrow \frac{P_u}{A} = \frac{694126.5}{3000000} = 0,231 \text{ Mpa} < f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, alors pas de modification de section

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

III. Calcul des éléments secondaires.

III.1. Introduction:

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère.
- Balcon (consol).
- Escaliers.

III.2. calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher-terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance.

III.2.1 Méthode de calcul :

L'acrotère travaille comme un système isostatique assimilable à une console encastrée à la base au niveau du plancher terrasse, elle soumise à l'action de :

- L'effort normal «N» due à son poids propre G ;
- La surcharge «Q» horizontale due à la poussée accidentelle ou la poussée éventuelle due à la main de l'ouvrier qui est appliqué à l'extrémité supérieure

III.2.3 Dimensionnement :

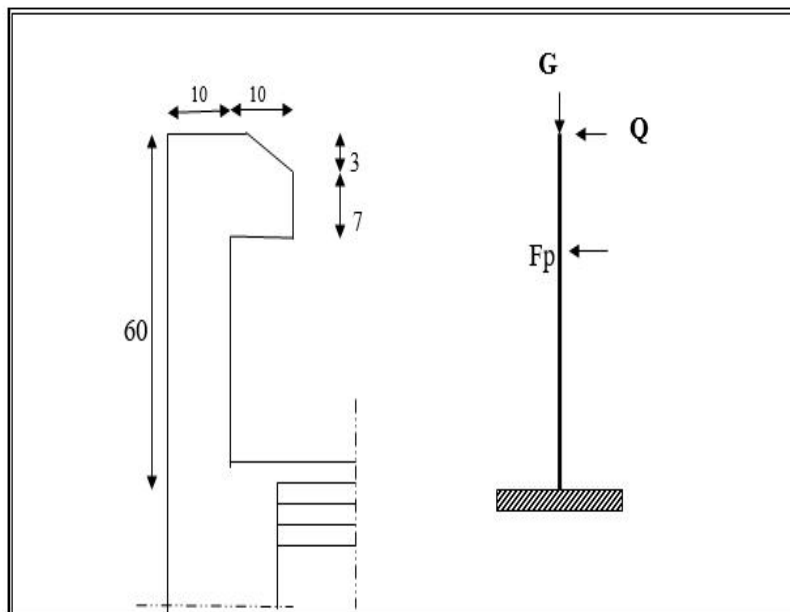


Figure III.1 : Diagramme des forces internes.

III.2.4 Evaluation des charges et surcharges :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontale sollicité l'acrotère dû à la main courante est 1 KN/m.

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le **tableau 4.1** groupe d'usage [2] se trouve dans la zone sismique **IIa** : $\Rightarrow A = 0.15$

C_p: facteur de force horizontale donné par le **tableau 6.1** de **RPA99**: $\Rightarrow C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 183.25 \text{ dan/ml.}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.25 = 87.84 \text{ Kg}$

$$87.84 \text{ Kg/ml} < 100 \text{ Kg/ml.}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $F = Q = 100 \text{ Kg/ml} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$,

III.2.5 Sollicitation :

➤ **E.L.U** :

N_u=1.G=183,25 daN/ml, on le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1,5.Q.h = 1,5 \times 100 \times 0,6 = 90 \text{ daN.m (à la base).}$$

$$V_u = 1,5.Q = 1,5 \times 100 = 150 \text{ daN/ml}$$

➤ **E.L.S** :

$$N_s = 183,25 \text{ daN/ml.}$$

$$M_s = Q.h = 100 \times 0,6 = 60 \text{ daN.m (à la base).}$$

III.2.6 Calcul de ferrailage :

➤ **Diamètre des barres : BAEL (art A.7.2.1)**

Les diamètres employés sont : $\Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10 \text{ mm}$

On prend : $\Phi_l = 8mm$ et on prend : $\Phi_t = 6mm < \Phi_l$

➤ **Protection des armatures**

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures ; soit $c=3cm$ à partir de l'axe de l'armature.

➤ **Ferraillage de la section à ELU :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{183.25} = 0.48 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.48 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

L'effort normal est effort de compression, ainsi que le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée.

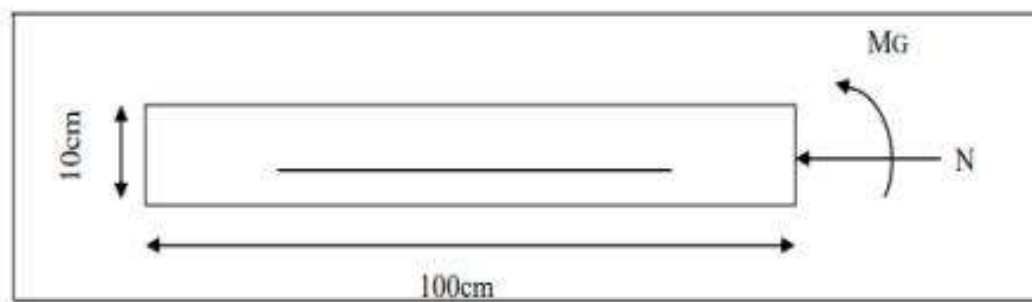


Figure III.2 : Section de l'acrotère.

➤ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 90 + 183.25 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 93.665 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0134 < \mu l = 0.392.$$

M1: Moment de flexion par rapport au CDG des armatures tendues.

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $\Rightarrow A_c=0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0134}) = 0.017$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.017 = 0.993$$

$$A^u = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.412 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la section des armateurs à la flexion composée**

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A' = 0$

$$A^u = 0.412 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.359 \text{ cm}^2$$

III.2.7 Vérification à l'état limite de servies:

➤ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.327 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

-Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_{ser}^1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1832.5 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 636.65 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{636.65}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.999 ; k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \times \beta_1 \times d} = \frac{636.65}{201.63 \times 0.99 \times 7} = 0.45 \text{ cm}^2$$

-Calcul de la section à la flexion composée :

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100\bar{\sigma}_s} = 0.45 - \frac{1832.5}{100 \times 201.63} = 0.359 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) = \max (0.395; 0.359 ; 0.84) \Rightarrow A = A^{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$

On adopte : $A^\ell = 5 \text{ } \phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

III.2.8 Calcul de la contrainte tangente conventionnelle [(BAEL article A.5.1, 1)] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}.$$

- La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

- Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.9 Armatures de réparation [(BAEL article A.8.2.41)] :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0.35 \div 0.705).$$

- On adopte : $A^r = 3 \text{ } \phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

III.2.10 L'espacement des armatures [(BAEL article B.5.3.3)] :

$$A_\ell = 5 \phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \phi 6 \rightarrow S_t = 27 \text{ cm}$$

III.2.11 Représentation de ferrailage :

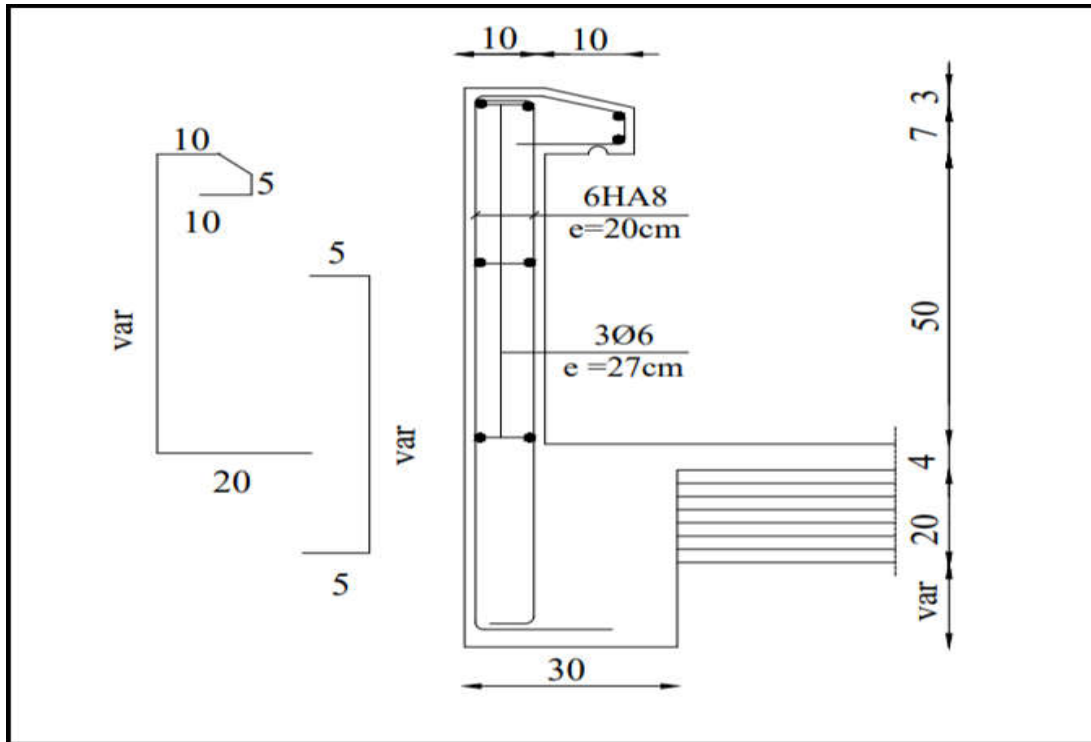


Figure.III.3 : Ferrailage d'acrotère.

III.2 Balcons :

III.2.1 Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : charge permanentes
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge de murs extérieurs et l'acrotère.

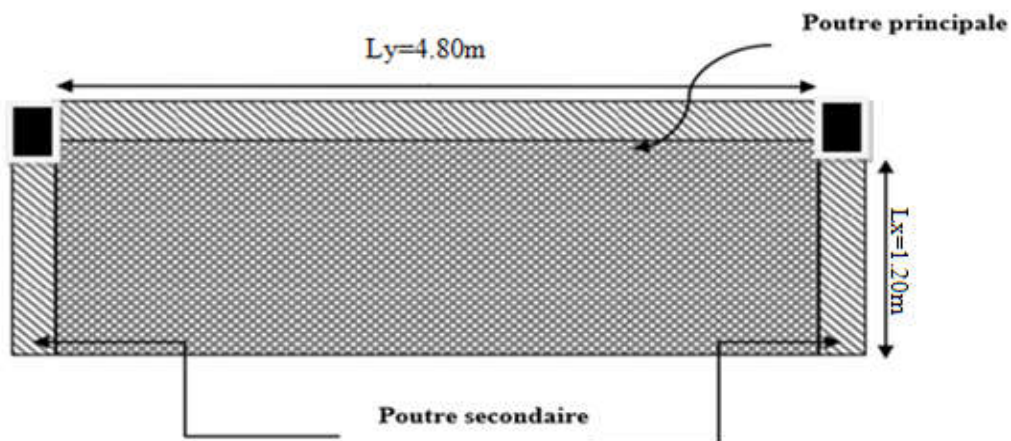


Figure III.4 : Schéma du balcon a étudié.

III.2.2 Évaluation des charges :

III.2.2.1 Terrasse :

$$g = G \times 1\text{m} = 6.79 \text{ KN/ml (charge permanente).}$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN/ml (surcharge d'exploitation).}$$

$$P = 1.8325 \times 1\text{m} = 1.83 \text{ KN/ml (Poids de l'acrotère).}$$

III.2.2.2 Étages courant :

$$G = G \times 1\text{m} = 4.81 \text{ KN/ml (charge permanente).}$$

$$Q = Q \times 1\text{m} = 3.5 \text{ KN/ml (surcharge d'exploitation).}$$

$$P = 2.84 \times 1 \text{ m} = 2.84 \text{ KN/ml (poids du mur extérieure).}$$

III.2.2.3 Combinaison des charges :

➤Terrasse :

•E.L.U : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(6.79 + 1.83) + 1.5(1) = 13.13 \text{ KN/ml}$

•E.L.S : $P_{ser} = G + Q = (6.79 + 1.83) + 1 = 9.62 \text{ KN/ml}$.

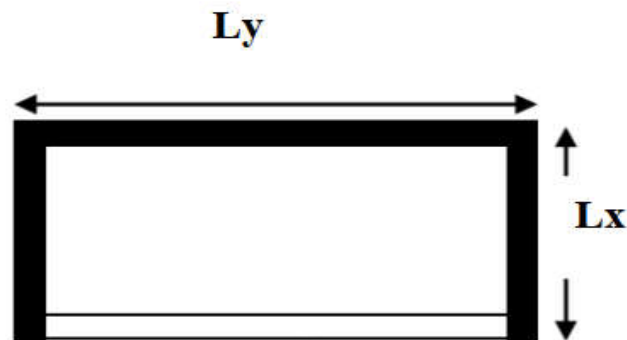
➤Étage courant :

•E.L.U : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(4.81 + 2.84) + 1.5(3.5) = 15.57 \text{ KN/ml}$.

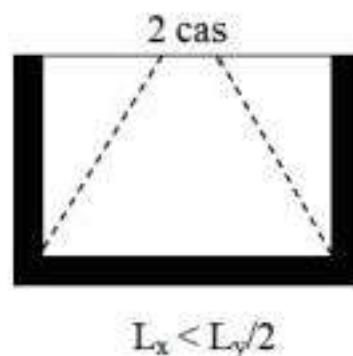
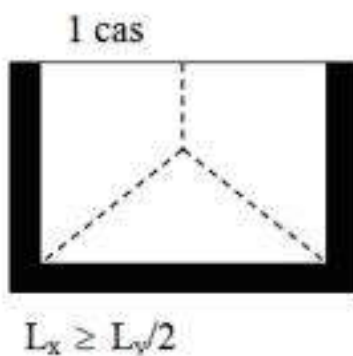
•E.L.S : $P_{ser} = G + Q = (4.81 + 2.84) + 3.5 = 11.15 \text{ KN/ml}$.

III.2.3 Méthode de calcul :

Dalle pleines sur 3 appuis (balcon)



On utilise pour ce cas le théorème des lignes de rupture



On a : $L_y = 4.80 \text{ m}$; $L_x = 1.20 \text{ m}$

1^{ère} cas :

$$\text{Si : } l_x > l_y/2 \quad M_y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + p \times \frac{l_y^3}{48}$$

2^{ème} cas :

$$\text{Si : } l_x < l_y/2 \quad M_y = \frac{P \times L_x^3}{6}$$

$$M_x = \frac{p \times l_y \times l_x^2}{2} - \frac{2p \times l_x^3}{3}$$

Donc : $l_x = 1.2 < 4.8/2 = 2.4 \longrightarrow$ (Alors le 2^{ème} cas).

III.2.3.1 Calcul des sollicitations :

➤ Étage courant :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x \qquad M_t^y = 0.85 \times M_y$$

$$M_a^x = 0.3 \times M_x \qquad M_a^y = M_a^y$$

• E.L.U :

$$M_x = \frac{p \times l_y \times l_x^2}{2} - \frac{2p \times l_x^3}{3}$$

$$M_x = \frac{15.57 \times 4.8 \times 1.2^2}{2} - \frac{2 \times 15.57 \times 1.2^3}{3} = 35.87 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{P \times L_x^3}{6} = \frac{15.57 \times 1.2^3}{6} = 4.48 \text{ KN.m}$$

• E.L.S :

$$M_x = \frac{p_{ser} \times l_y \times l_x^2}{2} - \frac{2p_{ser} \times l_x^3}{3}$$

$$M_x = \frac{11.15 \times 4.8 \times 1.2^2}{2} - \frac{2 \times 11.15 \times 1.2^3}{3} = 25.68 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{p_{ser} \times L_x^3}{6} = \frac{11.15 \times 1.2^3}{6} = 3.2 \text{ KN.m}$$

III.2.3.2 Evaluation des moments en travées et sur appuis

III.2.3.3 Les moments en travées:

•E.L.U :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 35.87 = 30.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.48 = 3.81 \text{ KN.m}$$

•E.L.S :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 25.68 = 21.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.2 = 2.72 \text{ KN.m}$$

III.2.3.4 Les moments sur appuis :

•E.L.U :

$$M_a^x = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 35.87 = 10.76 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = M_a^x = 10.76 \text{ KN.m}$$

•E.L.S :

$$M_a^x = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 25.68 = 7.70 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = M_a^x = 7.70 \text{ KN.m}$$

➤ Terrasse :

		ELU	ELS
En travées	M_t^x	25.71	18.84
	M_t^y	3.21	2.35
sur appui	M_a^x	9.07	6.64
	M_a^y	9.07	6.64

III.2.3.5 Calcul du Ferrailage :

➤ Étage courant :

• En travée :

$$\varnothing \leq \frac{h}{10} = 1.3 \text{ cm} \text{ on adopte } \varnothing = 10 \text{ mm} \longrightarrow \varnothing_{x,y} = \varnothing 10$$

On utilise des barres Fe E400, nous prendrons : c = 4cm

$$d_x = h - c = 13 - 4 = 9 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 9 - \frac{1+1}{2} = 8 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.392, \text{ avec } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}; M_t^x = 30.48 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{30480}{14.2 \cdot 100 \cdot 9^2} = 0.264 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_l = 0.392 \longrightarrow \alpha = 0.391 \longrightarrow \beta = 0.843$$

$$A^u = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{30480}{348 \times 0.843 \times 9} = 11.54 \text{ cm}^2$$

$$M_t^y = 3.81 \text{ kn.m}; \mu = 0.0395 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_l = 0.392 \longrightarrow \alpha = 0.084 \longrightarrow \beta = 0.966$$

$$A^u = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3810}{348 \times 0.966 \times 8} = 1.41 \text{ cm}^2$$

• **Sur appui :**

$$M_a^x = 7.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{7700}{14.2 \cdot 100 \cdot 9^2} = 0.0669 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_l = 0.392 \longrightarrow \alpha = 0.0854 \longrightarrow \beta = 0.965$$

$$A^u = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7700}{348 \times 0.965 \times 9} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$M_a^x = M_a^y = 7.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{7700}{14.2 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0.084 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_l = 0.392 \longrightarrow \alpha = 0.109 \longrightarrow \beta = 0.956$$

$$A^u = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7700}{348 \times 0.958 \times 8} = 2.88 \text{ cm}^2$$

➤ **Terrasse :**

• **En travée :**

moment	M(KN.m)	b(cm)	d(cm)	μ	α	β	σ_s	A^u (cm ²)
M_t^x	25.71	100	9	0.224	0.321	0.871	348	9.42
M_t^y	3.21	100	8	0.0353	0.449	0.982	348	1.17

• Sur appui :

moment	M(KN.m)	b(cm)	d(cm)	μ	α	β	σ_s	A^u (cm ²)
M_a^x	9.07	100	9	0.078	0.102	0.959	348	3.02
M_a^y	9.07	100	8	0.099	0.131	0.948	348	3.43

➤ Étage courant :

		A_{CAL} cm ²	A_{min} cm ²	A'_{min} cm ²	A_{max} cm ²	A_{adp} cm ²
En travée	Sens X	11.54	1.08	1.08	11.54	6HA16=12.06 cm ²
	Sens Y	1.41	0.96	1.08	1.41	5HA10=3.93 cm ²
Sur appui	Sens X	2.54	1.08	1.08	2.54	4HA10=3.14 cm ²
	Sens Y	2.88	0.96	1.08	2.88	4HA12=4.52 cm ²

➤ Terrasse :

		A_{CAL} cm ²	A_{min} cm ²	A'_{min} cm ²	A_{max} cm ²	A_{adp} cm ²
En travée	Sens X	11.54	1.08	1.08	11.54	6HA16=12.06 cm ²
	Sens Y	1.41	0.96	1.08	1.41	5HA10=3.93 cm ²
Sur appui	Sens X	2.54	1.08	1.08	2.54	4HA10=3.14 cm ²
	Sens Y	2.88	0.96	1.08	2.88	4HA12=4.52 cm ²

➤ Espacement entre les armatures [BAEL91 (article.8.2, 42)] :

a- Armatures longitudinales

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

- travée : $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

- Appui : $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

b-Armatures transversales :

$$St \leq \min(4h; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$$

- travée : $S_t = \frac{100}{3} = 33\text{cm}$

- Appui : $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

III.2.3.6 Vérification à l'état limite de services :

Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable (éléments exposés aux intempéries (pluie, vent...) ou bien en contact avec l'eau) :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 110(\eta f_{tj})^{0.5})$$

• f_e : limite élastique

• η : coefficient de fissuration

avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour H.A (diamètres } \geq 6 \text{ mm)}$$

f_{tj} : la contrainte du béton à la traction à j jours.

➤ **Les contraintes limites :**

La contrainte de compression du béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 110(\eta f_{tj})^{0.5})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 * 400 ; 110(1.6 * 2.1)^{0.5})$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} (266.66 ; 292.19) = 266.66 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPA}$$

❖ **la contrainte dans le béton :**

Il faut vérifier que :

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\text{On a : } A_{st} = 12.06 \text{ cm}^2$$

Recherche de la position de la fibre neutre (valeur de y) :

On a :

$$\frac{b y^2}{2} - n A_{st} (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 12.06y - 15 \times 12.06 \times 9 = 0$$

Donc : $y = 3.867 \text{ cm}$

Alors le moment d'inertie est :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{st} \times (d - y)^2 = \frac{1 \times 3.867^3}{3} + 15 \times 12.06 \times (8 - 3.867)^2$$

$$I = 3110.35 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.70 \times 10^6}{3110.35 \times 10^4} \times 38.7 = 9.58 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 9.58 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ C V}$$

❖ la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{St} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_{St} = 15 \times \frac{7.70 \times 10^6}{3110.35 \times 10^4} (90 - 38.7) = 190.49 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 190.49 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ C V}$$

III.2.3.7 Condition de non fragilité [BAEL91 (article A.4.2, 1)] :

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min}^x = 0.23 \times b \times d_x \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min}^x = 0.23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 108.67 \text{ mm}^2 = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = 0.23 \times b \times d_x \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min}^y = 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 96.6 \text{ mm}^2 = 0.96 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale [BAEL91 (article B.6.4)] :**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 13 = 1.3 \text{ cm}^2$$

III.2.3.8 Représentation de ferrailage :

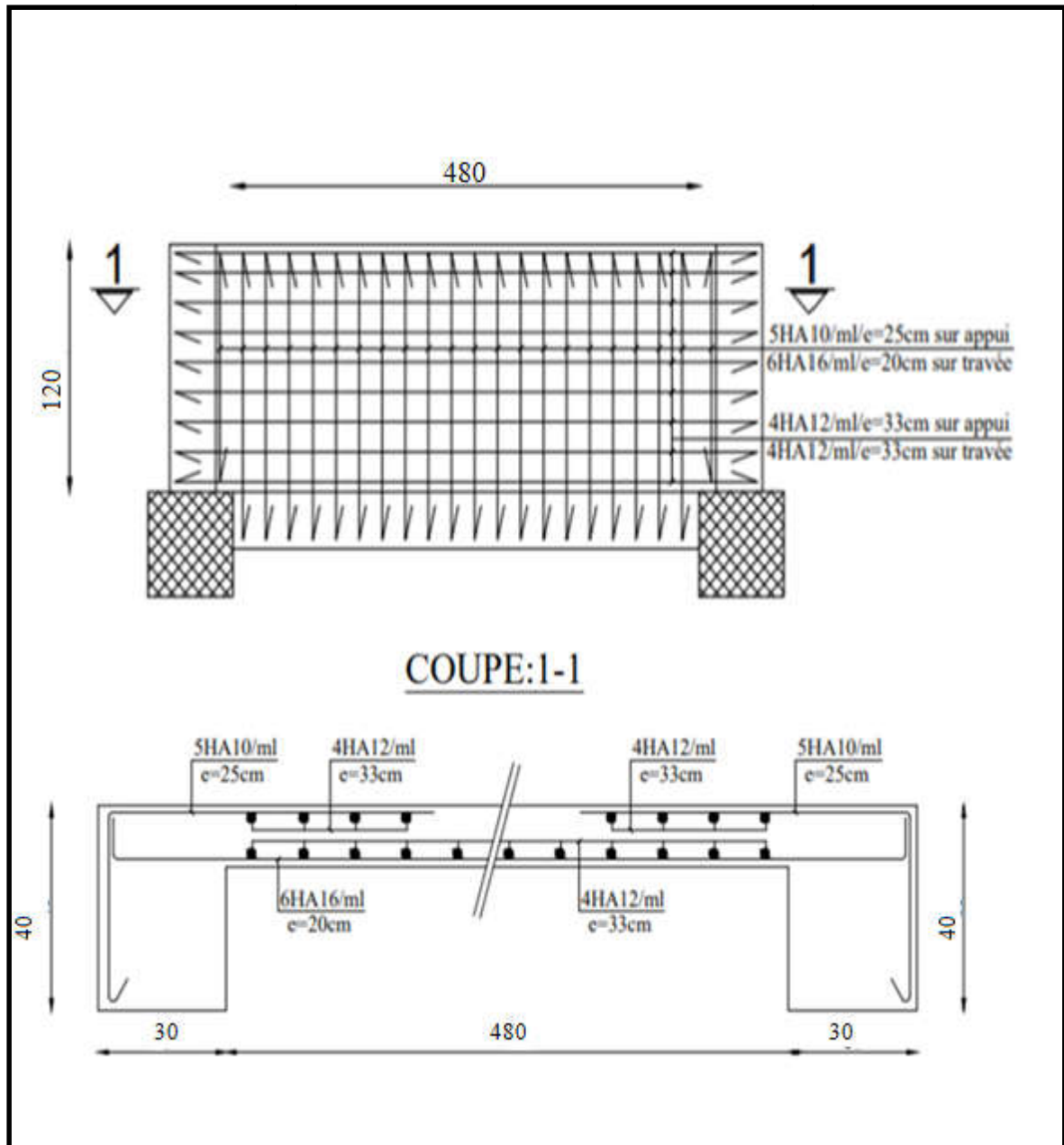


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de balcon.

III.3 Etude d'escalier :

III.3.1 Méthode de calcul :

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M

III.3.2. Schéma statique

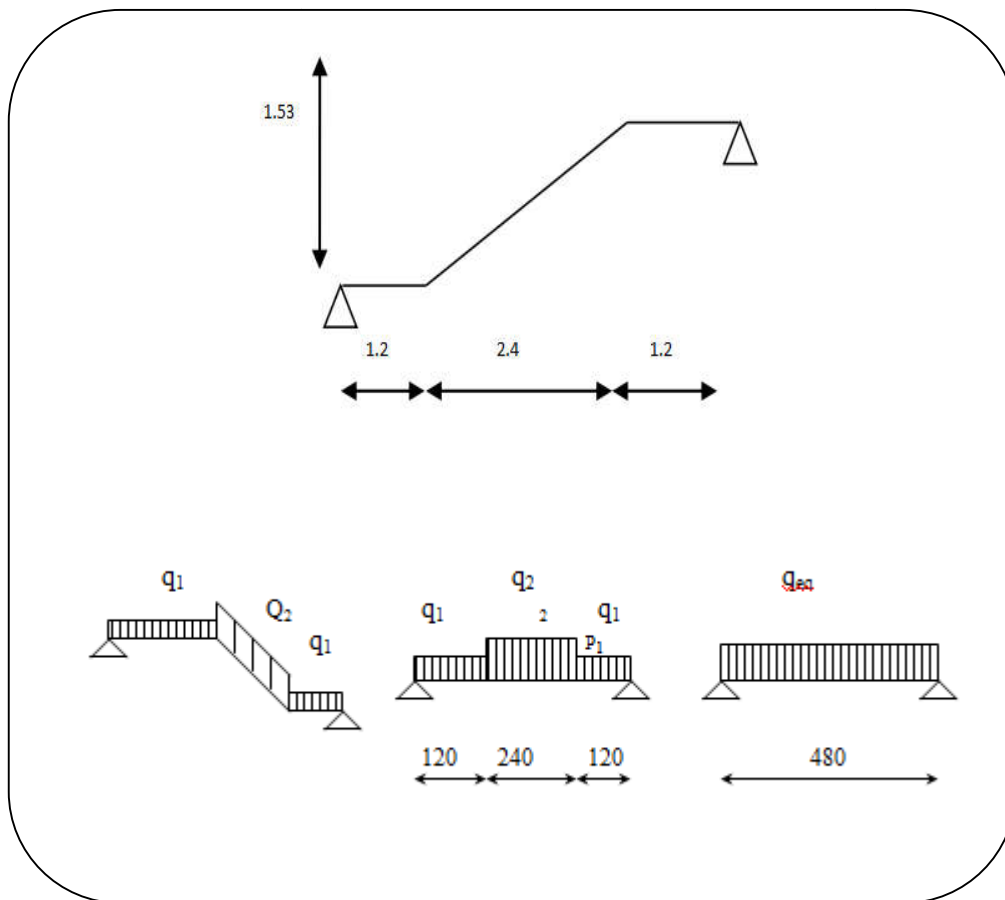


Figure III.6 : Schéma statique d'escalier

III.3.3. Evaluation des charges :

Le Palier G1 = 6.26 KN/m² ;

Q1 = 2.50 KN/m².

Le volée G2 = 9.14 KN/m² ;

Q2 = 2.50 KN/m².

III.3.2.3 Combinaison des charges :

À l'ELU : $q_u = 1,35g + 1,5q$

- $q_1 = 1.35 \times 6.26 + 1.5 \times 2.5 = 12.20 \text{ KN/ml.}$
- $q_2 = 1.35 \times 9.14 + 1.5 \times 2.5 = 16.08 \text{ KN/ml.}$

À l'ELS:

- $q_1 = 6.26 + 2.5 = 8.76 \text{ KN/ml.}$
- $q_2 = 9.14 + 2.5 = 11.64 \text{ KN/ml}$

III.3.2.4 Détermination des sollicitations :

La charge équivalente : $q_{\acute{e}q} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$

À l'ELU : $q_{\acute{e}q} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2 + q_1 \times l_1}{l_1 + l_2 + l_1} = \frac{12.2 \times 1.2 + 16.08 \times 2.4 + 12.2 \times 1.2}{1.2 + 2.4 + 1.2} = 14.14 \text{ KN/m}$

À l'ELS : $q_{\acute{e}q} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2 + q_1 \times l_1}{l_1 + l_2 + l_1} = \frac{8.76 \times 1.2 + 11.64 \times 2.4 + 8.76 \times 1.2}{1.2 + 2.4 + 1.2} = 10.2 \text{ KN/m}$

Moments et Effort Tranchants

- ✓ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{\acute{e}q} \cdot l^2}{8}$
- ✓ Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$
- ✓ Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$
- ✓ L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{\acute{e}q} \times l}{2}$

	$q_{\acute{e}q}(\text{KN/ml})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$T_u(\text{KN})$
ELU	14.14	40.72	-12.22	34.61	33.94
ELS	10.2	29.38	-8.81	24.96	24.48

Tableau III.1 : Moments et effort tranchants.

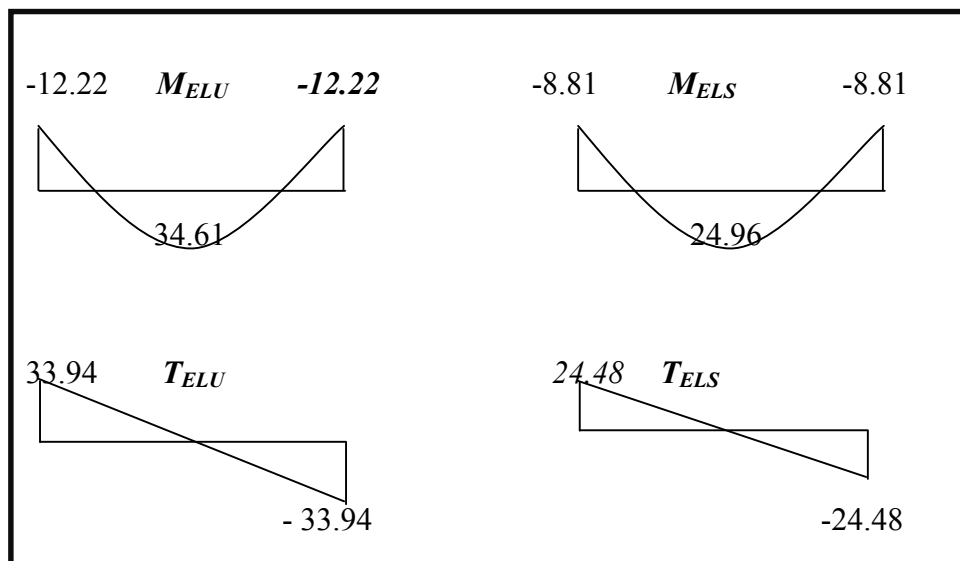


Figure III.8 :Diagramme de moment et l'effort tranchant

III.3.2.5 Calcul du ferrailage :

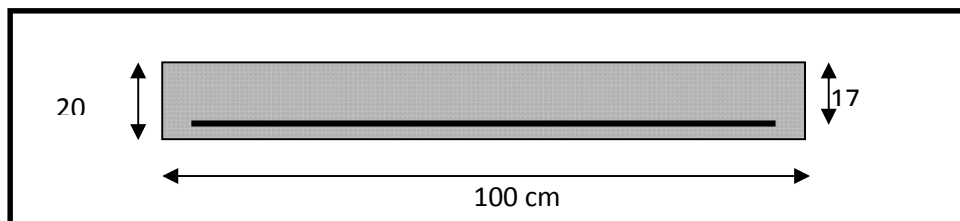


Figure III.9:Section à ferrailler

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : de largeur $b=100$ cm de hauteur $h=20$ cm.

➤ L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} ; \quad \phi \leq \frac{h}{10} ; C_0 \geq 1$$

$C_0 = 1$ cm (fissuration peu préjudiciable) [(BAEL91 article .A.7.1)]

$$\phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 14 \text{ mm}$$

$$C \geq 1 + \frac{20}{2} = 3 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 3$ cm \longrightarrow $d = h - c = 20 - 3 = 17$ cm.

$d = 17$ cm ; $c = 3$ cm.

Armatures longitudinales :

•En travée :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad ; \quad A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Fc28 (Mpa)	ft28 (mpa)	Γb	Γs	d (m)	f _{bu} (mpa)	σs (mpa)	fe (mpa)
25	2.1	1.5	1.15	0.17	14.20	348	400

Tableau .III.2 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la Flexion simple :

Élément	Mu (KN.m)	M	μ _l	α	z	A cal (cm)
Travée	34.61	0.085	0,392	0,111	0,162	6.124
Appuis	12.22	0,03	0,392	0,038	0,167	2.098

Tableau.III.3 : calcul de la section des armatures.

➤ E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s.

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	ᾱ	Condition
En travée	0,172	34610	24960	1.38	25	0.44	Vérifiée
Sur appuis	0,0576	12220	8810	1.38	25	0.44	Vérifiée

Tableau.III.4 : vérification de la contrainte

➤Condition de non fragilité [BAEL91 (article A.4.2, 1)] :

Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2 \cdot 1}{400} = 2.053 \text{ cm}^2$$

➤Pourcentage minimal [BAEL91 (article B.6.4)] :

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\min})$

➤ **Tableau Récapitulatif :**

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	6.124	2.053	2.00	6.124	6HA12=6.70
Appuis	2.098	2.053	2.00	2.098	4HA10 = 3.14

Tableau III.5: Armatures longitudinales.

➤ **Armature de répartition [BAEL 91 (article A.8.2.41)] :**

$$A_t = A_L / 4$$

$$\text{Travées: } A_t = 6.16 / 4 = 1.54 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Appui: } A_t = A_L / 4 = 2.36 / 4 = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement entre les armatures [B.A.E.L.91 (article 8.2.42)] :**

➤ **Armatures longitudinales :**

$$S_l \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (60; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Travée: } S_l = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Appuis: } S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversals:**

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (80; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

➤ **La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1).**

$T_U = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$ Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par

la formule suivante : $\bar{\tau}_u = \min \left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$ (BAEL (A.5.1,211)).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{33940}{1000 \times 170} = 0.199 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 ; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.199 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ (C.V)}$$

➤ **Vérification de la flèche [BAEL91 (article B.6.5, 1)]:**

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{480} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.041 \leq 0.085 \dots \dots \text{ c. n. v}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16}{100 \times 20} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.00308 \leq 0.0105 \dots \text{ c. v}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{480} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0416 \leq 0.0625 \dots \dots \text{ c. n. v}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

Calcul de la flèche [BAEL91 (article : B.6.5.3)]:

➤ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 20 \times \frac{20}{2} + 15 \times 6.16 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 6.16} = 10.31 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } Y_G' = h - Y_G = 20 - 10.31 = 9.69 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 17 - 10.31 = 6.69 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 100 \times 20 \times \left[\left(\frac{20}{2} \right) - 10.31 \right]^2 + 15 \times 6.16 \times (17 - 10.31)^2 = 70994.33 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées :**

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

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{6.16}{17 \times 100} = 0.00362$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1$ MPa

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.00362} = 5.801$$

Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.00362} = 2.32$$

➤ **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

$$g = \frac{2(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(2L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanente.
 J : charge permanente sans revêtement.
 ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(6260 \times 1.2)2 + (9140.01 \times 2.4)}{(2.4 + 2.4)} = 7700.00 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(5000 \times 1.20)2 + (5910.11 \times 2.40)}{(2.4 + 2.40)} = 5455.05 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + j = 7700.00 + 5455.05 = 13155.05 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 7700.00 \times 4.8^2}{8} = 18849.6 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5455.05 \times 4.8^2}{8} = 13353.96 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 13155.05 \times 4.8^2}{8} = 32203.56 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00362 = 0.362$$

D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.362 \Rightarrow \beta_1 = 0.9065$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{18849.6}{6.16 \times 0.9065 \times 17} = 198.56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{13353.96}{6.16 \times 0.9065 \times 17} = 140.67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{32203.56}{6.16 \times 0.9065 \times 17} = 339.23 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00362 \times 198.56 + 2.1} = 0.261$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00362 \times 140.67 + 2.1} = 0.111$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00362 \times 339.23 + 2.1} = 0.475$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 70994.33) / (1 + 2.32 \times 0.261) = 48640.79 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 70994.33) / (1 + 5.801 \times 0.261) = 31062.79 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 70994.33) / (1 + 5.801 \times 0.111) = 47504.86 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 70994.33) / (1 + 5.801 \times 0.475) = 20794.64 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[18849.6 \times (480^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 48640.79]} = 0.8252 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[25613,18 \times (480^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 31062.79]} = 0.591 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[21239,99 \times (480^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 47504.86]} = 0.952 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{fv}^p} = \frac{[36125,68 \times (480)]}{[10 \times 32164.2 \times 20794.64]} = 1.244 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{jv} - f_{gi} + f_{pi} = 0.526 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm (C.V)}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.3.2.6 Présentation ferrailage d'escalier

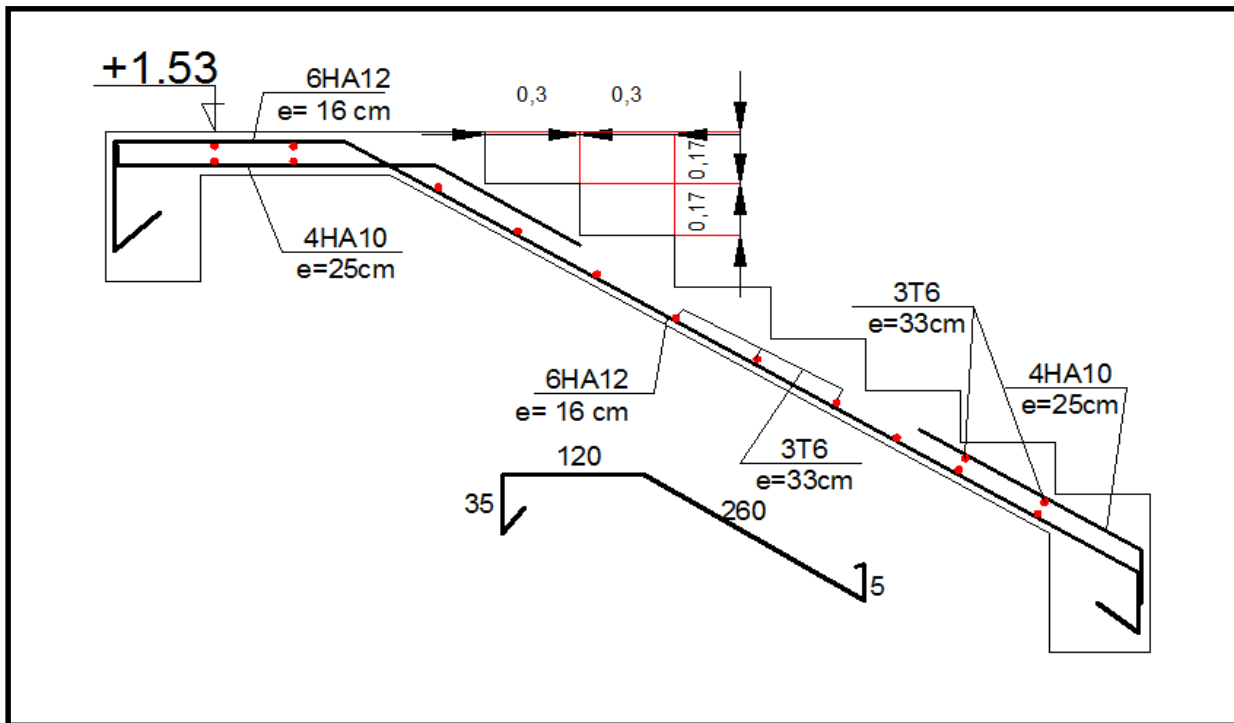


Figure III.10 :Schéma de ferrailage de l'escalier

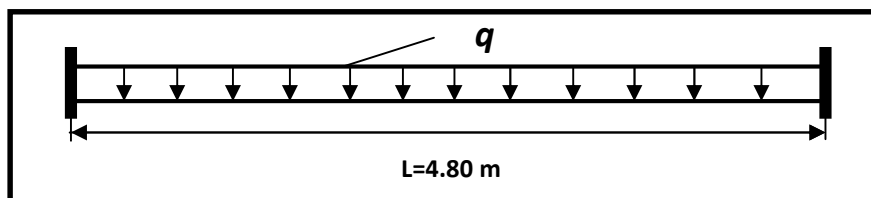
III.4.Calcul de la poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

III.4.1. Pré dimensionnement:



$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right)$$

$$l = 480 \text{ cm}$$

$$h \geq \left(\frac{480}{15} \div \frac{480}{10} \right) \Rightarrow h \geq (32 \div 48)$$

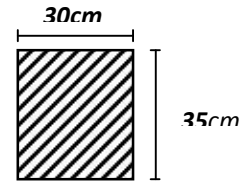
Alors on prend: h = 35 cm; b = 30 cm

III.4.2.Évaluation des charges :

- Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{KN/ml}$$

- Poids de palier : $G1 = 6.26 \text{ KN/ml}$
- Poids de la paillasse : $G2 = 9.14 \text{ KN/ml}$
- poids de mur $g_m = 2.84 \text{KN/ml}$
 $\rho = \rho_{eq} \times$



Section (30x35) cm²

III.4. 3.Calcul de la poutre à la flexion :

Les charges permanentes : $G = g + p + g_m = \text{KN/ml}$

La surcharge : $q = 2.5 \times 0.30 \times 0.35 = 0.2625 \text{ KN/ml}$

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $P_s = G + Q$

$$M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad l = 4.80m$$

	P (KN /ml)	M ₀ (KN. m)	M _a (KN. m)	M _t (KN. m)	Tu (KN)
ELU	40.14	115.60	34.68	98.26	96.33
ELS	29.068	83.71	25.11	71.15	69.74

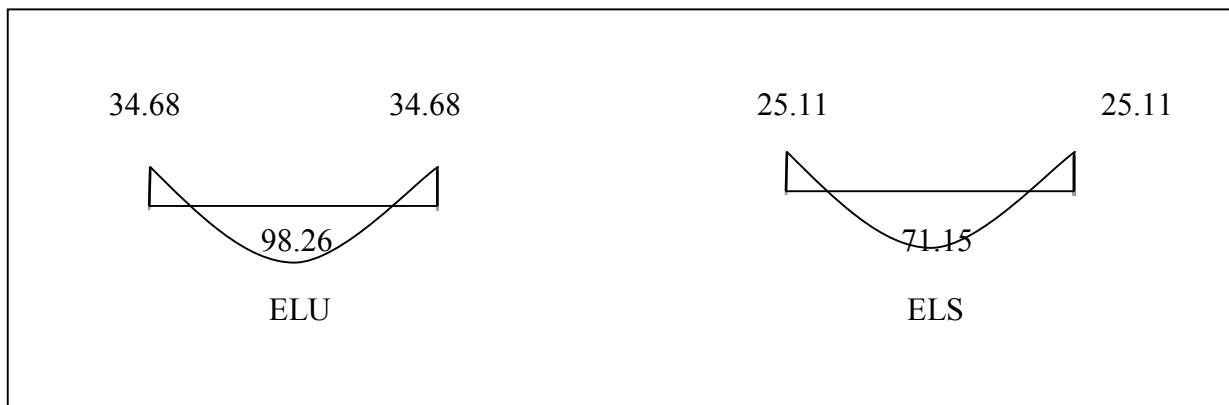


Figure III .11: Diagramme de moment L'ELU et L'ELS

III.4.3.1 Calcul de ferrailage :

- E.L.U :

L'enrobage :

$$c = 3\text{cm} \quad ; \quad d = h - c = 35 - 3 = 32\text{cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

➤ Les armatures longitudinales :

Elément	M_u (kn. m)	M	A	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	98.26	0.225	0.281	0.909	9.7
Appui	34.68	0.0795	0.099	0.960	3.24

Tableau.III.6 :armatures longitudinales

➤ E.L.S :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b set inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Elément	M_u	M_{ser}	Γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	98.26	71.26	1.378	0.281	0.440	CV
Appui	34.68	25.11	1.381	0.099	0.440	CV

Tableau.III.7 : vérification de la contrainte

III.4.3.2 :Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

III.4.3.3 Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

III.4.3.4 Pourcentage minimale : RPA99 /V2003

$$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h$$

Elément	A_{cal}	A_{min}	A'_{min}	A_{min}^{RPA}	A_{max}	A adp (cm ²)
Travée	9.7	1.27	1.05	5.25	9.7	5HA16=10.05
Appui	3.24	1.27	1.05	5.25	5.25	4HA14=6.16

Tableau.III.8: Armatures Longitudinale choisi

III.4.3.6 Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{96330}{300 \times 320} = 1.003 \text{ MPA}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPA}$

Vérification Exigence du RPA :

Armatures transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12\phi_L\right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2T8 ($1,01 \text{ cm}^2$)

. $S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$, Dans la zone courante

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83 \text{ cm}^2$, donc on adopte 4T8 ($2,01 \text{ cm}^2$).

III.4.3.7. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{480} = 0.072 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{480} = 0.072 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{10.05}{30 \times 32} = 0.0104 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

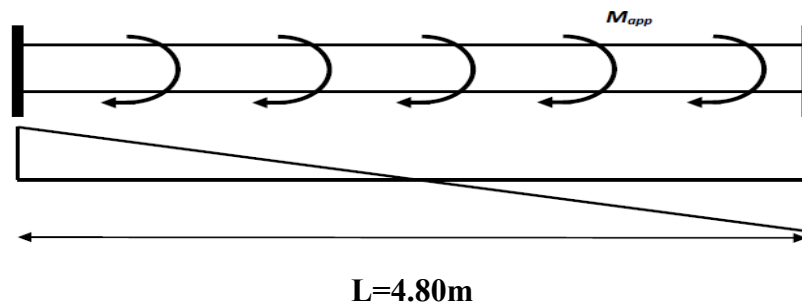
Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

III.4.4 Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de la paillasse.

$M_{tor} = M_a$ (Escalier).



$$M_{tor} = M_{app} \times \frac{L}{2} = 34.68 \times \frac{4.80}{2} = 83.232 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion maximale.

III.4.4.1 Vérification du béton :

- Contrainte tangente due à l'effort tranchant :BAEL (art A.5.4.21)

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$T_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 96330 \text{ N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) + (b - b_t) = 750 \text{ cm}^2$$

$$T_{uv} = \frac{96330}{2 \times 750 \times 5} = 12.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 = (1.003)^2 \times (12.84)^2 = 10.36$$

$$(\tau_{ultim})^2 = (3.25)^2 = 10.56$$

$$10.36 \leq 10.56 \dots \dots \dots CV$$

Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ;$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{110 \times 83232}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Section	Flexion	TORSION	$A_T (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
ELU	5.25	3.48	6.17	6.16	6T12 = 6.70
ELS	5.25	3.48	6.17	6.16	6T12 = 6.70

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{43530}{2 \times 750 \times 348} = 0.083 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espaceement d'armature.

On prend un espaceement de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

III.5 Dessin de ferrailage de la poutre palière :

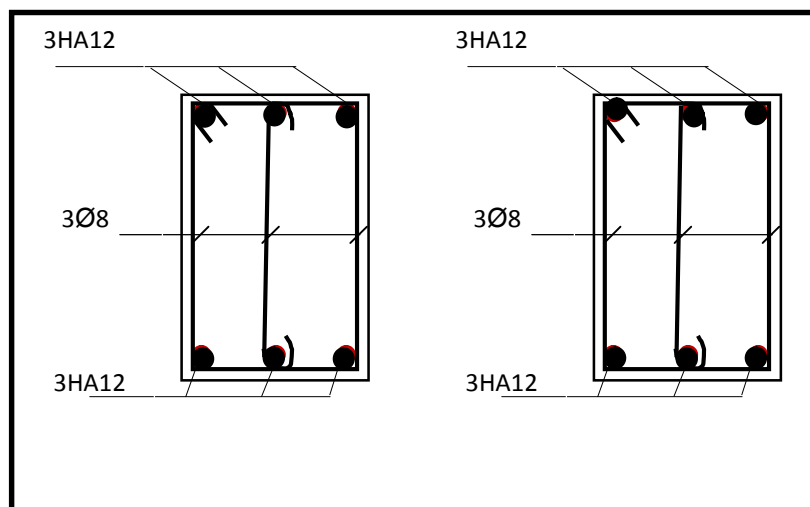


Figure III .11:Schéma de ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV :

Etude des planchers

Chapitre IV : Etude du plancher à corps creux.

IV.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique

IV.2 Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

➤ **Plancher à corps creux**

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.

IV.2.1. Calcul des poutrelles

❖ **méthode forfaitaire**

➤ Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée
- les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

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

❖ **Méthode de Caquot**

➤ **Condition d'application :**

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$

- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

➤ **IV.2.2.Calcul des moments: (méthode forfaitaire)**

Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

➤ **Les moments en travées :**

$$M_T = \max \begin{cases} \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{(travée de rive)} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{(travée intermédiaire)} \end{cases}$$

M_0 : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_e : Moment droit.

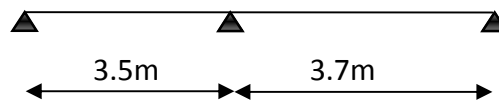
M_w : Moment gauche.

❖ **Calcul des sollicitations :**

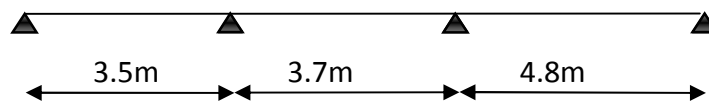
Nous avons un (3) type des poutrelles à calculer.

Type de poutrelle

- type 1 :



- type 2 :



- type 3 :

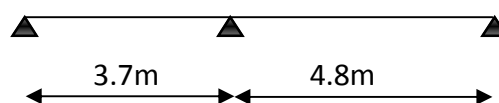


Figure IV.1 : Schéma statique des différents types de poutrelle.

IV.2.3 Les charges appliquées sur les poutrelles :

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	B(m)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
				qu= (1,35G+1,5Q) ×b	qs= (G+Q) ×b
Etage Terrasse	6.73	1	0.65	6.88	4.37
Etage Courant	5.65	2.5	0.65	7.395	5.298
RDC	5.65	2.5	0.65	7.395	5.298

Tableau IV.1 : Évaluation des charges.

IV.2.4 Détermination des efforts internes :

➤ Condition d'application de méthode forfaitaire

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \left(2 \times G ; \frac{5KN}{m^2} \right)$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.65 = 11.3 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$

- Plancher terrasse inaccessible :

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.73 = 13.46 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$

- les moments d'Inertie des poutres sont constants (I)..... (C.V)
- les travées sont espacées à distance différentes :

Type 1 : $0.8 \leq \frac{3.70}{3.50} = 1.05 \leq 1.25 \dots C.V$

Type 2 : $0.8 \leq \frac{4.80}{3.70} = 1.29 \leq 1.25 \rightarrow C.N.V$

Type 3 : $0.8 \leq \frac{4.80}{3.70} = 1.29 ; \frac{3.70}{3.50} = 1.05 \leq 1.25 \dots C.N.V$

- fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégées par l'étanchéité multicouches (C.V)

Donc la méthode forfaitaire est applicable pour le type 1

Le type 2 et 3 applique la méthode de Caquot

Calcul α rapport des charges :

$\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.73} = 0.12$

$\alpha_{\text{étage}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.65} = 0.21$

- ❖ Etude de type 1 :
- ❖ type 1 :

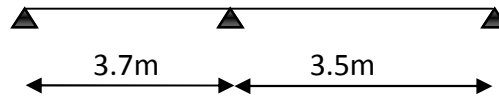


Figure IV.2 : Schéma de poutrelle type 1 de l'étage courant .

Etude de plancher terrasse :

- ✓ A L'E.L.U : $P_u = 6.88 \text{ KN/ml}$.
- ✓ A L'E.L.S : $P_{ser} = 5.02 \text{ KN/ml}$

• Calcul de moment :

- ✓ La travée de rive :

$$M_t = \text{Max} \begin{cases} \max[1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_o \end{cases}$$

$$T_w = -pl/2 + (M_e - M_w)/l \quad ; \quad T_e = pl/2 + (M_e - M_w)/l$$

Type		Travée	L (m)	P (kn/ml)	M0 (Kn.m)	Mw (kn.m)	Me (kn.m)	Mt (kn.m)	Tw (kn)	Te (kn)
1	E.L.U	A-B	3,50	6.88	10.54	2.10	5.88	7.07	-10.96	10.96
		B-C	3,70	6.88	11.77	5.88	2.35	8.24	-13.68	11.77
	E.L.S	A-B	3,50	5.02	7.69	1.54	4.29	5.16	-7.99	9.57
		B-C	3,70	5.02	8.59	4.29	1.71	6.02	-9.98	8.58

Tableau IV.2: Etude de plancher terrasse L'ELU et L'ELS

Etude de plancher étage courant

- ✓ A L'E.L.U : $P_u = 6.42 \text{ KN/ml}$.
- ✓ A L'E.L.S : $P_{ser} = 4.64 \text{ KN/ml}$.

Type		Travée	L (m)	P (kn/ml)	M0 (KN.m)	Mw (kn.m)	Me (kn.m)	Mt (kn.m)	Tw (kn)	Te (kn)
1	E.L.U	A-B	3,50	6.42	9.83	1.96	5.49	6.72	-10.22	12.24
		B-C	3,70	6.42	10.98	5.49	2.19	7.83	-12.76	10.98
	E.L.S	A-B	3,50	4.64	7.10	1.42	3.97	4.85	-7.39	8.84
		B-C	3,70	4.64	7.94	3.97	1.58	5.66	-9.22	7.93

Tableau IV.3 : Etude de plancher étage courant L'ELU et L'ELS

❖ Etude de type 2 et type 3 de poutrelle:

• Les charges appliquées :

• Plancher terrasse :

$G = 6.73 \text{ Kn.m}^2$; $Q = 1 \text{ Kn.m}^2$

• Plancher étage courant:

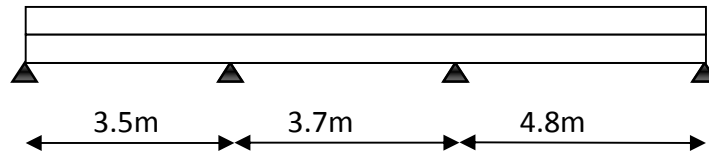
$G = 5.65 \text{ Kn.m}^2$; $Q = 1.5 \text{ Kn.m}^2$

✓ Principe de la méthode de Caquot :

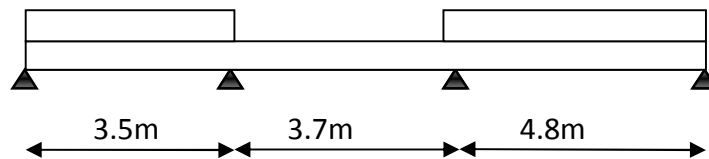
❖ Charger deux travées pour déterminer le moment sur l'appui entre eux.

❖ Charger une travée pour déterminer son moment.

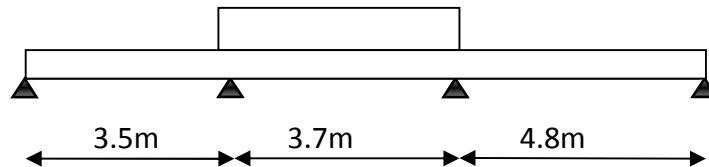
• Cas de chargement 1 :



• Cas de chargement 2 :



• Cas de chargement 3:



Les équations des moments sur appuis en travées intermédiaire et l'effort tranchant :

$$M_{app} = - \frac{Pw.Lw'^3 + Pe.Le'^3}{8.5(Lw' + Le')}$$

Avec: $L' = L$ (cas d'une travée de rive).

$L' = 0.8L$ (cas d'une travée intermédiaire).

$$M_t = \frac{P \cdot x \cdot t \cdot m^2}{2} + M_a w$$

Avec : $x_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{PL}$; $x_1 = x_{tm} - \frac{\sqrt{2Mt}}{P}$; $x_2 = x_{tm} + \frac{\sqrt{2Mt}}{P}$

L'effort tranchant :

$\phi(x) = \mp \frac{PL}{2}$; $T(x) = \mp \phi + \frac{M_e - M_w}{L}$

	Travée chargée	Travée déchargée
ELU	1.35 G + 1.5 Q	1.35 G
ELS	G+Q	G

Tableau. IV.4 : Combinaisons de calcul (travées chargées et déchargées).

- ❖ Calcul des moments et des efforts tranchants :
- ✓ A l'ELU et A l'ELS :
- Plancher terrasse :

A- Les moments sur appuis :

		Les cas de chargements			
	Etats limite	Appuis	1	2	3
Type2	l'ELU	Ma	-3.16	-3.16	-2.71
		Mb	-8.62	-8.16	-7.86
		Mc	-14.24	-13.85	-12.60
		Md	-5.94	-5.59	-5.10
	l'ELS	Ma	-2.30	-2.30	-2.00
		Mb	-6.29	-5.98	-5.78
		Mc	-10.39	-11.82	-9.31
		Md	-4.34	-5.20	-3.77
Type3	l'ELU	Ma	-3.16	-3.16	-2.71
		Mb	-14.96	-13.43	-14.37
		Mc	-5.94	-5.10	-5.94
	l'ELS	Ma	-2.30	-2.30	-2.00
		Mb	-10.92	-9.91	-10.53
		Mc	-4.34	-3.77	-4.34

Tableau IV.5 : le moment sur appuis de plancher terrasse L'ELU et L'ELS

❖ Les moments en travée

Types	Etats limites	Travées		Les cas de chargements		
				1	2	3
Type2	I'ELU	AB	Xtm	1.97	1.95	1.99
			Mt	10.28	10.02	9.08
			X1	0.24	0.25	0.24
			X2	3.7	3.66	3.7
		BC	Xtm	2.07	2.11	2.03
			Mt	6.12	4.99	6.40
			X1	0.73	0.81	0.67
			X2	3.4	3.41	3.4
		CD	Xtm	2.14	2.16	2.13
			Mt	1.64	2.19	0.85
			X1	1.45	1.36	1.59
			X2	2.8	2.95	2.67
	I'ELS	AB	Xtm	1.97	1.95	1.99
			Mt	7.50	7.33	6.71
			X1	0.24	0.25	0.24
			X2	3.70	3.66	3.74
		BC	Xtm	2.07	2.21	2.03
			Mt	4.47	4.69	4.66
			X1	0.73	0.74	0.67
			X2	3.40	3.67	3.40
CD		Xtm	2.14	2.17	2.13	
		Mt	1.19	2.37	0.67	
		X1	1.45	1.28	1.58	
		X2	2.83	3.05	2.69	
Type 3	I'ELU	AB	Xtm	2.24	2.17	2.31
			Mt	14.10	13.14	13.10
			X1	0.21	0.22	0.20
			X2	4.26	4.13	4.42

	l'ELS	BC	X _{tm}	2.12	2.10	2.39
			M _t	0.59	-0.34	5.41
			X ₁	1.71	1.76	1.14
			X ₂	2.54	2.44	3.65
		AB	X _{tm}	2.24	2.18	2.30
			M _t	10.30	9.65	9.62
			X ₁	0.21	0.22	0.20
			X ₂	4.26	4.14	4.40
		BC	X _{tm}	2.12	2.10	2.39
			M _t	0.43	-0.19	3.91
			X ₁	1.71	1.81	1.15
			X ₂	2.54	2.4	3.64

Tableau IV.5 : le moment en travée de plancher terrasse L'ELU et L'ELS

B- Les efforts tranchants :

Type	Etats limite	Travées		Les cas de chargements		
				1	2	3
Type2	l'ELU	AB	e(0)	11.13	8.43	11.13
			e(l)	-11.13	-8.43	-11.13
			T _w	6.96	4.42	7.83
			T _e	-15.29	-12.44	-14.43
		BC	e(0)	20.88	20.88	15.81
			e(l)	-20.88	-20.88	-15.81
			T _w	-1.43	20.05	15.42
			T _e	-22.31	-21.71	-16.2
		CD	e(0)	15.81	20.88	15.81
			e(l)	-15.81	-20.88	-15.81
			T _w	16.72	21.71	16.33
			T _e	-14.9	-20.05	-15.29
	l'ELS	AB	e(0)	11.13	8.43	11.13
			e(l)	-11.13	-8.43	-11.13
			T _w	6.96	4.42	7.83
			T _e	-15.29	-12.44	-14.43

		BC	$\theta(0)$	20.88	20.88	15.81
			$\theta(l)$	-20.88	-20.88	-15.81
			Tw	-1.43	20.05	15.42
			Te	-22.31	-21.71	-16.2
		CD	$\theta(0)$	15.81	20.88	15.81
			$\theta(l)$	-15.81	-20.88	-15.81
			Tw	16.72	21.71	16.33
			Te	-14.9	-20.05	-15.29
Type3	l'ELU	AB	$\theta(0)$	11.13	8.43	11.13
			$\theta(l)$	-11.13	-8.43	-11.13
			Tw	6.96	4.42	7.83
			Te	-15.29	-12.44	-14.43
		BC	$\theta(0)$	20.88	20.88	15.81
			$\theta(l)$	-20.88	-20.88	-15.81
			Tw	-1.43	20.05	15.42
			Te	-22.31	-21.71	-16.2
	l'ELS	AB	$\theta(0)$	11.13	8.43	11.13
			$\theta(l)$	-11.13 ??LL	-8.43	-11.13
			Tw	6.96	4.42	7.83
			Te	-15.29	-12.44	-14.43
		BC	$\theta(0)$	20.88	20.88	15.81
			$\theta(l)$	-20.88	-20.88	-15.81
			Tw	-1.43	20.05	15.42
			Te	-22.31	-21.71	-16.2

Tableau IV.6: Les efforts tranchants de plancher terrasse L'ELU et L'ELS

➤ **Plancher étage courante:**

A-Les moments sur appuis :

		Les cas de chargements		
Etats limite	Appuis	1	2	3
		l'ELU	Ma	-2.94
Mb	-8.04		-7.35	-6.90

Type2		Mc	-13.28	-12.71	-10.83
		Md	-5.54	-5.54	-4.28
	l'ELS	Ma	-2.13	-2.13	-1.68
		Mb	-5.82	-5.36	-5.06
		Mc	-9.61	-11.75	-7.98
		Md	-4.01	-5.31	-3.17
Type3	l'ELU	Ma	-2.94	-13.96	-5.54
		Mb	-13.96	-11.67	-13.07
		Mc	-5.54	-4.28	-5.54
	l'ELS	Ma	-2.13	-2.13	-1.68
		Mb	-10.10	-8.58	-9.51
		Mc	-4.01	-3.17	-4.01

Tableau IV.7 : le moment sur appuis de plancher étage courante L'ELU et L'ELS

B- Les moments en travées :

Types	Etats limites	Travées		Les cas de chargements			
				1	2	3	
Type2	l'ELU	AB	Xtm	1.97	1.94	2.01	
			Mt	9.59	9.2	7.80	
			X1	0.24	0.25	0.24	
			X2	3.7	3.63	3.79	
			BC	Xtm	2.07	2.14	2.01
				Mt	5.71	4.02	6.13
			X1	0.73	0.86	0.63	
			X2	3.40	3.41	3.39	
			CD	Xtm	2.14	2.16	2.12
				Mt	1.53	2.36	0.35
			X1	1.45	1.30	1.74	
			X2	2.83	3.02	2.50	
	l'ELS		AB	Xtm	1.97	1.94	2.01
		Mt		6.94	6.68	5.75	
			X1	0.24	0.25	0.24	

Type 3			X2	3.7	3.64	3.78	
		BC	Xtm	2.07	2.32	2.18	
			Mt	4.14	4.52	4.41	
			X1	0.73	0.75	0.64	
			X2	3.40	3.88	3.39	
		CD	Xtm	2.14	2.18	2.12	
			Mt	1.10	2.88	0.32	
			X1	1.45	1.21	1.70	
		X2	2.83	3.14	2.54		
	Type 3	l'ELU	AB	Xtm	2.24	2.13	2.37
				Mt	13.16	11.72	11.67
				X1	0.21	0.22	0.20
				X2	4.26	4.04	4.54
			BC	Xtm	2.12	2.08	2.39
				Mt	0.55	-0.85	5.38
				X1	1.71	1.5	1.10
			X2	2.54	2.67	3.69	
l'ELS		AB	Xtm	2.24	2.14	2.35	
			Mt	9.52	8.56	8.53	
			X1	0.21	0.22	0.20	
			X2	4.26	4.06	4.51	
		BC	Xtm	2.12	2.09	2.39	
			Mt	0.40	-0.53	3.84	
			X1	1.71	1.55	1.11	
			X2	2.54	2.63	3.68	

Tableau IV.8 : le moment en travée de plancher étage courante L'ELU et L'ELS

C- Les efforts tranchants :

Type	Etats limite	Travées		Les cas de chargements		
				1	2	3
Type2	l'ELU	AB	$\vartheta(0)$	18.51	18.51	15.89
			$\vartheta(l)$	-18.51	-18.51	-15.89
			T_w	20.07	19.9	17.36

			Te	-16.95	-17.08	-14.41
		BC	e(0)	19.57	16.79	19.57
			e(l)	-19.57	-16.79	-19.57
			Tw	21.08	18.32	20.85
			Te	-18.05	-15.25	-18.28
		CD	e(0)	25.39	16.79	21.79
			e(l)	-25.39	-16.79	-21.79
			Tw	23.14	18.32	20.22
			Te	-27.63	-15.25	-23.35
	I'ELS	AB	e(0)	13.52	13.52	11.77
			e(l)	-13.52	-13.52	-11.77
			Tw	14.66	14.57	12.85
			Te	-12.38	-12.46	-10.69
		BC	e(0)	14.30	12.45	14.30
			e(l)	-14.3	-12.45	-14.30
			Tw	15.4	14.02	15.25
			Te	-13.19	-10.87	-13.34
		CD	e(0)	18.55	18.55	16.15
			e(l)	-18.55	-18.55	-16.15
			Tw	17.28	17.17	14.99
			Te	-19.81	-19.92	-17.30
Type3	I'ELU	AB	e(0)	19.57	16.79	19.57
			e(l)	-17.57	-16.79	-19.57
			Tw	22.75	19.56	22.72
			Te	-16.38	-14.01	-16.41
		BC	e(0)	25.39	25.39	21.79
			e(l)	-25.39	-25.39	-21.79
			Tw	23.51	23.65	20.03
			Te	-27.26	-27.12	-23.54
	I'ELS	AB	e(0)	14.3	12.45	14.30
			e(l)	-14.3	-12.45	-14.30
			Tw	16.62	14.5	16.60

		Te	-11.97	-10.39	-11.99
	BC	$\theta(0)$	18.55	18.55	16.15
		$\theta(l)$	-18.55	-18.55	-16.15
		Tw	17.17	17.27	14.86
		Te	-17.17	-19.82	-17.43

Tableau IV.9: Les efforts tranchants de plancher étage courante L'ELU et L'ELS

Les tableaux ci-après représentent une récapitulation des moments fléchissant et efforts tranchants **maximums** agissant sur les poutrelles

❖ **Plancher RDC et Etage Courant :**

Type de Poutrelles	ELU			ELS		
	M _{app} (KN.m)	M _{tra} (KN.m)	T (KN)	M _{app} (KN.m)	M _{tra} (KN.m)	T (KN)
Type 1	5.88	8.24	-13.68	4.29	6.02	-9.98
Type 2	-13.28	9.59	-27.63	-11.75	6.96	-19.92
Type 3	-13.96	13.16	-27.26	-10.10	9.52	-17.17

Tableau IV.10 : Différentes sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers RDC et étages courants

❖ **Plancher terrasse :**

Type de Poutrelles	ELU			ELS		
	M _{app} (KN.m)	M _{tra} (KN.m)	T (KN)	M _{app} (KN.m)	M _{tra} (KN.m)	T (KN)
Type 1	-5.49	7.83	-12.76	-3.97	5.66	-9.22
Type 2	-14.24	10.28	-22.31	-11.82	7.5	-22.31
Type 3	-14.96	14.10	-22.31	-10.92	10.30	-22.31

Tableau IV.11 : Différent sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers terrasse.

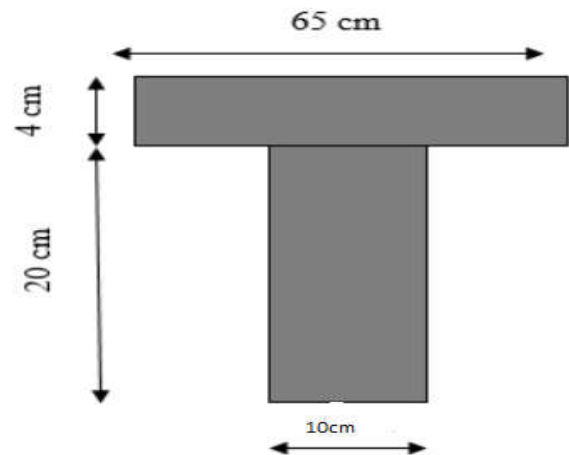
IV.2.6 Détermination du ferrailage des poutrelles :

Pour trouver le ferrailage nécessaire aux poutrelles, on utilise les moments fléchissant et les efforts tranchants **maximums**.

Exemple de calcul du ferrailage, sous la flexion simple :

❖ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

$$\begin{cases} b = 65\text{cm} \\ h = 24\text{cm} \\ b_0 = 10\text{cm} \\ h_0 = 17\text{cm} \end{cases}$$



• L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

* $c_0 \geq 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{24}{10} = 2.4\text{cm}$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2.4}{2} = 2.2\text{cm}$$

Donc on adopte : $C = 2,5\text{cm}$

$$d = h - c = 24 - 2,5 = 21,5\text{cm.}$$

$$\begin{cases} d = 21.5\text{cm} \\ c = 2.5\text{cm} \end{cases}$$

	Mmax (appui)(KN.m)	Mmax (travée)(KN.m)	Tmax(KN)
E.L.U	14.96	14.10	-22.31
E.L.S	11.75	9.52	-22.31

Tableau IV.12 : les moments fléchissant les efforts tranchants maximums.

IV.2.6.1 Ferrailage longitudinal :

❖ E.L.U

• En travées :

Le moment fléchissant M_{TAB} équilibré par la table est :

$$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 4 \left(21.5 - \frac{4}{2} \right) = 76050 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 14100 \text{ N.m} < 71994 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$.

• **En appuis :**

$$M_{appui}^{\max} = -14.96 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{appui} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

❖ **Tableau Récapitulatif Des Résultats :**

Elements	M (kn,m)	μ	μl	α	B	A (cm ²)
sur travée	14.10	0,0312	0,392	0,0396	0,984	1.91
sur appuis	14.96	0,215	0,392	0,306	0,878	2.28

➤ **ELS :**

D'après le BAEL :

La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha}$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Elément	M_u (KN. m)	M_{ser} (KN. m)	Γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	14.10	9.52	1.480	0,0396	0.440	CV
Appui	14.96	11.75	1.271	0,306	0.440	CV

➤ **Condition de non fragilité [BAEL91 (article A.4.2, 1)] :**

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\text{En travée : } A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 21.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 21.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$

➤ Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$

En travée : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$

En appuis : $A'_{\min} \geq 0,001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2$

$A = \max(A_{\text{calcul}} ; A_{\min} ; A'_{\min})$

Elément	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min'} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.91	1,69	1,56	1.91	2HA12 = 2.26
Appui	2.28	0.26	0.24	2.28	1HA12 = 1.13 1HA14 = 1.54

Tableau IV.13 Tableau récapitulatif.

➤ Diamètre minimal [BAEL99 (article A.7.2, 2) :

$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$.

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{240}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$

$\Rightarrow \phi_t \leq \min(6.86, 12, 10)$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc en adopte des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ d'où : $A_t = 2 \phi_t = 8 \text{ mm} = 1.01 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235

➤ Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)

* $St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 21.5; 40 \text{ cm}) = 19.35 \text{ cm}$.

* $St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 10} = 59.33 \text{ cm}$.

* $St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})}$ Avec $K = 1$ (en flexion simple)

$St_3 \leq \frac{0.9 \times 1.01 \times 235}{1.15 \times 10 \times (1.11 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 38.69 \text{ cm}$

Soit $St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 19.35 \text{ cm}$

Alors on prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 20 cm avec un premier espacement après de l'appui de 10 cm.

IV.2.6.2 Ferrailage transversal :

➤ Vérification de l'effort tranchant [BAEL91 (article A.5.1)] :

La contrainte tangente :
$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b₀ : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{22310}{100 \times 215} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 > \tau_u = 1.04 \Rightarrow$ condition vérifiée.

➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1 ,313)

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 21.5 = 19.35 \text{ cm}$

$$V_u = 22310 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 19.35 \times 2500}{1.5 \times 2} = 129000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2. A = 226 \text{ mm}^2.$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{22310}{400} = 64.14 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 64.14 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{24}{480} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{24}{480} = 0.05 \geq 0.014 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 21.5} = 0.00161 \leq 0.009 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

IV.2.6.3 Ferrailage de la dalle de compression [BAEL91 (B.6.8, 423)] :

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE500 $f_e = 500MPa$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 60 cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 60) / 500 = 0.48 \text{ cm}^2$$

On adapte 5Ø5 = 0.98 cm²

➤ **Espacement** : n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$

➤ **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

On adopte 3Ø5 = 0,59 cm²

➤ **Espacement** :

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30) cm².

IV.2.6.4 Présentation du ferrailage

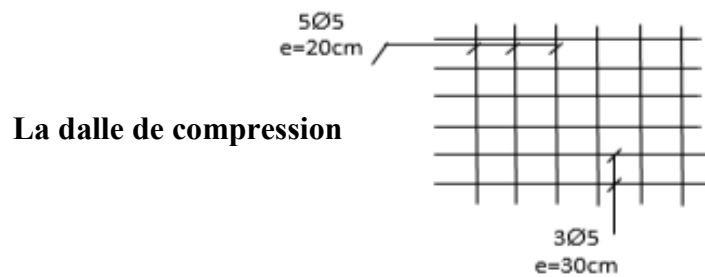
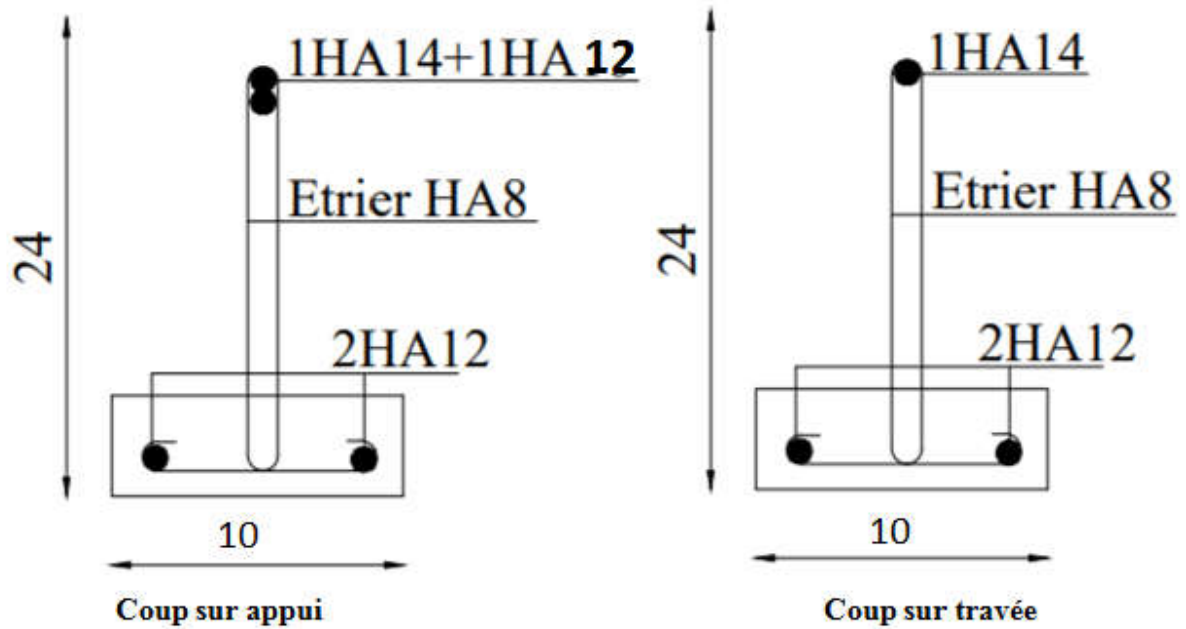


Figure IV.6 : Ferrailage des planchers.

Chapitre V :

Analyse de la Structure

Chapitre V : Analyse de la structure

V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2 Objectif de l'analyse modale de la structure :

Le principe fondamental de l'analyse modale d'une structure consiste à appliquer un déplacement unitaire sur la structure (déplacement imposé) puis on étudie, après l'élimination du chargement, la réaction de la structure. Ce qui permettra par la suite d'avoir les caractéristiques dynamiques propres de la structure (période fondamentale et modes propres) lors de ses vibrations.

➤ Détermination des périodes propres :

L'équation d'équilibre trouvée précédemment peut s'écrire sous la forme :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = \{F\}$$

$$\text{Avec : } [M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} ; [K] = \begin{bmatrix} 2K & -K & 0 \\ -K & 2K & -K \\ 0 & -K & K \end{bmatrix}$$

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} \text{ et } \{F\} = \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \end{Bmatrix}$$

Pour un système avec oscillations libres, nous avons $\{F\} = \{0\}$

On cherche une solution de la forme $\{U(t)\} = \{\Phi\} f(t)$, où $\{\Phi\}$ est la forme propre.

L'équation précédente devient :

$$([K]\omega - 2[M])\{\Phi\} = \{0\}$$

C'est un système homogène, qui admet une solution $\{\Phi\}_i$ telle que $([K]\omega - i^2[M])\{\Phi\}_i = \{0\}$, si ω_i^2 est solution de l'équation $|[K] - \omega^2[M]| = 0$

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \iff \begin{vmatrix} 2K - \omega^2 m_1 & -K & 0 \\ -K & 2K - \omega^2 m_2 & -K \\ 0 & -K & 2K - \omega^2 m_3 \end{vmatrix} = 0$$

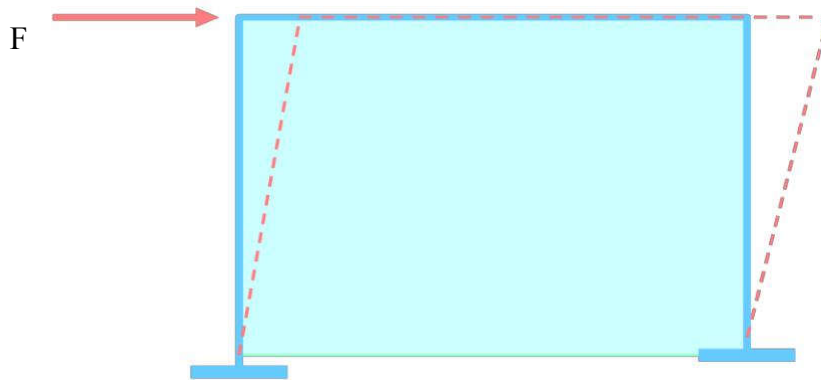


Figure V.1 : l'analyse modale d'une structure.

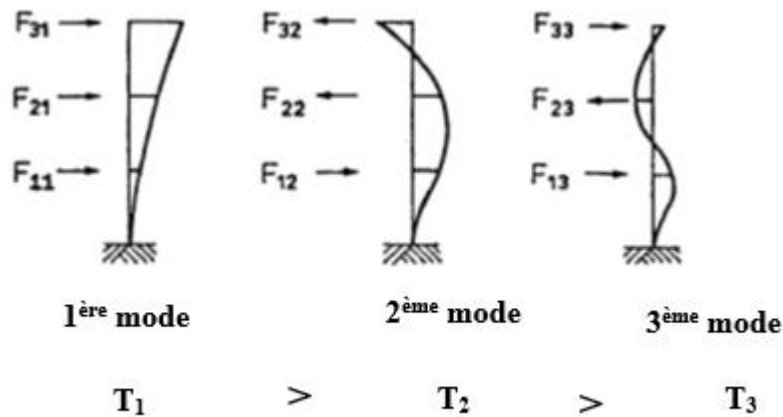


Figure V.2 : Réponses modales

Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3 les méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; Ces calculs peuvent être menés selon les trois méthodes suivantes

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

V.4 Méthode statique équivalente :

➤ principe :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.5 Méthode dynamique modale spectrale :

➤ principe :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

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

V.7 Choix de la méthode de calcul :

Dans notre cas, la structure ne répond pas aux conditions exigées par **RPA2003** pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ; alors que le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique spectrale**.

Toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du **RPA2003**

V dynamique > 80% V statique

Avec :

V dynamique : la résultante des forces sismique à la base.

V statique : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente

V.8 Description du logiciel de calcul Robot :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Robot est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des éléments modélisés grâce à une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique ; Il prend aussi en considération l'effet de l'excentricité accidentelle

V.9 modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

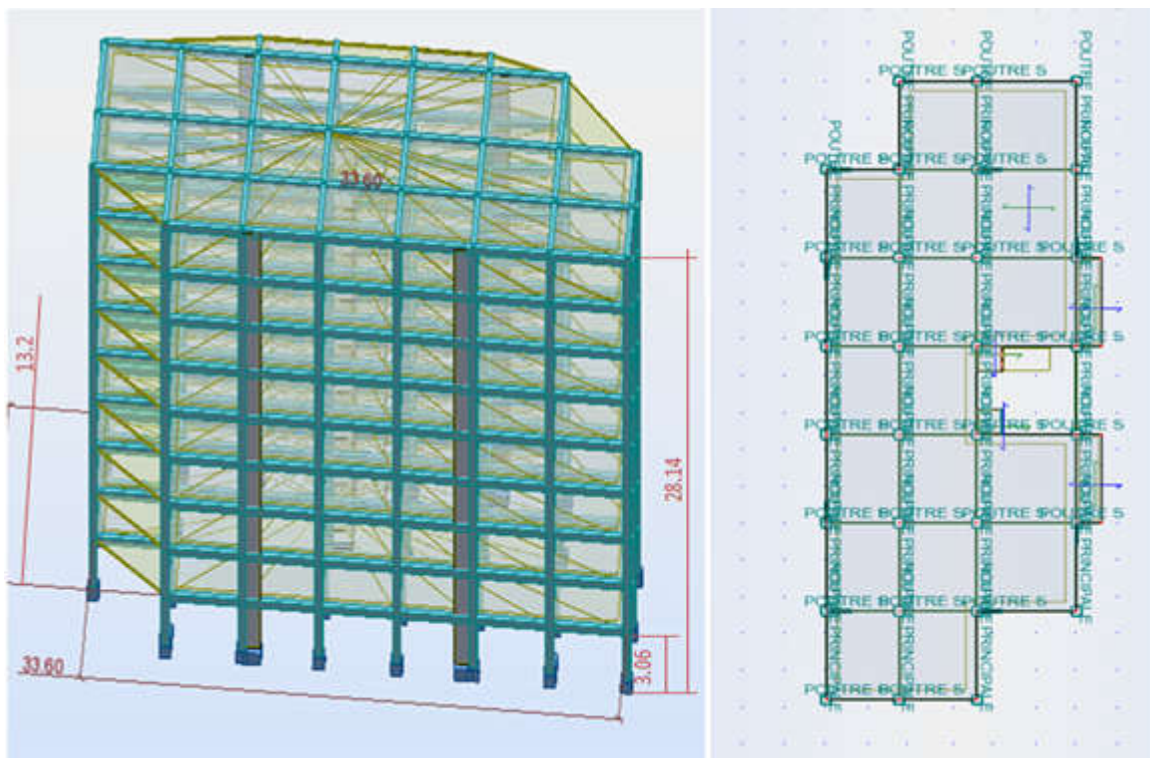


Figure V.3 : Vue 3D et vue en plan.

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentés dans ce chapitre.

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments «**poutre**» à deux nœuds ayant six degrés de liberté (6 D.D.L.) par nœuds.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments «**plaque**» à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.

V.10 modélisation de masse :

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées

au niveau de chaque plancher.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ exigée par le **tableaux.4.5** RPA 2003 dans notre cas ($\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation modérée.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2,5t/m³.

La masse des éléments non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

V.11 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

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

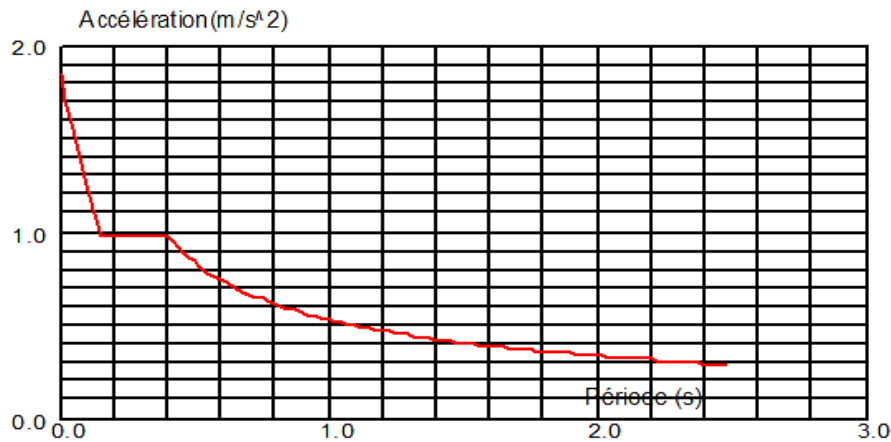


Figure V.4 : Spectre de réponse.

- Coefficient d'accélération A :

- Zone(Iia) D'après la classification sismique de wilaya d'Oran (RPA 2003).
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A = 0.15**

- Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A 2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

- Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$\xi = 7\% \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \eta = \mathbf{0.881}$$

- Période T1 et T2 du site considéré:

$$\begin{cases} T1 = 0.15 \text{ s} \\ T2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

- Facteur de qualité Q :

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05
2. Redondance en plan	✓ 0	0,05
3. Régularité en plan	✓ 0	0,05
4. Régularité en elevation	✓ 0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0,10

Tableau V.1 : valeurs des pénalités

Alors à partir de tableau on trouve : $Q = 1.25$

V.12 nombre de modes à considérer :

D'après le [RPA2003 (article 4.3.4 -a)] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

V.13 Effet de la torsion accidentelle :

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales; les effets de la torsion accidentelle d'axe verticale sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7 des RPA2003.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle additionnelle égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'accélération sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

V.14 Modélisation de la structure initiale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul robot 2014'' qui sera l'objet d'une présentation détaillé ci-après :

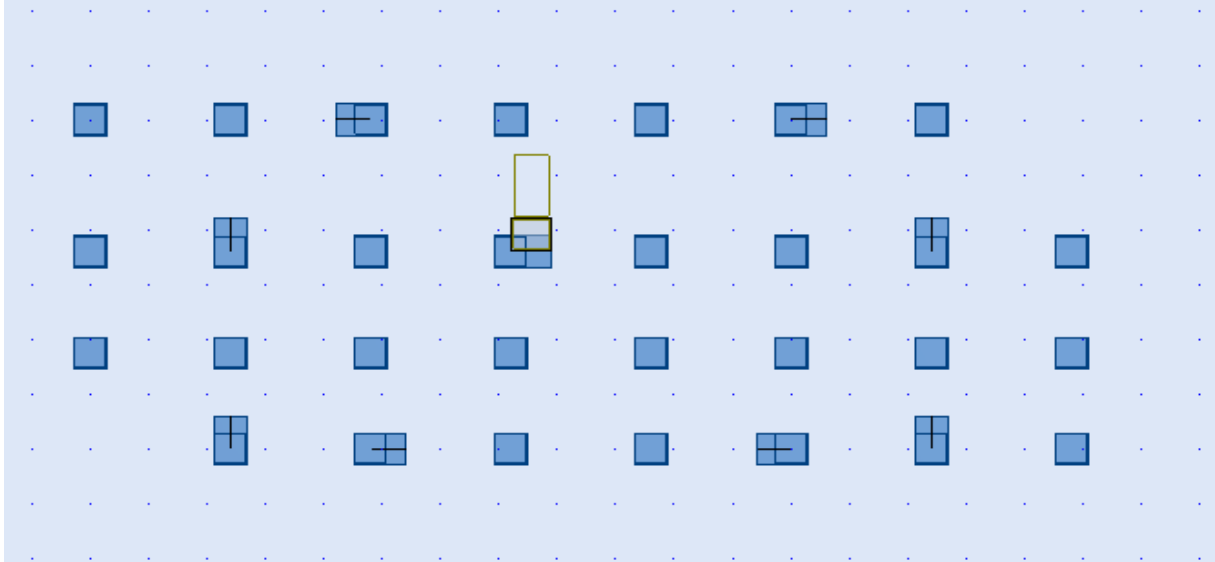


Figure V.5 : Vue en plan de la structure initiale (la 1ère proposition).

➤ **La Première proposition (montre la structure initiale) :**

Le Système de contreventement initial se présente comme suit :

- 04 voiles transversaux (sens-X) de 15 cm.
- 04 voiles longitudinaux (sens-Y) de 15cm.
- Escalier non modélisé.

➤ **Périodes et coefficients de participation modaux :**

Cas Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,12	0,54	67,76	0,54	67,76
2	0,98	59,32	71,93	58,78	4,16
3	0,90	78,27	76,86	18,96	4,93
4	0,35	78,34	87,08	0,07	10,22
5	0,31	87,19	87,52	8,85	0,44
6	0,28	88,68	88,32	1,49	0,79
7	0,19	88,72	92,53	0,04	4,21
8	0,17	92,76	92,64	4,04	0,11
9	0,15	92,98	92,93	0,23	0,29
10	0,12	93,02	95,38	0,03	2,45

Tableaux V.2:Périodes et coefficients de participation modaux.

➤ Voici les trois premiers modes de déformation de la structure (la 1ère proposition)

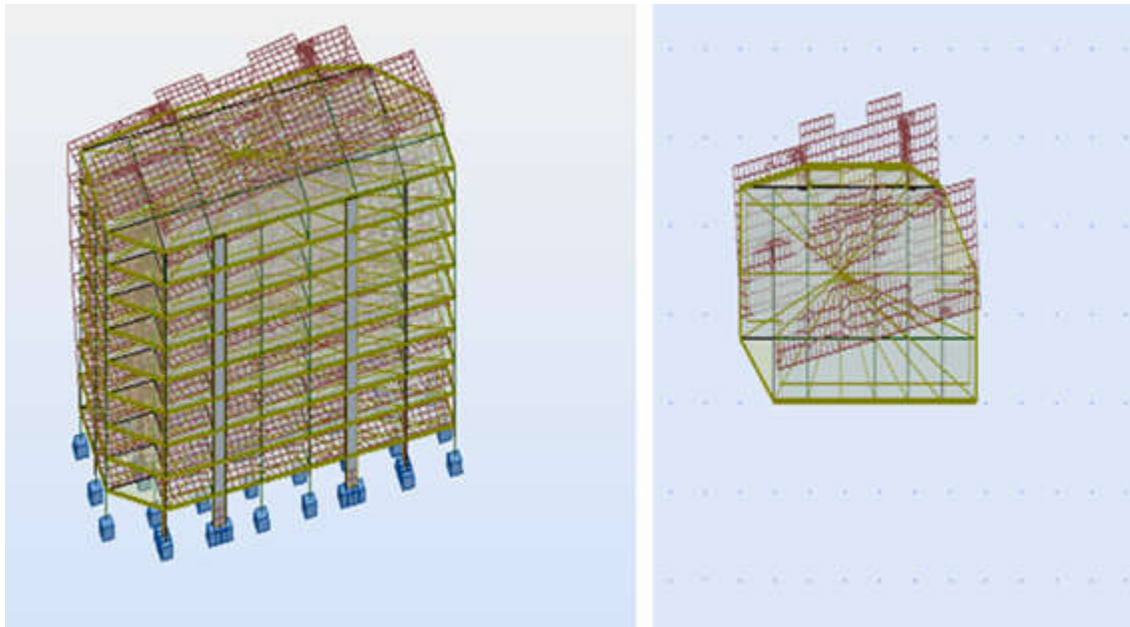


Figure V.6 : Premier mode de vibration : Vue 3D et vue en plan (T1=1.12 sec).

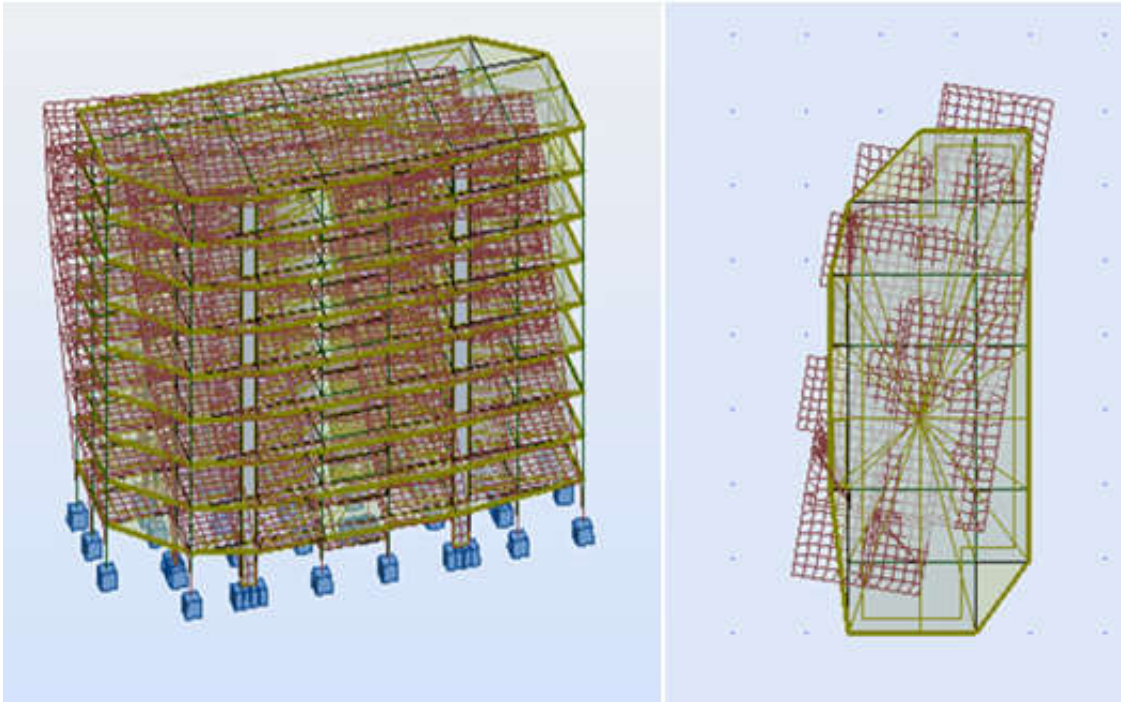


Figure V.7 : Deuxième mode de vibration : Vue 3D et vue en plan ($T_1=0.98$ sec).

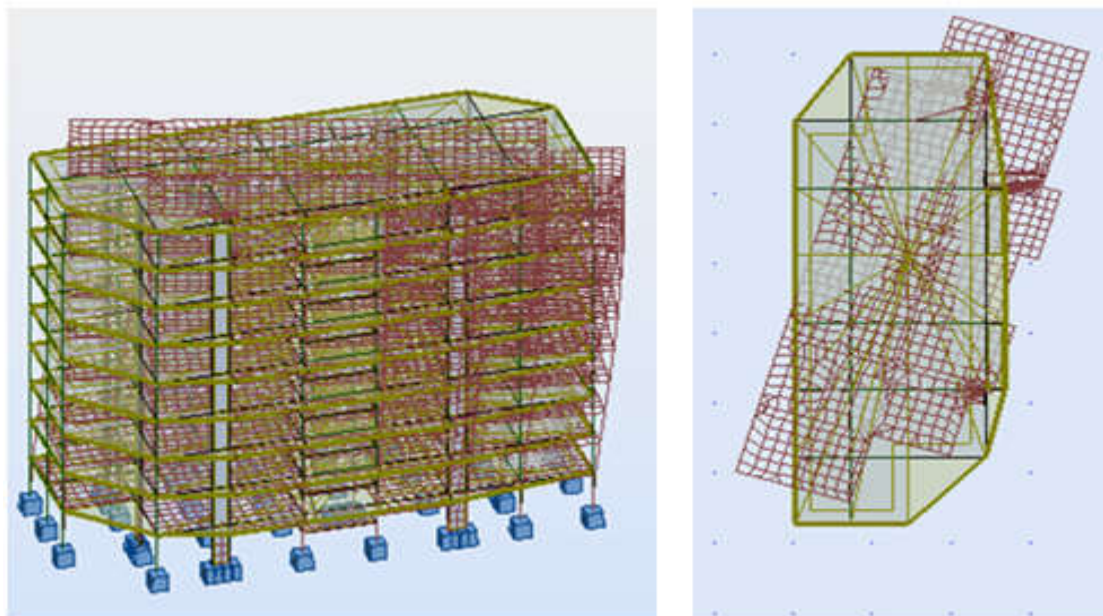


Figure V.8: Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_3=0.90$ sec).

➤ **Interprétations des résultats :**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit.

1. La période fondamentale de la structure $T_y=1.12$ sec, la période nous montre que la structure présente une légère souplesse $T_{sta}(y) = 0.601$ sec.

2. le premier mode ($T_y = 1,12$ sec) est un mode de translation selon l'axe Y avec mobilisation de la masse modale de $U_y = 67,76\%$.
3. le deuxième mode ($T_x = 0,98$ sec) est un mode de translation selon l'axe X avec $U_x = 18,85\%$, Ce taux de mobilisation est minimum, ce qui explique la présence d'un blocage de la masse selon cet axe.
4. Le troisième mode est un mode de torsion couplé avec la translation selon l'axe X avec mobilisation 76,86% de masse totale.
5. Il faut 9 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$ exigé le règlement parasismique).

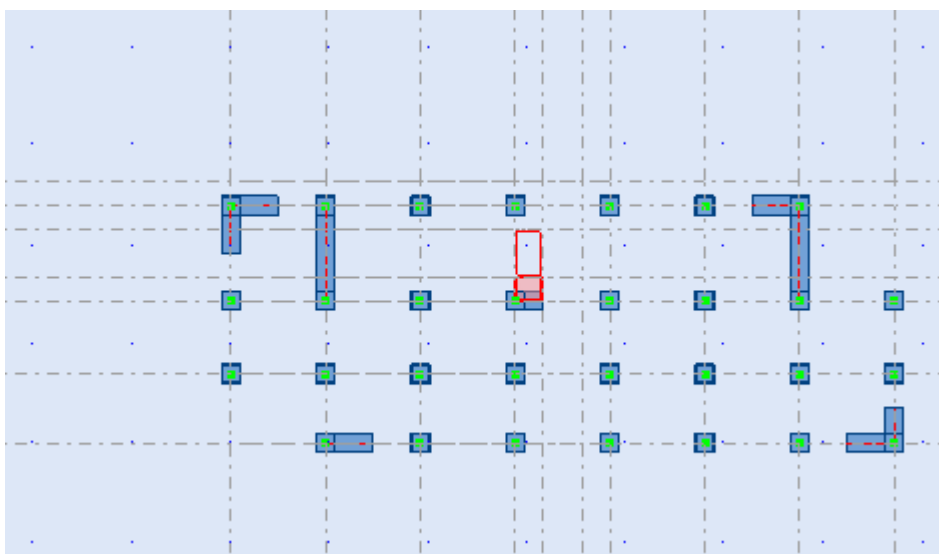


Figure V.9 : Vue en plan et en élévation de la structure initiale (la 2^{ème} proposition).

➤ La Deuxième proposition (montre la structure initiale) :

Cas Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,81	70,95	3,24	70,95	3,24
2	0,70	74,58	69,51	3,63	66,26
3	0,54	74,58	69,80	0,00	0,29
4	0,24	87,43	69,94	12,85	0,14
5	0,18	87,54	87,92	0,10	17,99
6	0,13	87,56	88,08	0,03	0,16
7	0,12	92,93	88,10	5,36	0,02

8	0,11	92,93	88,12	0,00	0,02
9	0,08	92,95	94,03	0,02	5,91
10	0,08	95,80	94,06	2,85	0,03

Tableau V.3 Périodes et coefficients de participation modaux.

- Voici les trois premiers modes de déformation de la structure (la 2^{ème} proposition)

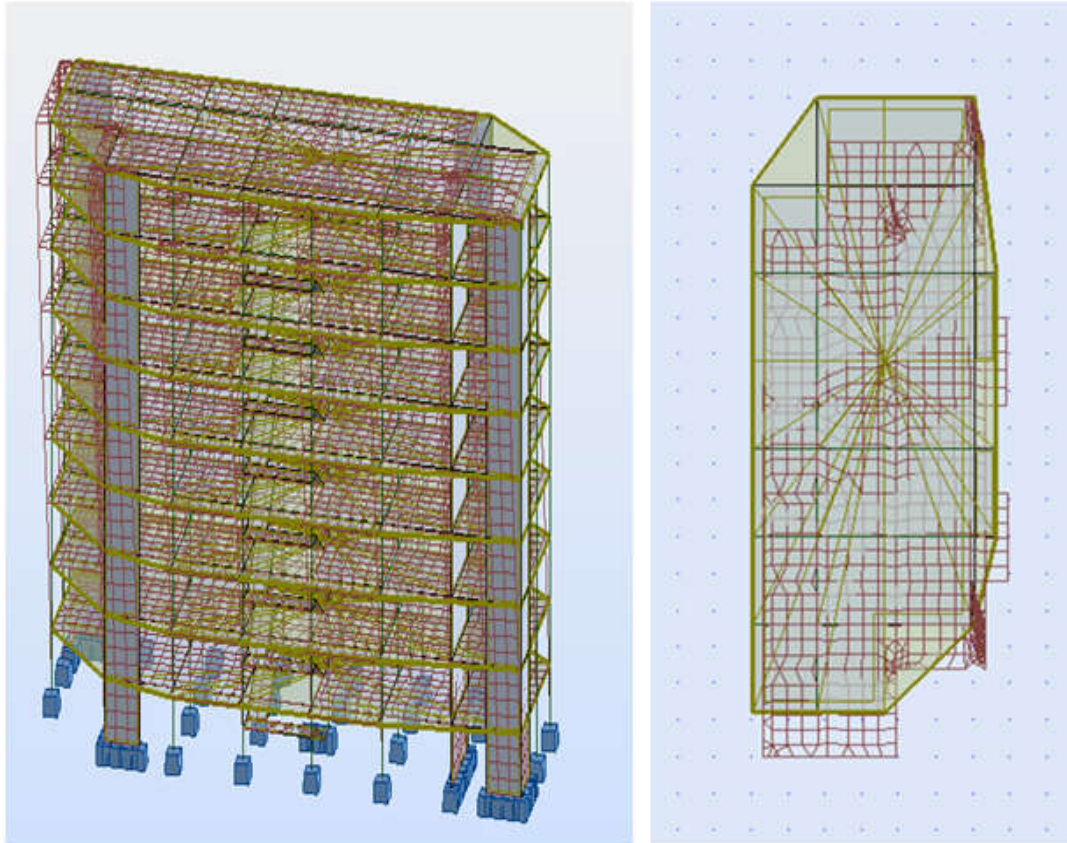


Figure V.10: Premier mode de vibration .Vue3D et vue en plan.

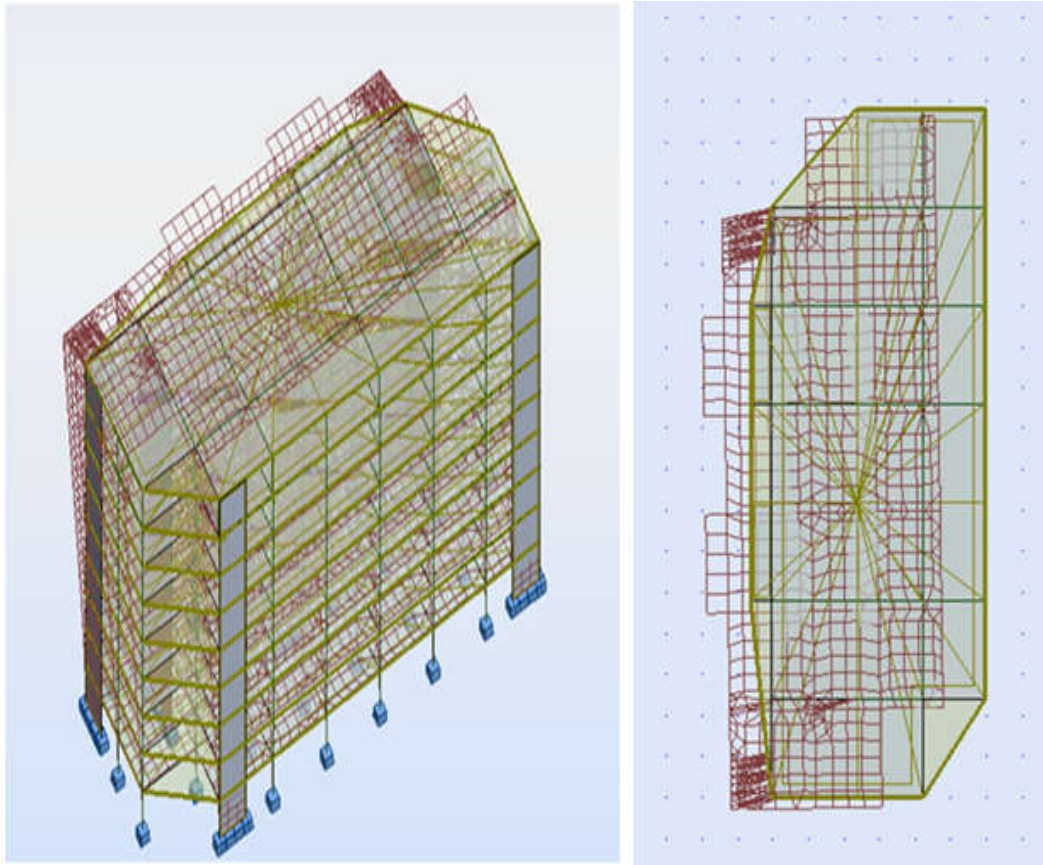


Figure V.11: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

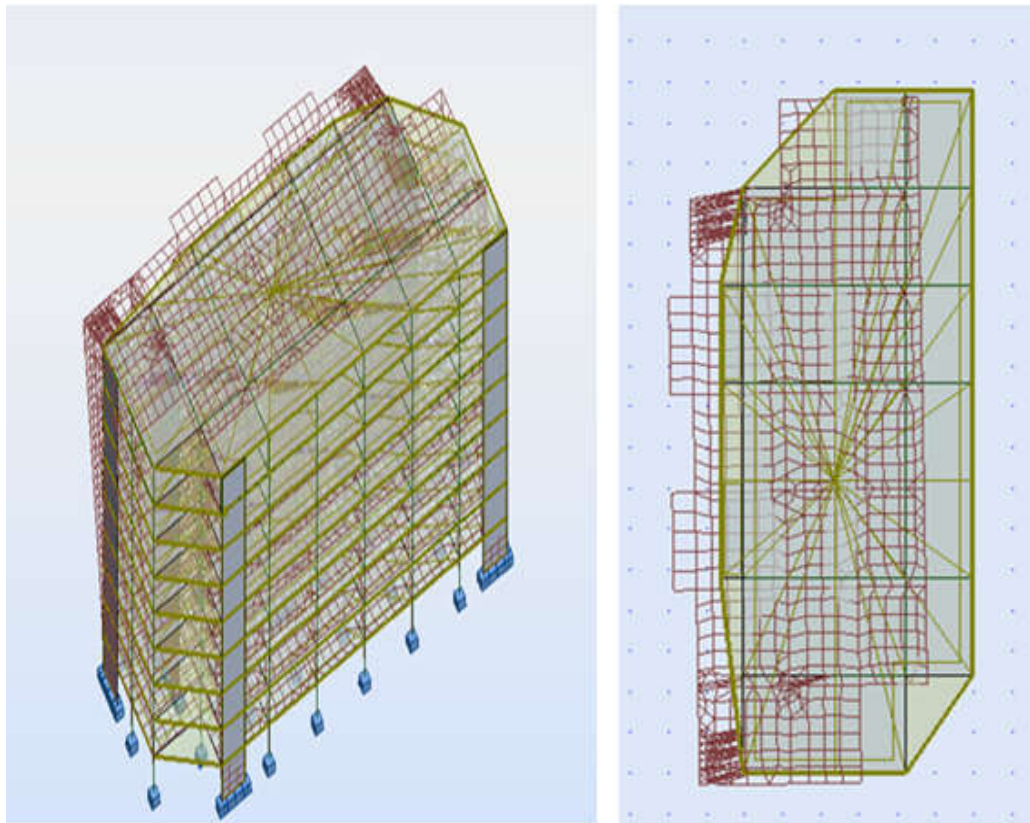


Figure V.12: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

➤ **Interprétations des résultats :**

1. La période fondamentale de la structure $T_x=0.81$ sec, on remarque une légère amélioration de la période (abaissement).
2. le première mode ($T_x=0.81$ sec) est un mode de translation selon l'axe X .On constate que le taux d'absorption de l'énergie sismique est minimum et ne dépassant pas les 70,95% .ce qui explique que le blocage persiste dans cette direction (mauvaise disposition des voiles dans la direction considérée).
3. le deuxième mode ($T_y= 0.71$ sec) est un mode torsion couplé avec la translation avec mobilisation de la masse selon l'axe Y de : $U_y= 69,51\%$.
4. Le troisième mode est un mode de torsion couplé avec la translation selon l'axe X avec 74,58% de mobilisation de la masse
5. .Il faut 9 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$)

Conclusion :

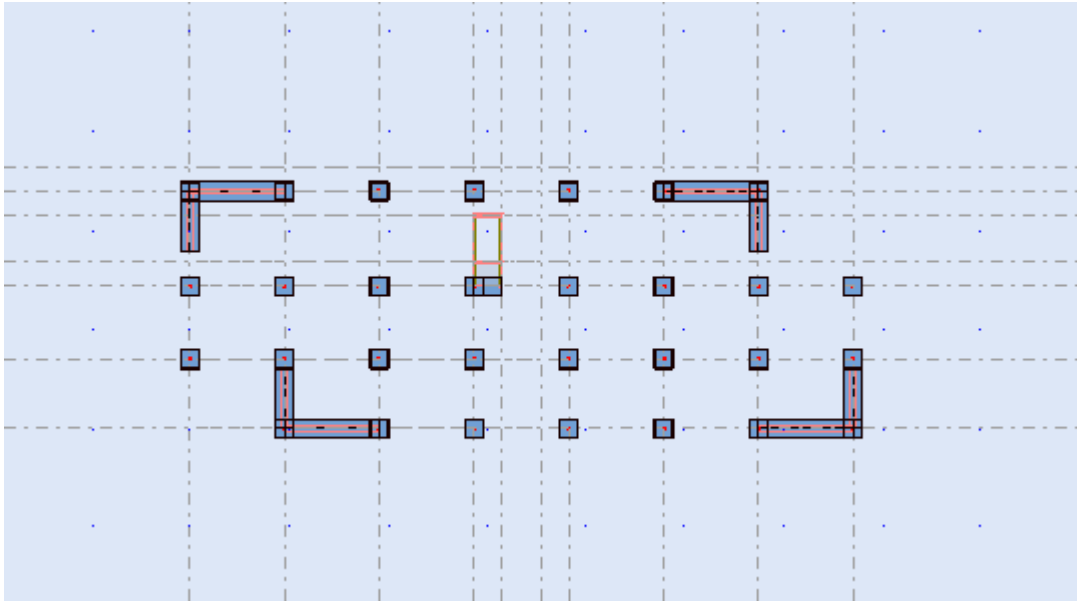
La présence de la torsion au deuxième mode persiste et la structure reste toujours instable et pour cette raison, on doit revoir la conception de la structure pour remédier à cette anomalie vis-à-vis de la torsion.

➤ **Troisième proposition :**

Plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal et finalement cette dernière est retenue :

Le troisième système de contreventement se présente comme suit :

- 04 voiles transversaux (sens-X) de 15cm.
- 04 voiles longitudinaux (sens-Y) de 15cm.
- Augmentation des sections des poteaux (45 cm x50 cm)
- Escalier dans cette proposition est modélisé.

Figure V.13 : Vue en plan de la 3^{ème} proposition.

➤ Périodes et coefficients de participation modaux :

Cas Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,69	0,00	71,06	0,00	71,06
2	0,50	65,94	71,07	65,94	0,01
3	0,41	69,68	71,51	3,74	0,44
4	0,19	69,68	87,99	0,00	16,48
5	0,13	87,42	88,00	17,74	0,00
6	0,11	88,62	88,03	1,19	0,04
7	0,09	88,63	88,88	0,01	0,85
8	0,09	88,63	93,55	0,00	4,67
9	0,08	88,63	93,56	0,00	0,01
10	0,06	94,02	93,56	5,39	0,00

Tableau V.4 : Périodes et coefficients de participation modaux.

➤ Voici les trois premiers modes de déformation de la structure (la 3^{ème} proposition)

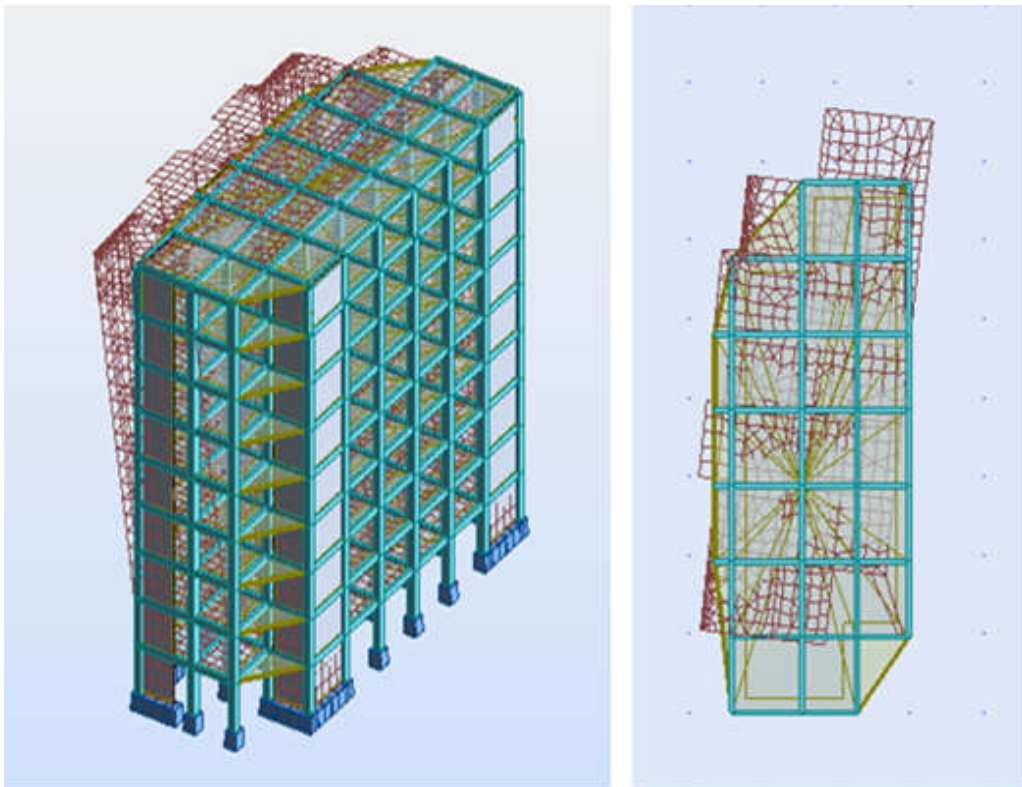


Figure V.14 : Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

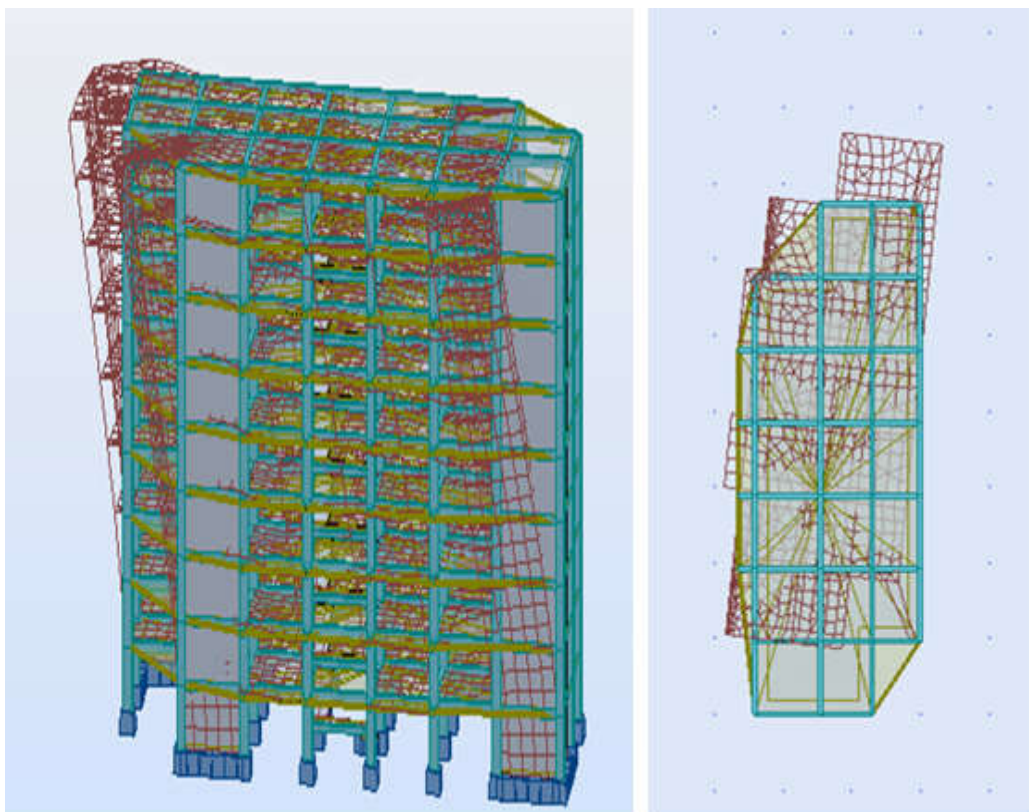


Figure V.15: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

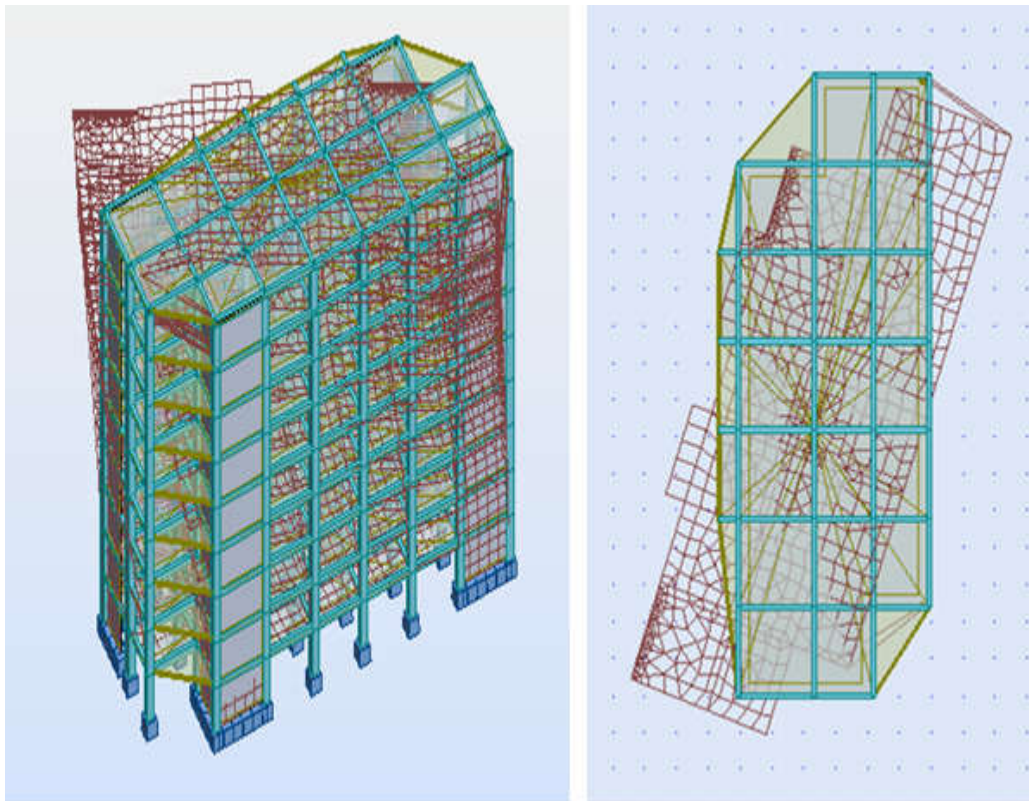


Figure V.16 : Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

➤ **Interprétations des résultats :**

1. La période fondamentale de la structure $T_y=1.05\text{sec}$.
2. Le première mode ($T_y=0.69\text{sec}$) est un mode de translation selon l'axe Y avec 71,06% de masse totale.
3. le deuxième mode ($T_x= 0.50\text{sec}$) est un mode de translation selon l'axe X un avec 65,94% de masse totale.
4. Le troisième mode est un mode de torsion pur et découplé des modes de translation.
5. Il faut 10 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).

Conclusion :

Parmi les propositions de conception précédentes, nous retenons alors pour la suite des calculs la troisième proposition qui donne des modes et de formes propres satisfaisants.

Chapitre VI :

**Etude sous charges
horizontales.**

Chapitre VI : Etude sous charges horizontales.

VI.1 Etude au séisme :

VI.1.2 Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les forces horizontales et les efforts internes (M, N, T) provoqués par l'action accidentelle sismique et que subit la structure

VI.1.3 Résultat des calculs :

➤ Périodes et facteurs de participation modaux :

Les périodes propres et les formes propres de la structure proposée sont résumés dans le tableau ci-après :

Cas Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,69	0,00	71,06	0,00	71,06
2	0,50	65,94	71,07	65,94	0,01
3	0,41	69,68	71,51	3,74	0,44
4	0,19	69,68	87,99	0,00	16,48
5	0,13	87,42	88,00	17,74	0,00
6	0,11	88,62	88,03	1,19	0,04
7	0,09	88,63	88,88	0,01	0,85
8	0,09	88,63	93,55	0,00	4,67
9	0,08	88,63	93,56	0,00	0,01
10	0,06	94,02	93,56	5,39	0,00

Tableau VI.1 : périodes et facteurs de participation modaux.

VI.1.3 Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :

VI.1.3.1 Vérification de la période de la structure :

1-Estimation de la période fondamentale de la structure [(article 4.2.4 RPA2003)]:

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6)** du **RPA2003** → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times (27.54)^{3/4} = 0.601 \text{ sec}$$

Sens x :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{23.80}} = 0.508 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_x = \min(0.601 ; 0.508) = 0.508 \text{ sec}$$

Sens y :

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{15.30}} = 0.634 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.601 ; 0.634) = 0.601 \text{ sec}$$

VI.1.3.2 Périodes dynamiques de la structure selon le tableau VI.1

$$T_{sta}^x = 0.508 \text{ sec} \quad ; \quad T_{sta}^y = 0.601 \text{ sec}$$

Condition liée au choix de la période approprié pour le calcul de l'effort tranchant à la base. D'après le Document de Rafik TALEB du centre de génie sismique CGS :

La période utilisé pour le calcul de l'effort tranchant à la base est sujette à une borne supérieure, qu'est $1,3 T_{empirique}$.

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de V_{MSE}

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3 T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3 T_{empirique}$

Tableau VI.2 : la période de calcul de V_{MSE} .

La direction X :

$$T_{sta}^X = 0.508sec \quad ; \quad T_{dyn}^X = 0.50sec \quad ; \quad \frac{T_{dyn}^X}{T_{sta}^X} = 0.984 < 1.3$$

$$1.3T_{sta}^X = 0.660sec > T_{dyn}^X = 0.50sec$$

On prend la valeur de la période $T_x = T_{dyn}^X = 0.50 sec$

La direction Y :

$$T_{sta}^Y = 0.601sec \quad ; \quad T_{dyn}^Y = 0.69sec \quad ; \quad \frac{T_{dyn}^Y}{T_{sta}^Y} = 1.14 < 1.3$$

$$1.3T_{sta}^Y = 0.781sec > T_{dyn}^Y = 0.69sec$$

On prend la valeur de la période $T_y = 1.3T_{sta}^Y = 0.781sec$

Donc : $T_x = 0.50 sec$; $T_y = 0.781sec$

VI.1.3.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

1-L'effort dynamique à la base de la structure dans les deux directions est :

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , soit : $V_t > 0.8 V$ suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort sismique dans le sens X, } V_{x_{dyn}} = 337.252 t. \\ \text{Effort sismique dans le sens Y, } V_{y_{dyn}} = 343.790t. \end{array} \right.$$

L'effort des Actions Sismiques par la Méthode Statique Equivalente : R.P.A.2003 (article : 4-2-3)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

V : Effort tranchant a la base.

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau VI.3 : coefficient d'accélération de zone A.

Zone II a, Groupe 2 \implies A = 0.15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la Structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\left[\left(\frac{7}{2}\right) + \xi\right]} \geq 0.7$$

(Où ξ (%)) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p=46)

Remplissage	Portique		Voile-murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI.4 : Valeurs de ξ (%).

$$\xi = 7\% \longrightarrow \text{Donc } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \eta = 0.88$$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

- Sens x : $T_x = 0.50 \quad T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ sec}$
- Sens y : $T_y = 0.781 \quad T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ sec}$

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.50)^{2/3} \implies D_x = 1.89$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.781)^{2/3} \implies D_y = 1.40$$

– Q : Facture de Qualité :

Sa valeur et déterminer par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$

Q=1.25

-R : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99
Structure mixte (Portique et voile) $\rightarrow R=5$.

-W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids **Wi** calculés à chaque niveau (i)
par la formule :

$$W = W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : La charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA2003)

- Pour un bâtiment à usage administratif ($\beta = 0.20$).
- Le poids de chaque niveau de la bâtiments et donnée par le logiciel ROBOT

Calcul Automatique ROBOT	
Etage	Masse [kg]
RDC	527423.52
1	527423.52
2	527423.52
3	527423.52
4	527423.52
5	527423.52
6	527423.52
7	527423.52

8	549815.74
Totale	4769203.9

Tableau VI.5 : Le poids total de la structure.

Donc : $W = 4769203.9 \text{ kg} = 4769.2039\text{t}$

Alors : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Sens	A	R	D	Q	W (t)	V Statique(t)
Longitudinal (XX)	0,15	5	1,89	1,15	4769.2039	310.96
Transversal (YY)	0,15	5	1,40	1,15	4769.2039	230.35

Tableau VI.6 : Tableau récapitulatif.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort sismique dans le sens X, } V_{x_{dyn}} = 337.252 \text{ t.} \\ \text{Effort sismique dans le sens Y, } V_{y_{dyn}} = 343.790\text{t.} \end{array} \right.$

$$\frac{V_{dyn}}{V_{Stat}} > 0.8$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal: } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{337.252}{310.96} = 1.08 > 0.8 \quad \longrightarrow \text{Condition Vérifier.} \\ \text{Sens transversal : } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{343.790}{230.35} = 1.49 > 0.8 \quad \longrightarrow \text{Condition Vérifier.} \end{array} \right.$

➤ **Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

• **Sens Transversal:**

Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
RDC	3372,52	1317,78	2016,01
1	3305,37	580,14	2685,82
2	3158,16	659,23	2459,98
3	2952,73	714,25	2201,75
4	2688,97	730,83	1925,74
5	2353,06	719,23	1607,25

6	1941,56	664,08	1258,31
7	1443,45	695,12	738,38
8	814,95	645,92	169,63

Tableau VI.8 : Distribution des efforts tranchant (sens-X) au niveau de chaque étage.

• Sens Longitudinal :

Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
RDC	3437,90	1351,37	2086,53
1	3380,74	836,23	2544,51
2	3240,94	951,57	2289,38
3	3033,40	996,90	2036,49
4	2754,63	987,13	1767,49
5	2393,50	932,23	1461,27
6	1956,84	842,86	1113,98
7	1438,62	718,36	720,26
8	799,92	760,50	39,42

Tableau VI.8 : Distribution des efforts tranchant (sens-Y) au niveau de chaque étage

➤ **Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\begin{cases} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

- $V_x = 337.252 \text{ KN}$
- $F_t=0$

Niveau	Wi	Hi	$V_x - F_t$	Wi×hi	Fi
RDC	527.423	3.06	337.25	1613.91	7.494
1	527.423	6.12	337.25	3227.82	15.45
2	527.423	9.18	337.25	4841.74	22.48
3	527.423	12.24	337.25	6455.65	29.97
4	527.423	15.3	337.25	8069.57	37.47
5	527.423	18.36	337.25	9683.48	44.96
6	527.423	21.42	337.25	11297.40	52.46
7	527.423	24.48	337.25	12911.31	59.95
8	549.815	27.54	337.25	14525.22	67.44
			$\Sigma W_i \times h_i$	72626.109	

Tableau VI.9 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

- $V_y=343.79 \text{ t.}$
- $F_t=0.07 \times T_x \times V=0.07 \times 0.781 \times 343.79 = 18.79\text{t}$

Niveau	Wi	Hi	$V_y - F_t$	Wi×hi	Fi
RDC	527.423	3.06	325	1613.91	7.22
1	527.423	6.12	325	3227.82	14.44
2	527.423	9.18	325	4841.74	21.66
3	527.423	12.24	325	6455.65	28.88
4	527.423	15.3	325	8069.57	36.11
5	527.423	18.36	325	9683.48	43.33
6	527.423	21.42	325	11297.40	50.55
7	527.423	24.48	325	12911.31	57.77
8	549.815	27.54	325	14525.22	64.99
			$\Sigma W_i \times h_i$	72626.109	

Tableau VI.10: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

VI.1.3.3 Vérification de l'interaction portiques – voiles de la structure :
 Justification d'interaction portiques –voiles selon l'article : 3.4.4a du RPA 2003.
 Pour avoir le système de contreventement mixte ; on doit vérifier ce qui suit deux

exigences :

1-Les voiles de contreventement reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

2-Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Pour répondre à cette exigence il suffit de vérifier que : **les portiques reprennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25%** de l'effort tranchant d'étage.

1- Vérification de charges verticales obtenues par le (logiciel de modélisation).

FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FZ[kN]	FZ sur les voiles [kN]
3372,52	1317,78	3437,90	1351,37	50711,58	9450,04

• Les sollicitations verticales totales de la structure : 50711,58KN.

• Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 9450,04KN

✓ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{9450,04}{50711,58} = 18.63 \% < 20\% \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

✓ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{1317,78}{3372,52} = 39.07 \% > 25 \% \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{1351,37}{3437,90} = 39.30 \% > 25\% \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

DONC : On constate que les conditions d'interaction portique-voile exigées par le règlement sont vérifiées

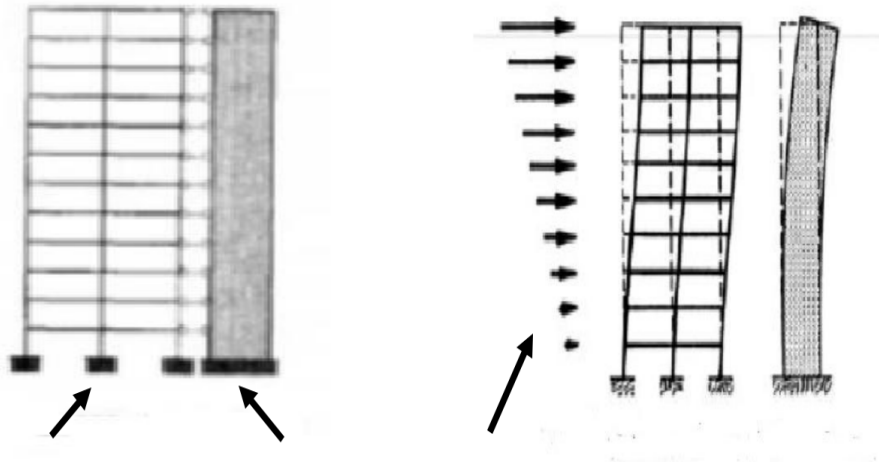


Figure VI.1: système Mixte (Interaction portiques –voiles).

VI.1.3.4 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_k : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement (R= 5).

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à $1\% h_e = 0,01 h_e$).

- Sens transversal ::

Étage	δ_{ekx} [cm]	$\delta_K = dr U_x$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0,2	0,2	3.06	C v
1	0,6	0,4	3.06	C v
2	1,0	0,5	3.06	C v
3	1,6	0,5	3.06	C v
4	2,1	0,6	3.06	C v
5	2,7	0,6	3.06	C v
6	3,3	0,6	3.06	C v
7	3,9	0,5	3.06	C v
8	4,5	0,7	3.06	C v

TableauVI.11 : Les déplacements dus aux forces sismiques au Sens transversal (X)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Étage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Sens longitudinale :

Étagèr	δ_{eky} [cm]	$\delta_K = dr U_y$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0,4	0,4	3.06	CV
1	1,2	0,8	3.06	CV
2	2,2	1,0	3.06	CV
3	3,4	1,1	3.06	CV
4	4,5	1,2	3.06	CV
5	5,7	1,2	3.06	CV
6	6,8	1,1	3.06	CV
7	7,8	1,0	3.06	CV
8	8,8	0,9	3.06	CV

TableauVI.12 : Les déplacements dus aux forces sismiques au sens longitudinal (Y).

VI.1.3.5 Vérification vis-à-vis de l' effet P-Δ [RPA2003 (article:5.9)]

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

$$\Theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k : Hauteur de l'étage

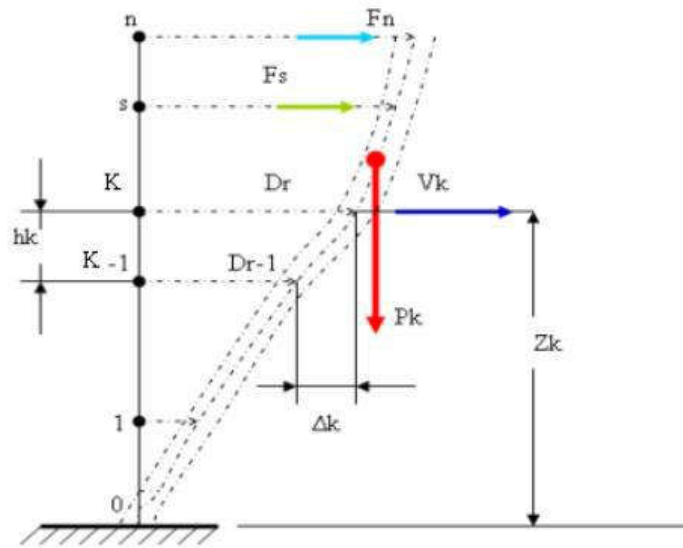


Figure VI.2: Notion des effets du second ordre

- Sens Transversal :

Etage	W [t]	P _k [t]	Δ _k [m]	V _y [t]	h _k [m]	Θ	≤ 0.1
8	549.815	549.815	0.007	67.44	3,06	0.018	C.V
7	527.423	1077.238	0.005	127.39	3,06	0.013	C.V
6	527.423	1604.661	0.006	179.85	3,06	0.017	C.V
5	527.423	2132.084	0.006	224.81	3,06	0.018	C.V
4	527.423	2659.507	0.006	262.28	3,06	0.019	C.V
3	527.423	3186.93	0.005	292.25	3,06	0.017	C.V
2	527.423	3714.353	0.005	314.73	3,06	0.019	C.V
1	527.423	4241.776	0.004	330.18	3,06	0.016	C.V
RDC	527.423	4769.199	0.002	337.674	3,06	0.013	C.V

Tableau VI.13: Vérification a L'effet (P-Δ) sens transversal. Sens Transversal :

• Sens Longitudinal

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ _k [m]	V _y [t]	h _k [m]	Θ	≤ 0.1
8	549.815	549.815	0.009	64.99	3,06	0.024	C.V
7	527.423	1077.238	0.01	122.76	3,06	0.028	C.V
6	527.423	1604.661	0.011	173.31	3,06	0.033	C.V
5	527.423	2132.084	0.012	216.64	3,06	0.038	C.V
4	527.423	2659.507	0.012	252.75	3,06	0.041	C.V
3	527.423	3186.93	0.011	281.63	3,06	0.040	C.V
2	527.423	3714.353	0.01	303.29	3,06	0.040	C.V
1	527.423	4241.776	0.008	317.73	3,06	0.034	C.V
RDC	527.423	4769.199	0.004	324.95	3,06	0.019	C.V

Tableau VI.14 : Vérification a L'effet (P-Δ) sens longitudinal.

Alors : Θ_k ≤ 0.1

Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

VI.1.3.6 Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

- M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

- W : le poids total de la structure.
- L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=20.05m.
- M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

• Sens Transversal:

$$M_s = W \times L/2 = 4769.2039 \times 33.6/2 = 80122.62t. m.$$

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
RDC	7.494	3,06	22.91
1	15.45	6,12	94.55
2	22.48	9,18	206.36
3	29.97	12,24	366.83

4	37.47	15,3	573.29
5	44.96	18,36	825.46
6	52.46	21,42	1123.69
7	59.95	24,48	1467.57
8	67.44	27,54	1857.29
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			6537.95

Tableau VI.15: Le moment de Renversement provoqué par effort sismique sens (X).

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{80122.62t}{6537.95} = 12.25 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ Condition Vérifier.

- Sens Longitudinal :

$M_s = W \times L/2 = 4769.2039 \times 12/2 = 28615.22 \text{ t. m.}$

Etage	F_i	$h_i [m]$	$F_i \times h_i$
RDC	7.22	3,06	22.09
1	14.44	6,12	88.37
2	21.66	9,18	265.11
3	28.88	12,24	353.49
4	36.11	15,3	552.48
5	43.33	18,36	795.53
6	50.55	21,42	1078.72
7	57.77	24,48	1414.20
8	64.99	27,54	1789.82
$M_{ry} = \sum F_i \times h_i =$			6359.81

Tableau VI.16: Le moment de Renversement provoqué par effort sismique sens (Y)

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{28615.22}{6359.81} = 4.49 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ Condition Vérifier.

-DONC :La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

VI.1.3.7 Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

a) Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \text{ Et } Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : la masse de l'élément i.
- X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

b) Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cj} = \sum I_{jy} \frac{X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \sum I_{jx} \frac{Y_j}{I_{jx}}$$

- I_{yi}: Inertie de l'élément i dans le sens y.
- X_i : Abscisse de l'élément I_{yi}.
- I_{xi}: Inertie de l'élément i dans le sens x.
- Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi}.

c) L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

• **L'excentricité Théorique:**

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivent x.

e_y : Excentricité théorique suivent y.

• **L'excentricité Accidentelle:** RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens-X : } e_{\text{Acc}} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 33.6 \Rightarrow e_{\text{Acc}} = 1.68 \approx 1.70 \text{ m} \\ \text{Sens-Y : } e_{\text{Acc}} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 12 \Rightarrow e_{\text{Acc}} = 0.6 \text{ m.} \end{array} \right.$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Etage	W [t]	Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.	
		G (x, y, z) [m]	R (x, y, z) [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	527423.52	16,64 6,07 1,53	16,80 6,02 2,31	0,16	0,05
1	527423.52	16,65 6,06 4,59	16,80 6,02 5,38	0,15	0,05
2	527423.52	16,65 6,06 7,65	16,80 6,02 8,44	0,15	0,05
3	527423.52	16,65 6,06 10,71	16,80 6,02 11,50	0,15	0,05
4	527423.52	16,65 6,06 13,77	16,80 6,02 14,56	0,15	0,05
5	527423.52	16,65 6,06 16,83	16,80 6,02 17,62	0,15	0,05
6	527423.52	16,65 6,06 19,89	16,80 6,02 20,68	0,15	0,05
7	527423.52	16,65 6,06 22,95	16,80 6,02 23,74	0,15	0,04
8	549815.74	16,64 6,14 26,01	16,80 5,99 26,83	0,16	0,14

Tableau VI.17 : Caractéristiques massique de la structure.

- Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Etage	Lx[m]	Ly [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	33.6	12	1,68	0,66
Etage 1	33.6	12	1,68	0,66
Etage 2	33.6	12	1,68	0,66
Etage 3	33.6	12	1,68	0,66
Etage 4	33.6	12	1,68	0,66
Etage 5	33.6	12	1,68	0,66
Etage 6	33.6	12	1,68	0,66
Etage 7	33.6	12	1,68	0,66
Etage 8	33.6	12	1,68	0,67

TableauVI.18: L'excentricité Accidentelle des étages.

Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2014, ces résultats. Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul

Des éléments principaux).

VI.2 Etude au vent :

VI.2.1 Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- La région.
- Le site.
- L'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

VI.2.2 Application des R N V 99 :

VI.2.2.1 La vérification de la stabilité d'ensemble :

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction appartient à la catégorie I [(article 1.1.3 RNV99)]

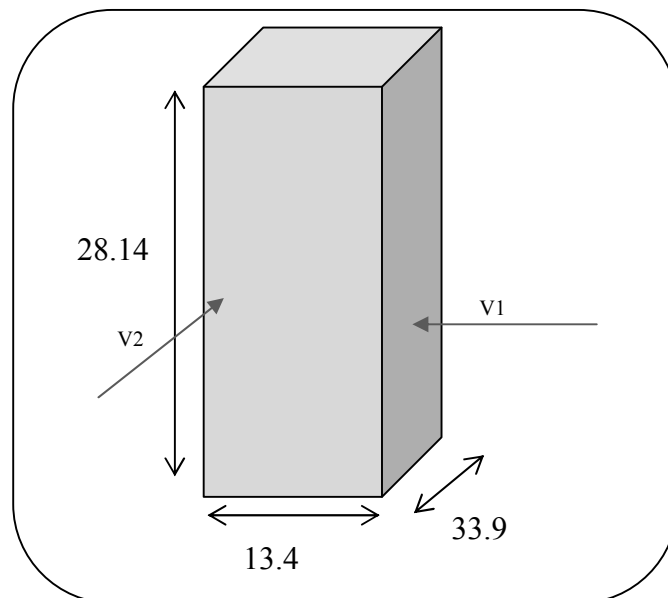


Figure VI.3 : Action du vent sur la structure.

L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

VI.2.2.2 Détermination du coefficient dynamique C_d :

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51):

Sens V_1 du vent:

$h= 28.14\text{m}$; $b=33.9\text{m}$.

Après l'interpolation : $C_d=0.93$

Sens V_2 du vent:

$h= 28.14\text{ m}$; $b= 13.4\text{ m}$.

Après l'interpolation : $C_d=0.95$

C_d dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

VI.2.2.3 Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à [article 3.1.1 des RNV99] La procédure qui convient pour notre cas est :

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur sont supérieures à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; avec « n » étant le nombre de niveaux de la Construction.

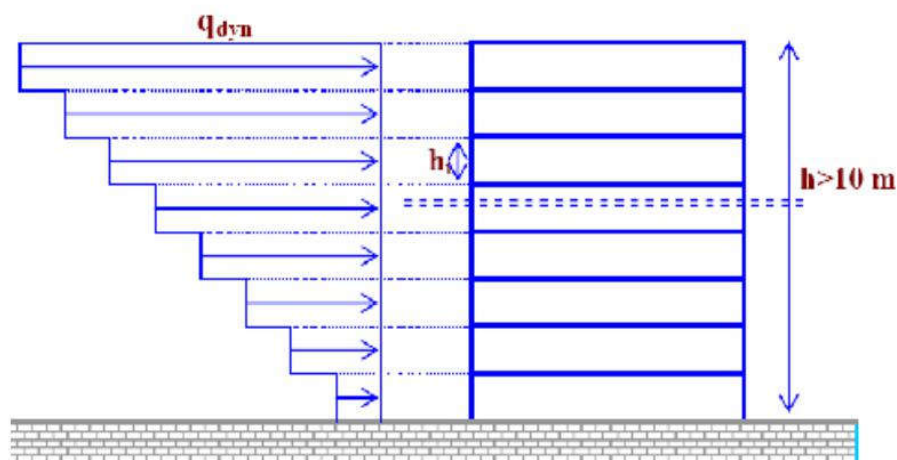


Figure VI.4 : Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 des RNV99).

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j

$q_{réf}$: pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

$q_{réf}$: donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Zone I $\rightarrow q_{réf} = 375\text{ N/m}^2$.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times [1 + (7 \times K_T) / (C_T(Z_{eq}) \times C_r(Z_{eq}))].$$

C_T : coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent.

Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 des RNV99).

Site plat $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$.

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent;

Sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$C_r = K_T \times L_n(Z_{min}/Z_0) \quad \text{pour} \quad Z_{min} \leq Z.$$

$$C_r = K_T \times L_n(Z_j/Z_0) \quad \text{pour} \quad Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m.}$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau [(2.4 des RNV99)] on a :

$$K_T = 0,24. \quad ; \quad Z_0 = 1 \text{ m.} \quad ; \quad Z_{min} = 16 \text{ m.}$$

Le tableau suivant résume les coefficients cités ci avant:

Zj (m)	Kt	Z0	Zmin	Cr	Ct	Ce	Qref	Qdyn N/m²
1.53	0,24	1	16	0.665	1	1.559	375	584.625
4.59	0,24	1	16	0.665	1	1.559	375	584.625
7.65	0,24	1	16	0.665	1	1.559	375	584.625
10.71	0,24	1	16	0.665	1	1.559	375	584.625
13.77	0,24	1	16	0.665	1	1.559	375	584.625
16.83	0,24	1	16	0.677	1	1.595	375	598.125
19.89	0,24	1	16	0.717	1	1.718	375	644.25
22.95	0,24	1	16	0,751	1	1.825	375	684.375
26.01	0,24	1	16	0,782	1	1.925	375	721.875

Tableau VI.19 : pression dynamique q_{dyn} .

VI.2.2.4 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ Alors $C_{pe} = C_{pe.10}$

a) Parois verticales :

Sens x :

$h = 28.14\text{m}$; $b = 13.4\text{m}$

$e = \text{Min}(b, 2h) \Rightarrow e = \text{Min}(13.2, 2 \times 28.14) \Rightarrow e = 13.4\text{m}$.

b : dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la Construction. $b = 13.2 \text{ m}$

h : hauteur total de la construction.

$d > e$ alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

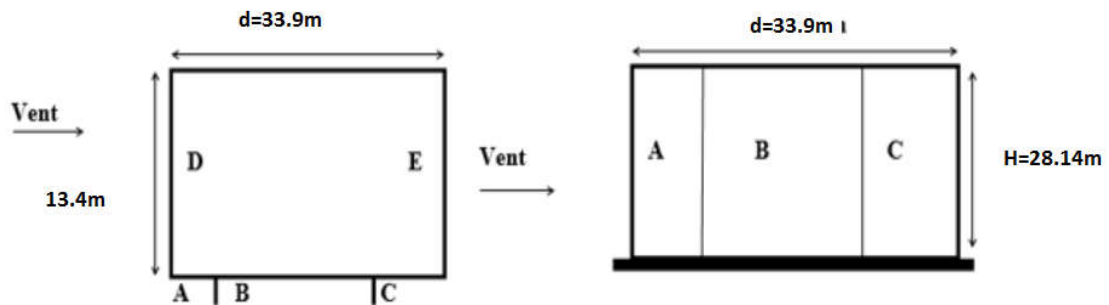
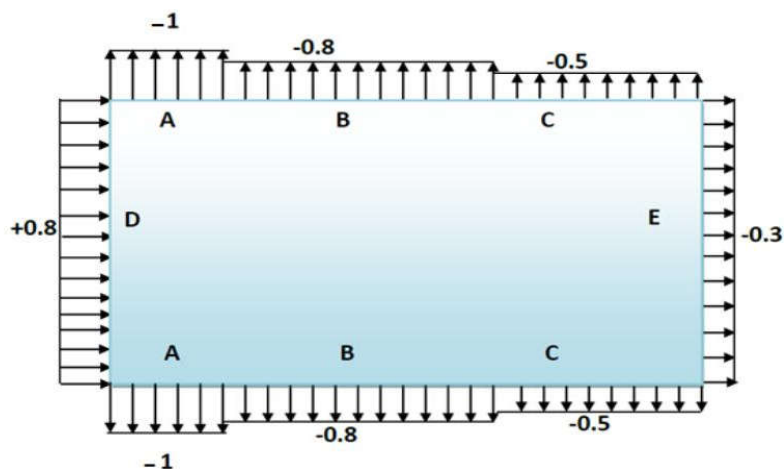


Figure VI.5 : Légende pour les parois verticales sens X.

$C_{pe, 10}$	A	B	C	D	E
	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau VI.20 : coefficients de pressions extérieures C_{pe} .



Sens Y:

$h = 28.14\text{m}$; $b = 33.9\text{m}$.

$e = \text{Min} (33.9, 2 \times 28.14)$. $e = 33.9 \text{ m}$.

$d < e$ alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

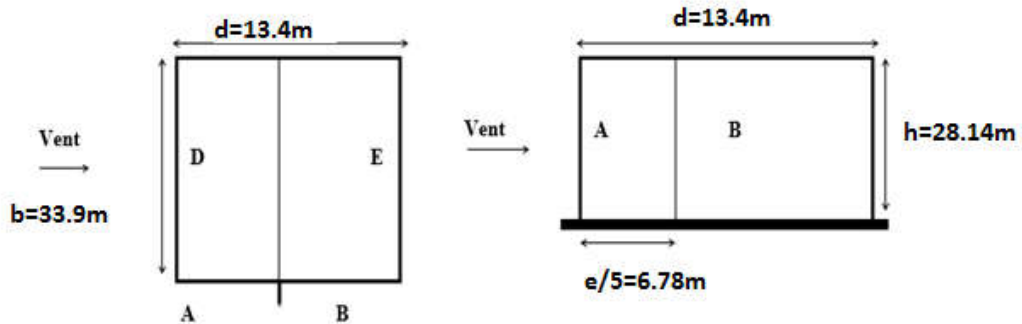
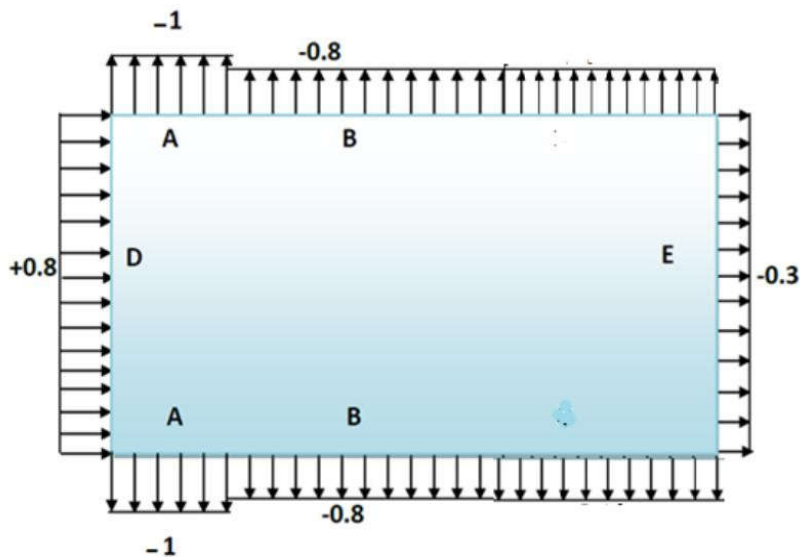


Figure VI.6 : Légende pour les parois verticales sens Y.

Les valeurs de $C_{pe, 10}$ pour les deux sens Y

$C_{pe, 10}$	A	B	D	E
	-1	-0.8	+0.8	-0.3

[(Tableau5.1 RNV99)]



b) Pour la toiture :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le tableau [5.2 (RNV99 P.66)].

$e = \text{Min} [b ; 2h]$

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

$$e = \text{Min} [33.9; 2 \times 28.14] \quad e = 33.9$$

	F		G		H		I	
	C _{pe 10}	C _{pe 1}	C _{pe 10}	C _{pe 1}	C _{pe 10}	C _{pe 1}	C _{pe 10}	C _{pe 1}
H _p /h = 0.025	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	

Dans notre cas h_p / h = 0.6 / 27.54 = 0.022

VI.2.2.5 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées: C_{pi} = 0,8 et C_{pi} = -0,5 [(article 2.2 des RNV99)].

VI.2.2.6 Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après:

on a le tableau suivant :

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après:

Zones	C _{pe}	C _{pi-1}	C _{pi-2}	C _{p1}	C _{p2}
A	-1	-0,5	0,8	-0,5	-1,8
B	-0,8	-0,5	0,8	-0,3	-1,6
C	-0,5	-0,5	0,8	0	-1,3
D	0,8	-0,5	0,8	1	0
E	-0,3	-0,5	0,8	0,2	-1,1
F	-1,6	-0,5	0,8	-1,1	-2,4
G	-1,1	-0,5	0,8	-0,6	-1,9
H	-0,7	-0,5	0,8	-0,2	-1,5
	-0,2	-0,5	0,8	0,3	-1
I	0,2			0,7	0,6

VI.2.2.7 Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions des catégories I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule [2.1(RNV.99)]:

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d: Coefficient dynamique.

W (N/m²) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j, calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j.

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{\text{dyn}}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

• **Calcul de la pression due au vent :**

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{\S1.2.2.1 RNV99}) \text{ [1]}$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

W : la pression nette exerce sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de Catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{\text{dyn}}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \text{ (2.8)}$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : hauteur du centre de l'élément j. $S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

Les construction pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $b/d \geq 3$, soit le rapport $h/d \geq 3$, soient vérifiés ; ou b est le dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

VI.2.2.8 Calcul des forces de frottement :

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{\text{dyn}}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \text{ [(\S1.4.3 RNV99)]}$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : hauteur du centre de l'élément j.

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j.

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j

$$C_{fr} = 0.01 \text{ [(Tableau 2.1 RNV99)]}$$

Pour les parois verticales : $S_{fr} = d \times h_j$ [(Tableau 2.2 RNV99)]

Pour la toiture : $S_{fr} = d \times b$ [(Tableau 2.2 RNV99)]

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées Sont celles pour lesquelles le rapport $b/d \geq 3$, soit le rapport $h/d \geq 3$, soient vérifiées

Sens X:

$$b = 13.4\text{m}; d = 33.9\text{m}; h = 28.14\text{m}.$$

$$b/d = 13.4 / 33.9 = 0.395 < 3 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$d/h=33.9/28.14= 1.20 < 3$ Condition non vérifiée

Sens Y:

$b = 33.9$ m; $d = 13.4$ m; $h = 28.14$ m.

$b/d=33.9/13.4 = 2.52 < 3$ Condition non vérifiée.

$d/h= 13.4 /28.14=0.476 < 3$ Condition non vérifiée.

VI.2.2.9 Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après)

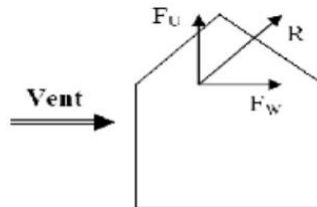


Figure VI.7 :Force résultante R

F_w : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_u : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \Sigma (q_j \times S_i) + \Sigma F_{frj}$$

Σ : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

q_j : pression du vent exerce sur l'élément de surface j

S_j : aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Le tableau suivant résume les résultats pour le sens longitudinal :

Zj (m)	Cp	s(x,x)m ²	s(y,y)m ²	Qdyn (N/m2)	qj(x)	qj(y)	R(x)N	R(y)N
1,53	0.2	41.00	103.37	584.625	108.74	111.07	4458.34	11481.30
4,59	0.2	41.00	103.37	584.625	108.74	111.07	4458.34	11481.30
7,65	0.2	41.00	103.37	584.625	108.74	111.07	4458.34	11481.30
10,71	0.2	41.00	103.37	584.625	108.74	111.07	4458.34	11481.30
13,77	-1.1	41.00	103.37	584.625	-598.07	-610.93	-24520.87	-63151.83
16,83	-0.6	41.00	103.37	598.125	-326.22	-340.93	-13375.02	-35241.93
19,89	-1.1	41.00	103.37	644.25	-659.06	-673.24	-27021.46	-69592.81
22,95	-0.6	41.00	103.37	684.375	-381.88	-390.09	-15657.08	-40323.60
26.01	-0.2	41.00	103.37	721.875	-134.26	-135.44	-5504.66	-14000.43

Tableau VI.21: Valeurs des forces de frottement sens transversal.

C_{pi} = -0,5 (sens transversal).

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -68245.73N = -68.245 KN$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -176385.4N = -176.385KN$$

Le tableau suivant résume les résultats pour le sens transversal

Zj (m)	Cp	s(x,x)m ²	s(y,y)m ²	Qdyn (N/m2)	qj(x)	qj(y)	R(x)N	R(y)N
1,53	-1,1	41.00	103.37	584.625	-598.07	-610.93	-24520.87	-62221.50
4,59	-1,1	41.00	103.37	584.625	-598.07	-610.93	-24520.87	-62221.50
7,65	-1,1	41.00	103.37	584.625	-598.07	-610.93	-24520.87	-62221.50
10,71	-1,1	41.00	103.37	584.625	-598.07	-610.93	-24520.87	-62221.50
13,77	-1,1	41.00	103.37	584.625	-598.07	-610.93	-24520.87	-62221.50
16,83	-1.1	41.00	103.37	598.125	-611.88	-625.04	-25087.08	-64610.38
19,89	-2.4	41.00	103.37	644.25	-1437.96	-1468.89	-58956.36	-151839.15
22,95	-1.9	41.00	103.37	684.375	-1209.29	-1235.29	-49580.89	-127691.92
26.01	-1.5	41.00	103.37	721.875	-1007.02	-1028.67	-41287.82	-106333.62

Tableau VI.22: Valeurs des forces de frottement sens longitudinal

$C_{pi} = 0,8$ (sens longitudinal).

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -297516.5 \text{ N} = -297.5165 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -761583.34 \text{ N} = -761.58334 \text{ KN}$$

• **Comparaison entre l'action sismique et le vent :**

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismiques.

Chapitre VII:

Ferraillage des éléments porteurs.

Chapitre VII : Ferrailage des éléments porteurs.

VII.1 Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 2003 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

VII.2 Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
 - **Q** : Charges d'exploitations et
 - **E** : Efforts sismiques.
- ❖ Combinaisons prises en compte :
- **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;
 - $1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$
 - $G + Q \longrightarrow \text{E.L.S.}$
 - **RPA99 (version 2003)** : Combinaisons accidentelles;
 - $$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$
 - $$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$
 - $$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Voiles}$$

Le tableau ci-après:

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau VII.1: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

VII.3 Etude des poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts.

VII.3.1 Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferraillage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

- Selon BAEL91 : ELU : $1,35G + 1.5Q$

$$ELS : G + Q$$

- Selon RPA99/2003 : $G + Q + E$

$$0.8G \pm E$$

VII.3.2. Etapes à suivre :

a). Les armatures longitudinales :

Recommandation du L'RPA99 (version 2003):

- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone I.
- Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$
- La longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone IIa.

Avec : B : Section de la poutre.

b). Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t, \min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section et

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times O \right)$$

En dehors de la zone nodale : $S = \frac{h}{2}$

➤ **Règlement BAEL91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

VII.3.3.Sollicitation du calcul :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

1) **Poutre principal :**

a) **Armatures Longitudinales :**

$b = 30 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$, $d = h - c = 45 - 3.5 = 41.5 \text{ cm}$.

❖ **En Travée**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} , \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 , \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} , \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Travée	65.36	0.089	0.392	0.117	0.953	4.74

❖ En Appuis :

➤ Accidentelle : G+Q+E :

	M (kn,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Appuis	177.95	0.186	0.392	0.259	0.896	11.96

Vérifications nécessaires pour les poutres :

➤ **BAEL :**

• **Condition de non fragilité (art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 41.5 \times 2.1}{400} = 1,50 \text{cm}^2$$

• **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.01 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{pour la poutre principale}$$

➤ **RPA99/version 2003 :**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre d'après le RPA 2003 est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

◆ **Tableau Récapitulatif :**

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPa} (cm ²)	A_{min}^{RPa} (cm ²)	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
Travée	4.74	1.72	1.35	6.75	6.75	3HA12+3HA14= 8.01
Appuis	11.96	1.72	1.35	6.75	11.96	3HA14+6HA16 = 16.68

Tableau VII.2: Tableau Récapitulatif

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	Eléments	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.117	65.36	48.2	1.36	0.43	Vérifier
	Appuis	0.259	177.95	128	1.39	0.445	Vérifier

➤ **Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$M_{max}^t = 65.36$ KN.m

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{4.80} = 0.0937 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{45}{480} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0937 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{8.01}{30 * 41.5} = 0.0064 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

b) Armatures transversales :

Choix de \emptyset_T :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{450}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) = 12 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,35 \text{ cm}$

D'après RPA 2003 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12 \text{ min} \phi, 30 \text{ cm}) = 9.6 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 90 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

- **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 30}{235} = 1,02 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 2003 :

$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow$ en zone nodale

$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ en dehors de la zone nodale

Donc on prend :

4HA8 avec $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

5HA8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^{max} = 170 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{170000}{300 \times 415} = 1,37 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3,33 ; 5\} \dots \text{c.v}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. $\bar{\tau}_u = \min (0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 1,37 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \text{ (c.v)}$$

2) Poutre secondaire :

$b = 30\text{cm}$, $h = 40\text{cm}$, $c=3\text{cm}$, $d = h-c=40-3= 37\text{cm}$

❖ En Travée

➤ ELU :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} , \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 , \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$

$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} , \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

	M (kn,m)	μ	μl	α	B	A (cm ²)
Travée	60.25	0.123	0.392	0.136	0.946	4.95

❖ En Appuis :

➤ Accidentelle : G+Q+E :

	M (kn,m)	μ	μl	α	B	A (cm ²)
Appuis	121.37	0.159	0.392	0.218	0.913	8.98

Vérifications nécessaires pour les poutres :

☒ BAEL :

- Condition de non fragilité (art A.4.2) :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$A > \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1,34\text{cm}^2$

Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :

$A_{\min}^{RPA} = 0.001 b \times h$

$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$ pour la poutre secondaire

☒ RPA99/version 2003 :

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre

d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

5 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

◆ **Tableau Récapitulatif :**

	A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPa} (cm^2)	A_{min}^{RPa} (cm^2)	A_{max}	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
Travée	4.94	1.34	1.2	6	6	3HA12+3HA14= 8.01
Appuis	8.98	1.34	1.2	6	8.98	3HA14+3HA16 = 10.65

Tableau VII.3 :Tableau Récapitulatif poutre secondaire

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	Eléments	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	Γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.S	Travée	0.136	60.25	48.2	1.25	0.375	Vérifier
	Appuis	0.218	121.37	42.94	2.82	1.16	Vérifier

➤ **Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{\text{max}}^t = 60.25 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.80} = 0.0833 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

- $$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{8.01}{30 * 37} = 0.007265 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0930 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

Armatures transversales :

Choix de ϕ_T :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{400}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) = 11. \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8$ mm de nuance FeE235

- Espacement :**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22): $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12 \text{ min}\phi, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{BAEL}}, S_{t \text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

- La section de ferraillage transversal**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 30}{235} = 1.02 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

3HA8 avec $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4HA8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

- Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^{max} = 161 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{161000}{300 \times 370} = 1.45 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{c.v}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. $\bar{\tau}_u = \text{min} (0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 1.45 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \text{ (c.v)}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poutre	Position	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
P.P (30×45)	Travée	3HA12+3HA14	8.01 cm ²
	Appui	3HA14+6HA16	16.68cm ²
P.S (30×40)	Travée	3HA12+3HA14	8.01 cm ²
	Appui	3HA14+3HA16	10.65 cm ²

Tableau VII.4: Les résultats des ferraillages des poutres

➤ Présentation du ferraillage

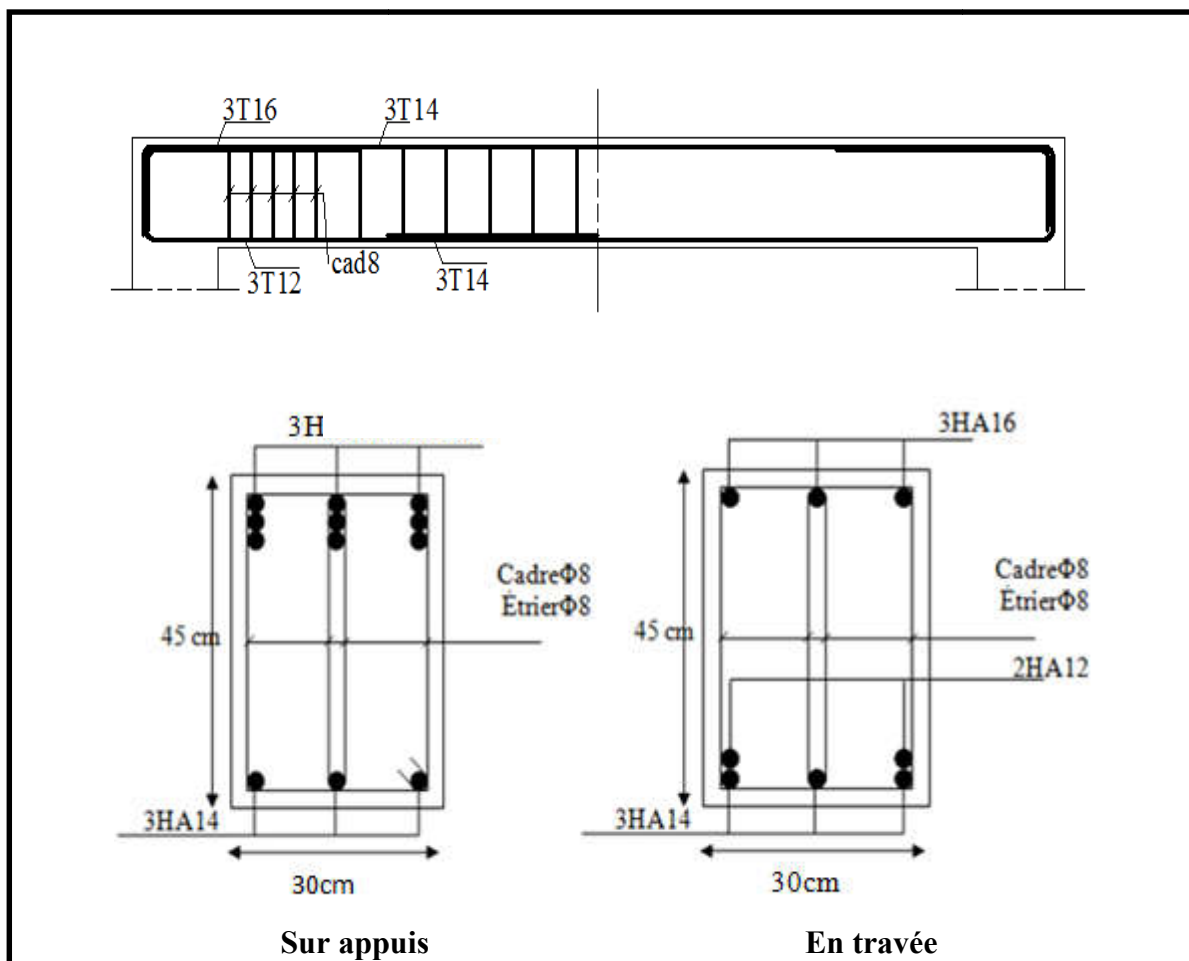


Figure VII. 1 : Ferraillage des poutres principales.

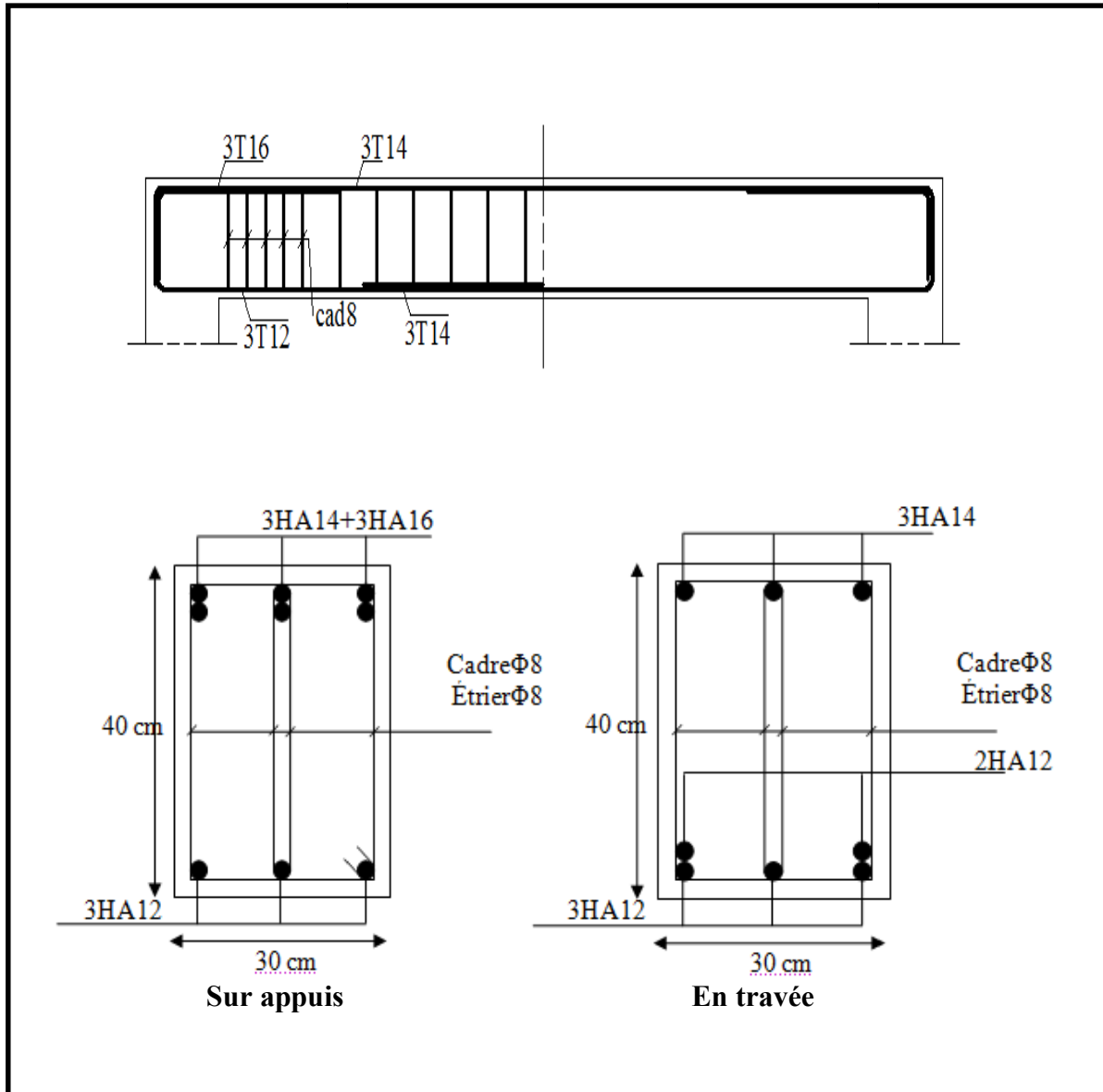


Figure VII. 2 : Ferraillage des poutres secondaire.

VII.3.4 Etude Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée

VII.3.4. 1.Le ferraillage :

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:
 -N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.

- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$\underbrace{N (d - c') - M_a}_{(A)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(B)}$$

Le moment fictif :

$$M_a = Mg + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A=A^f \rightarrow A=A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

VII.3.4.2.Combinaisons des charges :

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

Selon le BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable : 1,35 G +1,5 Q (C1)

Selon le R.P.A 99/version 2003 : Situation accidentelle (article 5.2 page 38)

G+Q+E.....(C2)

0,8G±E.....(C3)

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

- 1) N_{max} ↔ M_{corr}
- 2) M_{max} ↔ N_{corr}
- 3) 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).

Recommandation de l’RPA 99/Version 2003 :

VII.3.4.3.Ferraillage longitudinale :

D’après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par:

- Pourcentage maximal .:

$$\begin{cases} 4 \% \text{ en zone courante} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

- Pourcentage minimal (zone IIa) : 0,8 %
- Diamètre minimum : 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa .

VII.3.4.4.Armatures transversales :RPA99 (art 7.4.2.1) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

t : est l'espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

t : est l’espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $t \leq \min (10 \phi_l , 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

La quantité des armatures transversales vers soles $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

➤ **BAEL91 : (art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

VII.3.4.5.Exemple de calcul ferrailage.

Soit le poteau du RDC (dimension 45×50) :

$c = c' = 4 \text{ cm}$; $s = 45 \times 50 \text{ (cm)}$;

acier Fe E400; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa}$;

$L = 3.06 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

ELU		G+Q+E		0.8G±E		ELS	
N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.m)	M_{MAX} (KN.m)	N_{COR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{COR} (KN.m)	N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.m)
3083.55	11.45	175.19	2001.73	13.28	-20.09	2253.31	8.37

✓ **ELU :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{306}{250}\right\} = 2cm$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{11.45}{3083.55} = 0.0037 m = 0.37 cm$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.37 = 2.37 cm$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$l_f / h < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 m.$$

$$l_f / h = 3,89 < \max(15 ; 0,95)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 14.84$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.625 \end{cases}$$

ϕ : Généralement égal à 2

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

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 0.625 \times 2) = 0.00894 m = 0.894 cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,37 + 0,894 = 3,264 cm.$$

$$e = 3.264 cm = 0,0364 m.$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 3083.55 \times 0,0364 = 112.24 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 3083.55 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 112.240 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.04) \cdot 0.45 \times 0.50 \times 14.2 = 0.43483 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 112.24 + 3083.55 \times (0.46 - 0.50/2) = 750.3375 \text{ KN.m}$$

$$B = 3083.550 (0,46 - 0,04) - 750.3375 = 525.85 \text{ MN.m}$$

$A < B$; donc calculer C

$$C = (0.5h - c') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$C = (0.5 \times 0.50 - 0.04) 0.45 \times 0.50 \times 14.2 = 0.67$$

$C < B$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{M(d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - d') \sigma^2} = \frac{112.240 (0.46 - 0.5 \times 0.50) 0.45 \times 0.50 \times 14.2}{(0.46 - 0.04) 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma^2} A' = \frac{3083.55 - 0.45 \times 0.50 \times 14.2}{348} \times 0.51 = 4.56$$

✓ **G+Q+E :**

$$M_{\max} = 175.19 \text{ KN}; N_{\text{cor}} = 2001.73 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{175.190}{2001.730} = 0.0875 \text{ m} = 8.75 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 8.75 = 10.75 \text{ cm}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 0.625 \times 2) = 0.00819 \text{ m} = 0.811 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 6.33 + 0.811 = 7.141 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2001.73 \times 0.07141 = 142.94 \text{ KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\max} = 2001730 \text{ N}; M_{\text{corrigé}} = 142940 \text{ N.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 4) 45 \times 50 \times 18.5 = 566516.25 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 142.940 + 2001.73 \times (0.46 - 0.50/2) = 143360.36 \text{ N.m}$$

$$B = 2001730 (0.46 - 0.25) - 143360.36 = 277003.3 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

☒ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{143360.36}{18.5 \times 45 \times (46)^2} = 0.081 < \mu_l = 0.392 \quad \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.105$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.958$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{143360.36}{400 \times 0.958 \times 46} = 8.1329 \text{ cm}$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 8.1329 - \frac{2001730}{100 \times 400} = -41.91 \text{ cm}^2$$

✓ **0,8G±E:**

$$N_{\min} = 13.28 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 20.09 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{20.09}{13.28} = 1.51 \text{ m} = 150 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 150 = 152 \text{ cm}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 0.625 \times 2) = 0.00894 \text{ m} = 0.894 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1.52 + 0.894 = 2.41 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 13.28 \times 2.41 = 32.06 \text{ KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\max} = 13280 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 32060 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 4) \cdot 45 \times 50 \times 18.5 = 566516.25 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 32060 + 13280 \times (0.46 - 0.50/2) = 29271.2 \text{ N.m}$$

$$B = 13280 (0.46 - 0.25) - 29271.2 = -26482.4 \text{ N.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

☒ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{29271.2}{18.5 \times 50 \times (46)^2} = 0.0149 < \mu \ell = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.01876$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.992$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{29271.2}{18.5 \times 0.992 \times 46} = 0.035 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 0.035 - \frac{13280}{100 \times 400} = -0.297 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des sections :**

-D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \text{ min}} = 0,8\%(b \cdot h)$ (zone IIa).

$$A_{s \text{ min}} = 0,8\%(b \cdot h) = 0.008 \times 45 \times 50 = 18 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 46 \times \frac{2.1}{400} = 2.49 \text{ cm}^2$$

	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min BAEL}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
ELU	4.56	2.49	18	6HA20+2HA16 = 22.87 cm ²
0,8G±E	0			
G+Q±E	0			

Tableaux VII.5. Les choix des sections

Vérification à L'ELS

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de $(N_{\text{ser}}, M_{\text{ser}})$

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 2253.31 \text{ kN}; M_{ser} = 8.37 \text{ N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{8.37}{2253.31} = 0,00371 \text{ m} = 0,03 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.03 < \frac{h}{6} = 8.33 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 50 \times 55 + 15(25,13) = 3126.95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 27,42 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 27,42 = 27,58 \text{ cm}$$

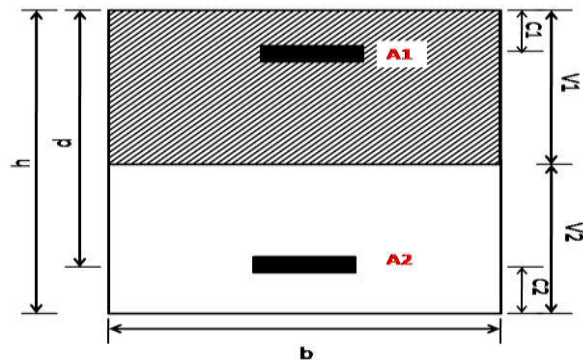


Figure VII.3 :section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (27,42^3 + 27,58^3) + 15[12,57(27,42 - 4)^2 + 12,57(27,58 - 4)^2] = 904518.82 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 6120 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{2132710}{100 \times 3126.95} = 6.82 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{6120}{904518.82} = 0.00676$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 6.82 + 0.00676 \times 27,42 = 7.005 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 7.005 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[6.82 + 0.00676(27,42 - 4)] = 104.67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[6.82 - 0.00676(49.5 - 27,42)] = 100.06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 104.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 100.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

❖ Armatures transversales :

• Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 140.14 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{140.14 \times 10^3}{450 \times 460} = 0.677 \text{ Mpa}$$

RPA v2003 (7.4.3.2) :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 4.65$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.677 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.00 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\tau = 0.677 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Calcul d'armature transversale:**

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante :
$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.50} \right); \lambda_g = (3,895) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003.[Art.7.4.2.2]

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend $t = 10$ cm
- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t = 10$ cm en zone nodale et $S_t = 15$ cm dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 140140 \times 100}{500 \times 400} = 2.63 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA12+4HA10

✓ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 140140 \times 150}{500 \times 400} = 3.94 \text{ cm}^2$$

Soit (3cadre T8 +3 cadre T8)

• **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale** $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 45 = 1,35 cm^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courant** : $t=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.025 cm^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 mm$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30cm ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm})$ Condition Vérifier

S poteau(cm ²)	A cal (cm ²)	N ^{mbr} des barres	A adapté(cm ²)
50×45	18	3HA20+3HA20	22.87

Tableau VII.6 Armatures Des Poteaux

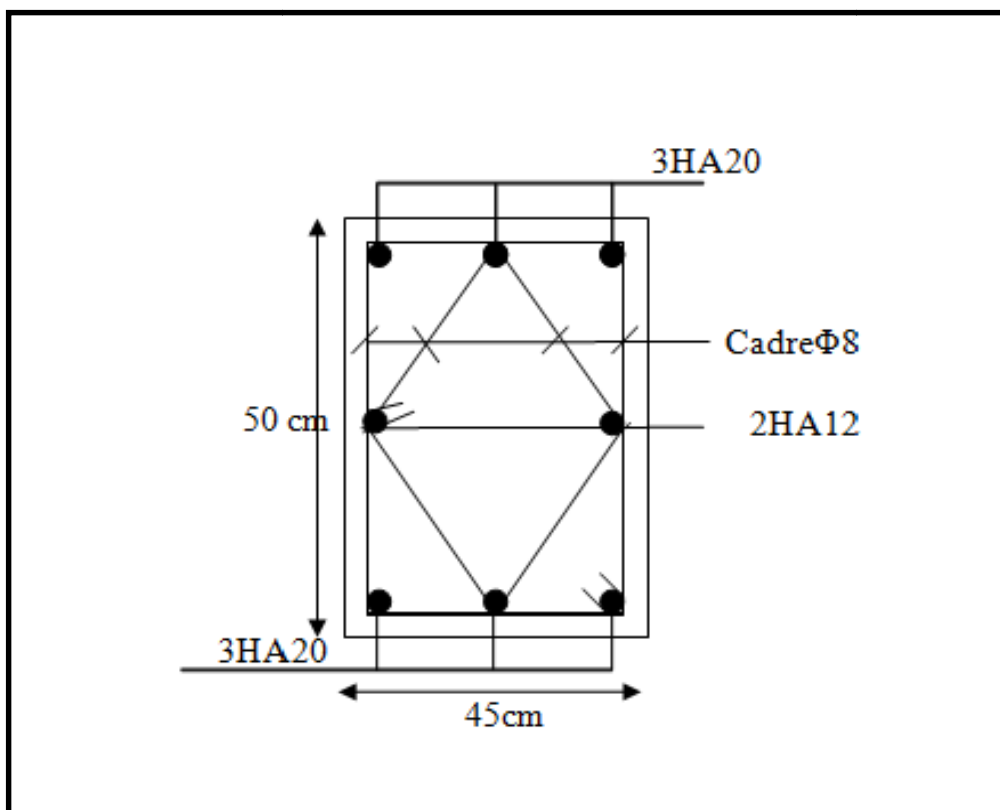


Figure VII .4 : Ferrailage des poteaux.

VII.3.5 Ferrailage des voiles :**VII.3.5.1 Introduction :**

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme. Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transversaux.

VII.3.5.2 Types d'armatures :**VII.3.5.2 .1 Armatures verticales :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

❖ **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%:**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

VII.3.5.2 .2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - ✓ globalement dans la section du voile 0,15%
 - ✓ en zone courante 0,10%
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$St \leq 1,5a$ $St \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a)$, avec **a**: épaisseur du voile.

$St \leq 30\text{cm}$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $L / 10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - ✓ 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{avec } V = 1.4V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VII.3.5.2 .3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

VII.3.5.3 Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :**VII.3.5.3 .1 Ferrailage vertical :**

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Entièrement tendu (S. E. T).

Entièrement comprimée (S. E.C).

partiellement comprimée (S. P. C).

VII.3.5.3 .2Etapes de calcul :

✓ **Détermination de la nature de la section :**

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$)

- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

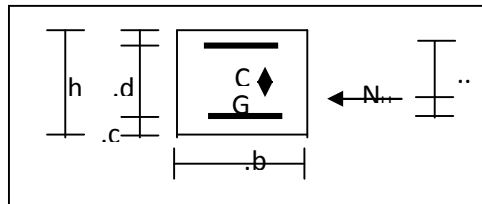
✓ **Calcul des sections suivant leurs natures :**

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

données par : $A=0$; $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s}$

$$\text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

- **section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

Pour les voiles pleins.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{array} \right.$$

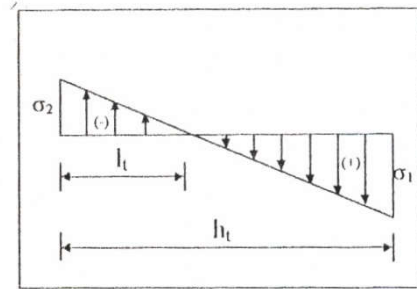


Fig.1

☒ 1^{ère} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

☒ 2^{ème} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

☒ 3^{ème} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

○ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$

○ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$

○ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h$ (en zone courante)

VII.3.5.4 Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes:

- **N = 0,8 NG ± NE**
- **M = 0,8 MG ± ME**

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- **N = NG + N Q ± NE**
- **M = MG + MQ ± ME**

VII.3.5.5. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

* $N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$

* $M = 0,8M_g + M_e$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

VII.3.5.6 Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91



Figure VII.5 : Disposition de voile à choisir .

VII.3.5.6.1. Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L= 3.0 m)

G+Q± E: $M_{max} \longrightarrow N_{corr}$

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	444.35	1016.57	1549.82

$$M= 1549.82 \text{KN.m}$$

$$N= 1016.57 \text{KN}$$

$$H= 3.0 \text{ m} ; c=4\text{cm}$$

$$d= h-c = 2.96\text{m}; a=0,15 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1549.82}{1016.57} = 1.52\text{m}$$

$$\checkmark A = (0.337 h - 0.81 c^2) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 3.0 - 0.81 \times 0.04) 0.15 \times 3 \times 14.2 = 62532.54 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark B = N_u (d-c') - M_{ua}$$

- $M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1549.82 + 1016.57(2.96 - 1.5) = 3034.01 \text{ KN.m}$

$$B = 1016.57 (2.96 - 0.04) - 3034.01 = -65.63 \text{ KN}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

VII.3.5.6.1. 1 Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 1.52}{3.0} = 10.13$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{3.0} = 0,51$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.51 < 10.13 \dots\dots\dots (c.v)$$

VII.3.5.6.1. 2 Calcul de ferraillage :

VII.3.5.6.1. 2.1. Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u (d - \frac{h}{2}) = 3034.01 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

M_1 (KN.m)	μ	μ_t	α	B	A_f (cm ²)
3034.01	0,123	0,392	0,165	0,934	54.14

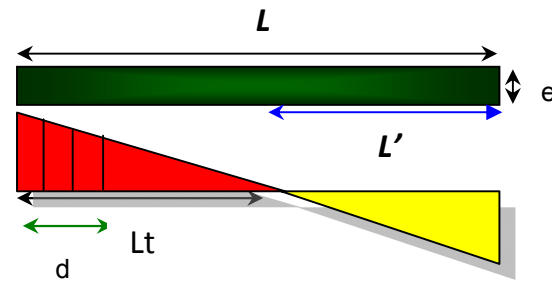
VII.3.5.6.1. 2.2 Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

N (N)	A_f (cm ²)	A_{cal} (cm ²)
1016570	54.14	28.72

VII.3.5.6.1. 3. L'armature verticale minimal

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1016.57 \times 10^3}{150 \times 3000} + \frac{6 \times 1549.82 \times 10^6}{150 \times (3000)^2} = 9.147 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1016.57 \times 10^3}{150 \times 3000} - \frac{6 \times 1549.82 \times 10^6}{150 \times (3000)^2} = -4.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.01 \text{ m}$$

Alors $A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 1.01 \times 0.15 = 3.03 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 300 = 6.63 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA}) = \max(28.72 ; 3.03)$

Alors on prend $A = 28.72 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 3.5 - 2 \times 1.01 = 0.98 \text{ m} > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times (98) = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c < A_{\min}^g$$

Niveau	A_{tendue} (cm^2)	A_c (cm^2)	A_{tot} (cm^2)	A_{\min}^g (cm^2)	Condition	A_{adopt}
RDC V(0,15×3.0×3,06)	28.72	1.47	30.19	6.63	Vérifier	16HA12×2=36.2

Tableau VII.7 : Armatures des voiles.

☒ L'espacement

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1,5 \times 15; 30 \text{ cm}) = 22,5 \text{ cm}$$

On prendre : $S = 22,5 \text{ cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{22,5}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{11,25; 15\} \Rightarrow D = 11,25 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 11,25 \text{ cm}$

VII.3.5.6.1. 4. Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majeure de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1,4 \times 444,35 \times 10^3}{150 \times 2960} = 1,40 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

VII.3.5.6.1. 5 Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

* Globalement dans la section du voile :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0,001 \times b \times 1 \text{ m} = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : A hor = 6HA 8 cm² par ml

.Présentation du ferrailage des voiles

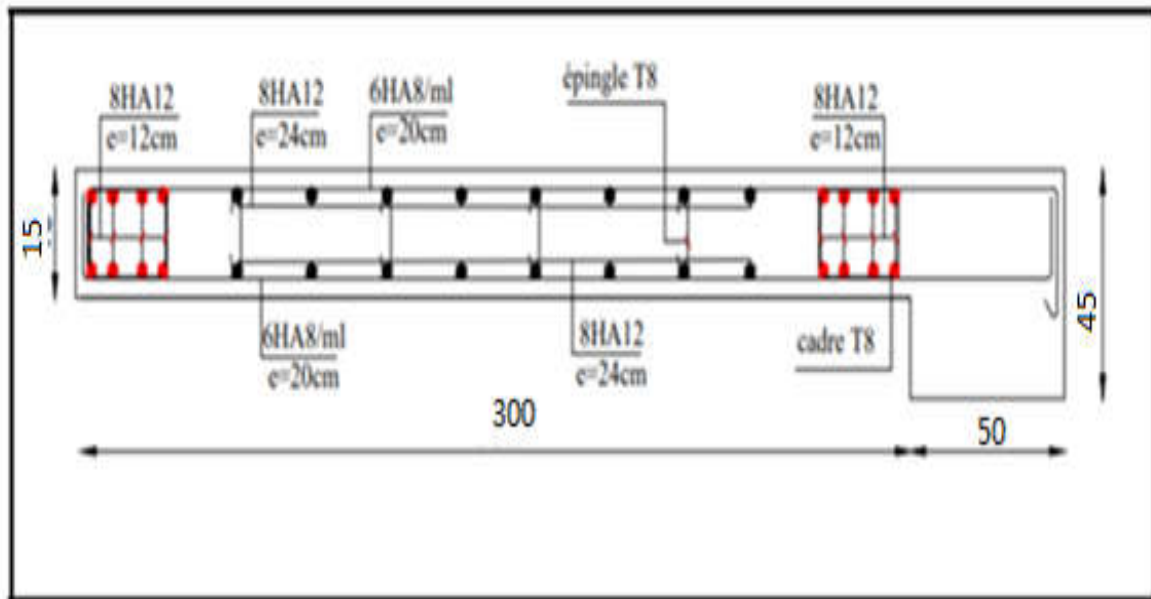


Figure VII.6: Ferraillage de voile.

Chapitre VIII :

Etude de l'infrastructure

VIII. Etude des fondations:

VIII 1. Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la Superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

VIII 1.1.Fondations superficielles :

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la Transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

VIII 1.2.Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VIII .1.3.Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la Connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectué au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur **1.7 bars** pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

- ❖ L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
- Jouer le rôle d'Appuis.
- Assurer la liaison.
- Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

VIII .2.Etude des fondations:

VIII .2.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol}).

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette Charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton Armé. ($\sigma_{sol}=1.7 \text{ bars}$).

VIII .2.2 . Choix du type de fondation :

- ⇒ Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :
 - Le poids de la structure.

- La capacité portante du sol.
- L'économie dans la réalisation.
- La rapidité et la facilité d'exécution.
- Stabilité totale de L'ouvrage.

⇒ **Choix de type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.7 bars, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser :(Le radier général)

VIII .2.3. Radiers :

VIII .2.3.1. Généralités :

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

VIII .2.3.2.Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle. Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans le cas de couches sous-jacentes très compressibles, le concepteur doit vérifier que le point de passage de la résultante générale coïncide sensiblement avec le centre de gravité du radier.

VIII .2.3.3. Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
 - les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
 - l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
 - la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
 - Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
 - Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.
- Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

VIII .2.3.4. Justification :

Si : $S_{\text{semelle}}^{\text{totale}} \geq 50\% S_{\text{bâtiment}}$ (Radier général)

$$P_{\text{ser}}(\text{max}) = G + Q = 50711.58 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars}$$

n: Nombre de poteaux au niveau de étage = 30.

Surface de semelle (S_{semelle}):

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{P_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{50711.58}{170} = 298.30 \text{ m}^2$$

-Surface du bâtiment total :

$$S_{\text{totale}} = L_x \times L_y = (33.9 \times 12.3) - (4.8 \times 4.8 + 4.8 \times 3.5) = 377.13 \text{ m}^2$$

$$\text{Si : } \frac{298.30}{377.13} = 79.09 > 50\% \quad (\text{Radier général})$$

VIII .3. Calcul le Radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre de radier.

VIII .3.1. Combinaison d'action :

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VIII .3.2.Pré-dimensionnement :

a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

➤ Condition forfaitaire :

- Sous voiles : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h_r : Épaisseur du radier.

L_{\max} : le plus grand travail.

$$L_{\max} = 480\text{cm} \rightarrow 60\text{cm} \leq h_r \leq 96\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 60\text{cm}$

- Sous poteaux :

-La dalle : La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow h_r \geq \frac{480}{20} = 24\text{cm}$$

Avec : h_r : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $h_r = 50\text{cm}$

b. La nervure :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : distance maximale entre deux files successives. ($L_{\max} = 4.80\text{m}$)

$$b \geq \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

c) condition de rigidité (longueur élastique) :

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

L_e : Longueur élastique.

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MN/m}^3$

b : largeur du radier. (bande de 1 mètre).

$$\text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$L_{\max} = 4,80 \text{ m}$, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$, $K = 4000 \text{ t/m}^3$.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \cdot L_{\max}^4}{E \cdot \pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4,80^4}{3216420 \times 3,14^4}} = 0,68 \text{ m} \quad h \geq 0,68 \text{ m}$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h = 80 \text{ cm}$ pour les nervure.

$h_r = 50 \text{ cm}$ pour le radier.

$b = 60 \text{ cm}$

Aucune entrée de table d'illustration n'a été trouvée.

Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,016}{4000 \times 1}} = 7,17 \text{ m}$$

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \rightarrow L_e = 7,17 \text{ m} \geq \frac{2 \times 4,8}{3,14} = 3,06 \text{ m} \rightarrow \text{c.v}$$

VIII .3.3.Calcul de la surface minimale du radier:

VIII .3.3.1 Détermination des efforts :

ELU: $N_u = 69229,09 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 50711,58 \text{ KN}$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{69229.09}{1.33 \times 170} = 306.18 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{50711.58}{1.33 \times 170} = 224.28 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 377.13 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 224.28 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x: longueur en plan (33.90 m).

L_y: largeur en plan (13.40 m).

VIII .3.3.2.Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ Où: } h_r = 0.50\text{m}$$

$$D \geq \text{Max} (25\text{cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend **D = 0.4 m** alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 377.13 + 0.4 \times 2 \times (33.9 + 13.4) = 415.01 \text{ m}^2$$

VIII .3.3.3.Poids du radier :

$$G = (415.01 \times 0.50 \times 25) = 5187.63 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action :

$$N_u = 69229.09 + 1.35 (5187.63) = 76232.38 \text{ KN}$$

$$N_s = 50711.58 + 5187.63 = 55899.21 \text{ KN}$$

VIII .4. Vérifications de radier :

VIII .4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h = 0.9 x 50 = 45 cm

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{76232.38 \times 1}{415.01} \cdot \frac{4.80}{2} = 440.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.44085}{1 \times 0.45} = 0.978 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

VIII .4.2.Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 415.01 \times 10 \times 1.8 = 11205.27 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 1.8 m)

$$G = 47692.039 \text{ KN}$$

$$G = 47692.039 \text{ KN} > 11205.27 \text{ KN}$$

\Rightarrow Pas de risque de soulèvement de la structure.

VIII .4.3. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

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

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales

$$N_{\text{total}} = 36470.81 \text{ KN}$$

$$M_x = 672.06 \text{ KN}$$

$$M_y = 2245.71 \text{ KN}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N total(KN)	36470.81	36470.81
M(KN.m)	672.06	2245.71
e(m)	0.0184	0.0615
L/4(m)	8.48	3.35
Condition	Vérifier	Vérifier

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 43503.34m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 6797.24m^4$$

Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum Si \times Xi}{\sum Si}$$

$$Y = \frac{\sum Si \times Yi}{\sum Si}$$

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	ex	ey
X_G	17.35	16.95	0.4	/
Y_G	7.1	6.7	/	0.4

VIII .4.4.Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 170 = 226.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 17.35 \text{ m}, Y_g = 7.1 \text{ m}$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	43503.34	50711.58	720.69	492.74
Y-Y	6797.24	50711.58	2248.79	492.74

	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)	σ̄ _{sol} (KN/m ²)	σ _m ≤ σ̄ _{sol}
SENS X-X	103.205	102.63	103.06	226.1	C.V
SENS Y-Y	105.26	100.57	104.09	226.1	C.V

VIII.5.Ferraillage du radier:

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

VIII .5.1.Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x, μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

• **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$ $q_u = 76232.38 / 492.74$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$ $q_{ser} = 55899.21 / 492.74$
$q_u = 154.71 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 113.44 \text{ KN/m}^2$

• **Ferrailage de la dalle de radier :**

Le plus grand panneau est le panneau du $(4.8 \times 4.8) \text{ m}^2$.

Le panneau intermédiaire

L'ELU : $\nu = 0$; $q_u = 154.71 \text{ KN/m}$

$\alpha = 4.8 / 4.80 = 1 > 0.4$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1.000$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0368 \times 154.71 \times (4.8)^2 = 131.17 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 1.000 \times 131.17 = 131.17 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 131.17 = 111.49 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 131.17 = 111.49 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0.3 \times 131.17 = 39.35 \text{ KN.m/ml.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad , \quad \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\emptyset \leq \frac{600}{10} = 60 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm.}$$

$$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x}{2} - \frac{\emptyset_y}{2} = 42 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.5 \times 2.1 / 400 = 5.13 \text{ cm}^2$$

✓ Sens- y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42 \times 2.1 / 400 = 5.07 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 50 \times 100 = 5.00 \text{ cm}^2$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (N ×m)	39.35	111.49	39.35	111.49
μ	0.0153	0.0434	0.0157	0.0445
μ<μ _L	CV	CV	CV	CV
A _s ' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.0192	0.0555	0.0197	0.0569
B	0.992	0.977	0.992	0.977
σ _s	348	348	348	348
As (cm ² /ml)	2.68	7.72	2.71	7.81
As _{min} (cm ² /ml)	5.13	5.13	5.07	5.07
Choix des barres/ml	6HA12	5HA14	6HA12	5HA14
As _{corres} (cm ² /ml)	6.79	7.70	6.79	7.70
Espacement (cm)	12	12	12	12

L'ELS: v = 0.2 ; q_s = 113.44 KN/m

$$\alpha = 4.8/4.80 = 1 > 0.4$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art 4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0441$$

$$\mu_y = 1.000$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0441 \times 113.44 \times (4.8)^2 = 115.262 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 1.000 \times 115.262 = 115.262 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 144.881 = 115.262 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 144.881 = 115.262 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0.3 \times 115.262 = 34.578 \text{ KN.m/ml.}$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mser (KN.m)	34.578	115.262	34.578	115.262
μ	0.0128	0.0122	0.013	0.0125
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15
α	0.0161	0.0153	0.0160	0.0157
B	0.993	0.992	0.991	0.992
σ_{st} (MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm ² /ml)	4.06	13.56	4.12	13.72
As _{min} (cm ² /ml)	5.13	5.13	5.07	5.07
choix des barres/ml	6HA12	6HA16	6HA12	6HA16
As _{corr} (cm ² /ml)	6.79	12.06	6.79	12.06
Espacement cm	12	12	12	12

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{154.71 \times 4.80 \times 4.8}{2(4.8) + 4.80} = 247.536KN$$

$$\tau_u = \frac{247.536 \times 10^3}{1000 \times 420} = 0.550Mpa$$

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

$$\tau_u = 0.550 < [\tau_u] = 2.5Mpa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

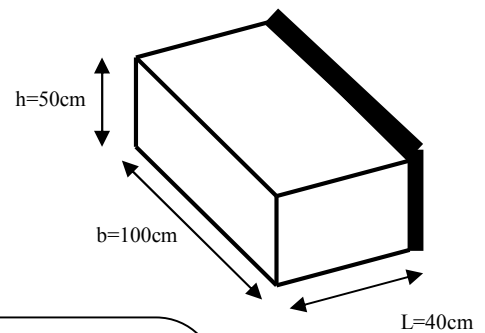
• Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 0.60m

$b = 1\text{m}$

$d = 0.9 h = 0.45\text{m}$



✓ Présentation schématique :

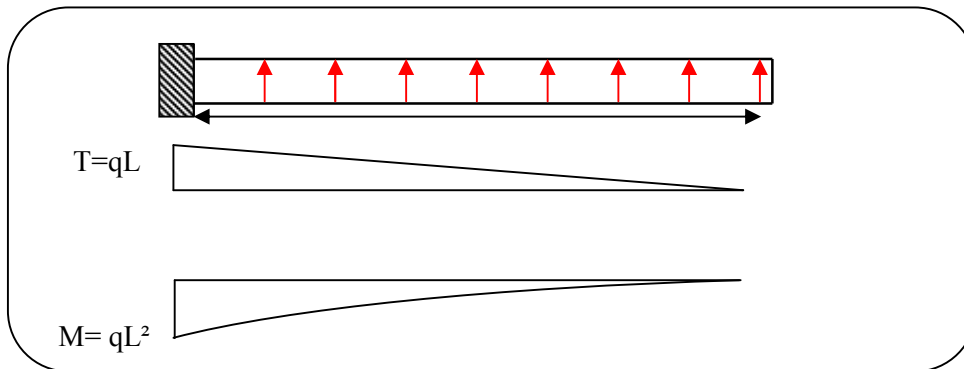


Figure .VIII.1.schéma isostatique et sollicitations de les débords.

■ L'ELU :

$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 154.71 \times (0.4)^2 / 2 = 12.37 \text{ KN.m}$

■ L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 113.44 \times (0.4)^2 / 2 = 9.07 \text{ KN.m}$

	M_{\max}	M	A	B	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{Adop}}(\text{cm}^2)$
ELU	12.37	0.005	0.005	0.998	0.79	5.43	6HA12=6.70
ELS	9.07	0.003	0.004	0.998	0.58	5.43	6HA12=6.70

✓ Vérification au cisaillement :

$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$

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

$b = 1 \text{ m.}$

$d = 0,90 h = 0.45\text{m.}$

$V_u = q_u \times L$

$V_u = 154.71 \times 0.4 = 61.88 \text{ KN.}$

$\tau_u = \frac{61.88 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.137 \text{ Mpa.}$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VIII .6.Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 80 \text{ cm} \quad d = 71 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

a) Calcul les charges revenant à la nervure

$$b) \quad q_u = \frac{N_U}{S_r} = \frac{76232.38}{492.74} = 154.71 \text{ KN/m}^2$$

$$c) \quad q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{113.44}{492.74} = 113.44 \text{ KN/m}^2$$

Daigramme de sollicitation :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par logiciel **ROBOT 2014**.

- L'ELU:

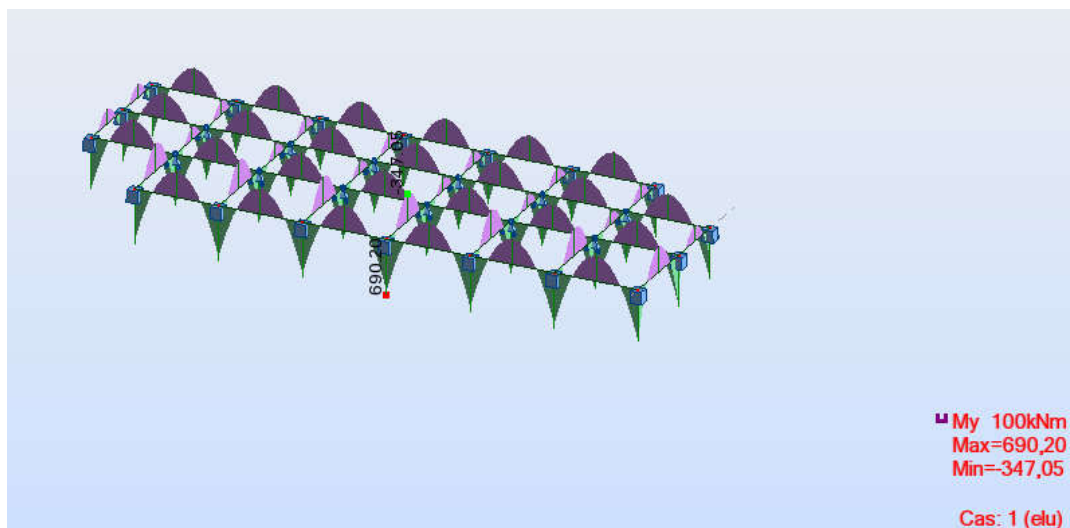


Figure VIII.2 :sollicitation des nervures (ELU)

- L'ELS:

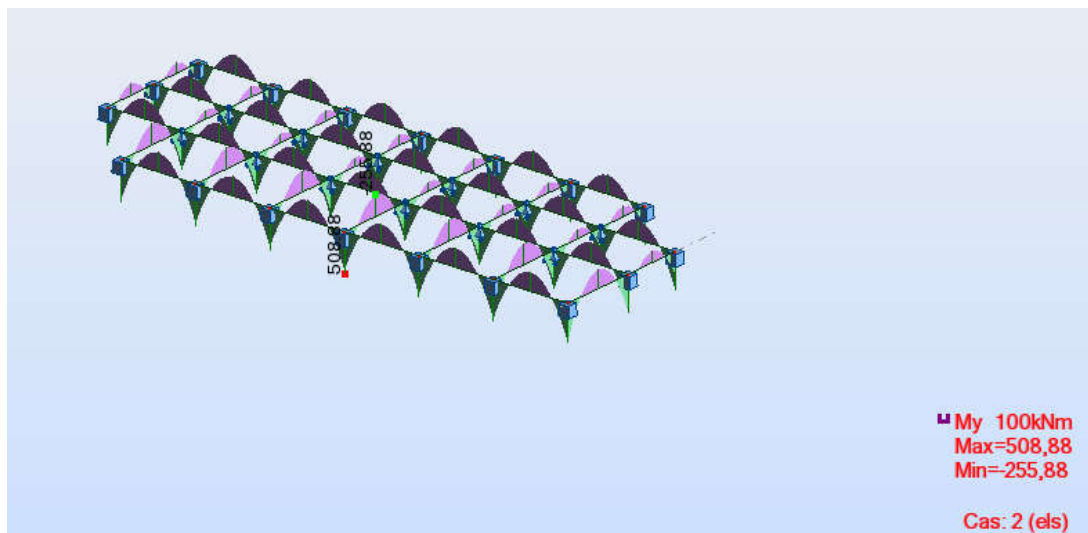


Figure VIII.3 :solicitation des nervures (ELS)

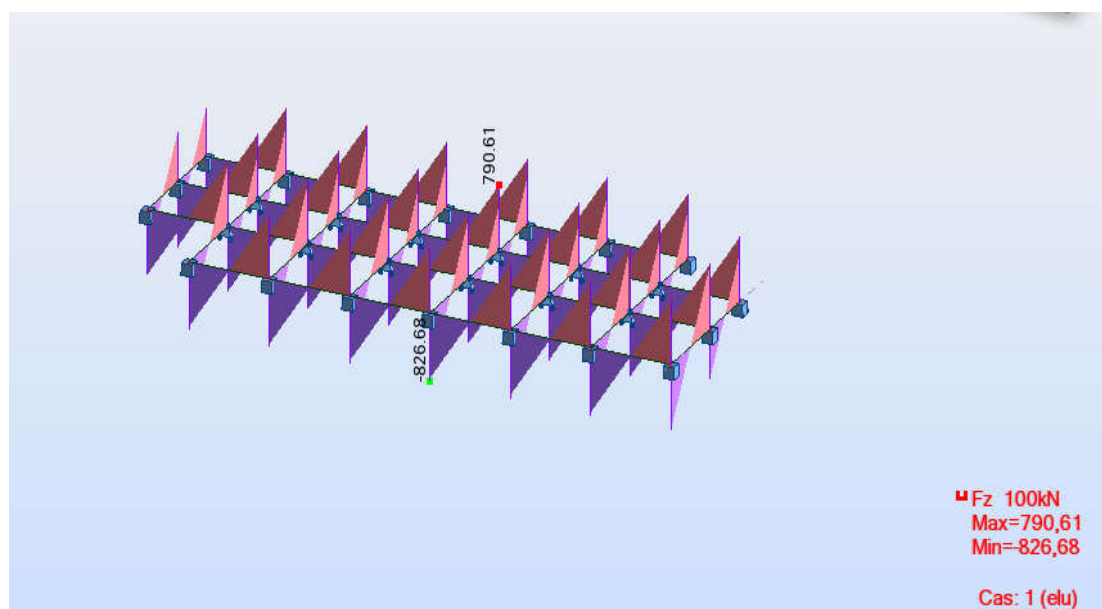


Figure VIII.4 :effort tranchent nervures radier (ELU)

VIII. 6.2 Calcul du ferrailage:

➤ **Calcule du armuteure longitudinale:**

➤ **ferraillage de nervure ELU:**

$$\{ ELU : M_t = 347.05 KN.m , M_a = -690.2 KN.m$$

$$, \sigma_b = 14.2 Mpa$$

$$\sigma_s = 348 Mpa$$

	M_u [KN.m]	μ_b	α	B	A_{cal}	A_{min}	Section adoptée
Appuis	690.20	0.160	0.220	0.912	30.62	5.14	8HA25=39.27
Travée	347.05	0.081	0.106	0.958	14.66	5.14	4HA25=19.63

➤ **ferraillage de nervure ELS:**

$$\{ ELS : M_t = 255.88 KN.m , M_a = -508.88 KN.m$$

$$\sigma_b = 15 Mpa \quad ; \quad \sigma_s = 201.63 Mpa$$

	M_u K[N.m]	μ_b	A	B	A_{cal}	A_{min}	Section adoptée
Appuis	508.88	0.112	0.148	0.940	19.06	5.14	8HA25=39.27
Travée	255.88	0.056	0.072	0.971	9.28	5.14	4HA25=19.63

• **Vérifications à l'ELU :**

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right\}$$

Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
X-X	826.68	1.72	C.V
Y-Y	790.61	1.64	C.V

➤ **Vérifications nécessaires pour les nervures :**

•Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 60 \times 71 \times \frac{2.1}{400} = 5.14 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 80 \times 60 = 4.8 \text{ cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% 60 \times 80 = 2.4 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (20, 60, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 60 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S_t \leq 40$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

➤ Schémas ferrailage de radier :

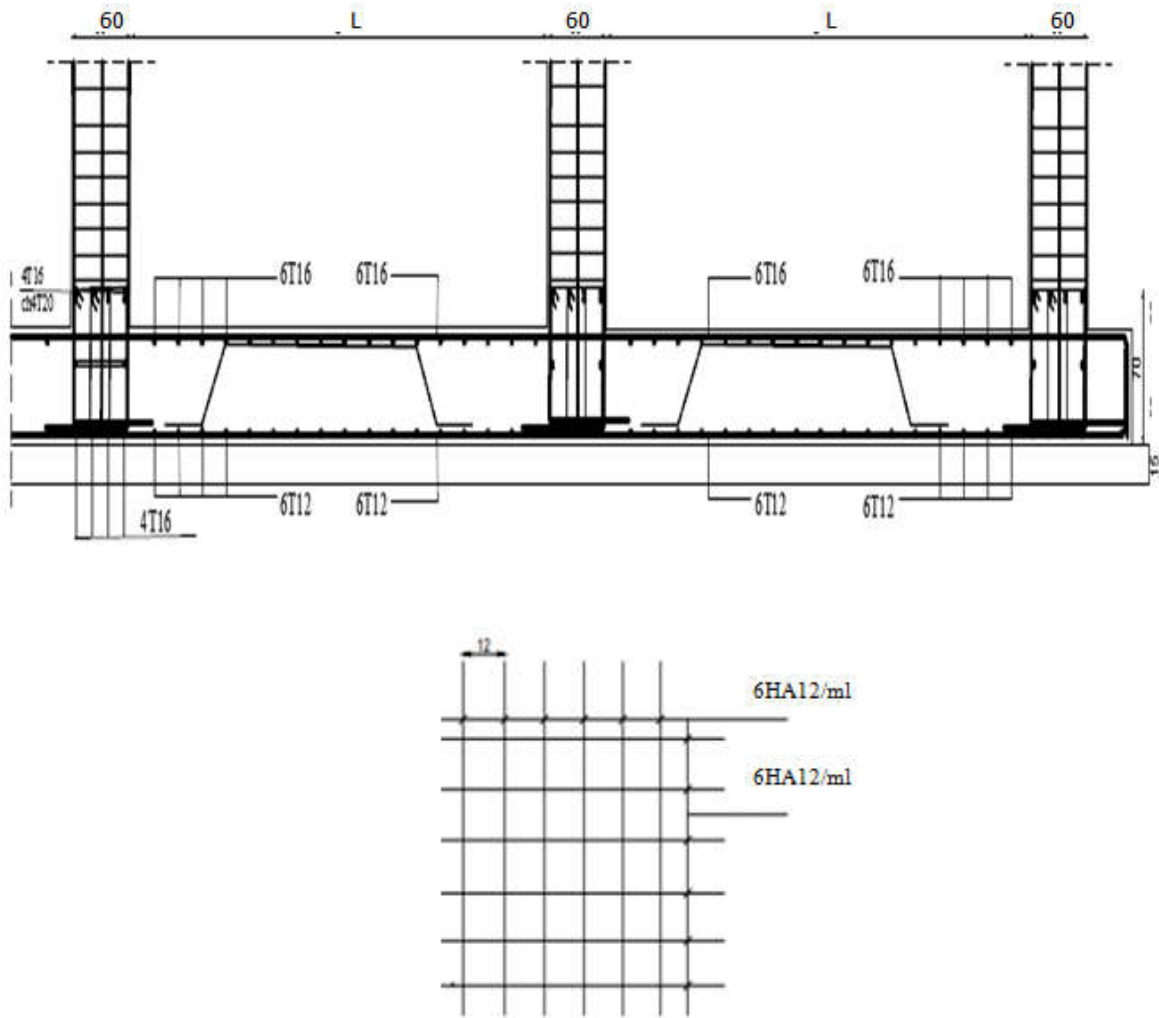


Figure VIII.5: Ferrailage globale de radier.

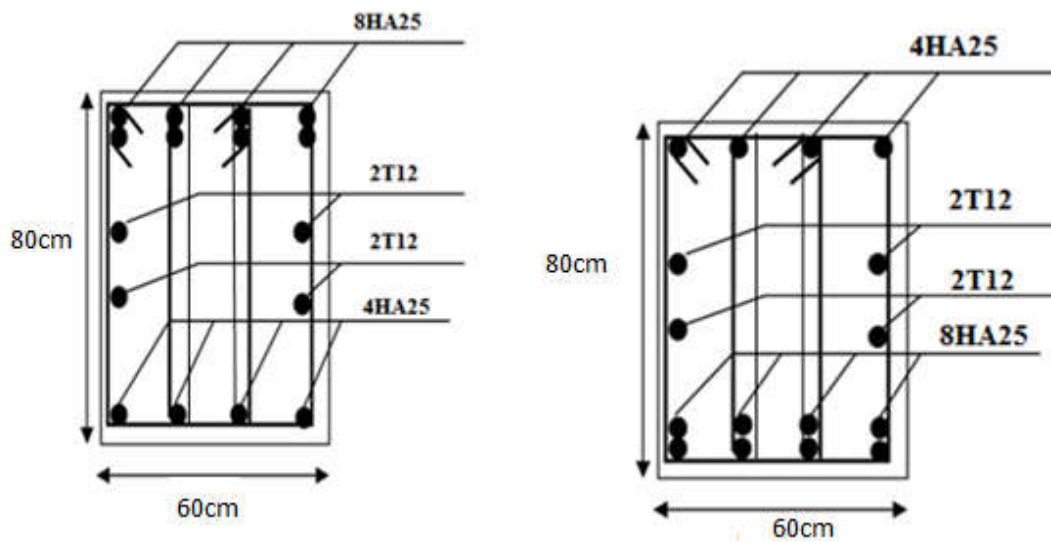


Figure VIII.6: Ferrailage de nervure.

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. On a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferraillement des différents éléments de construction. D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important. L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol. Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un référence pour d'autres projets de fin d'études

BIBLIOGRAPHIE

LES REGLEMENT :

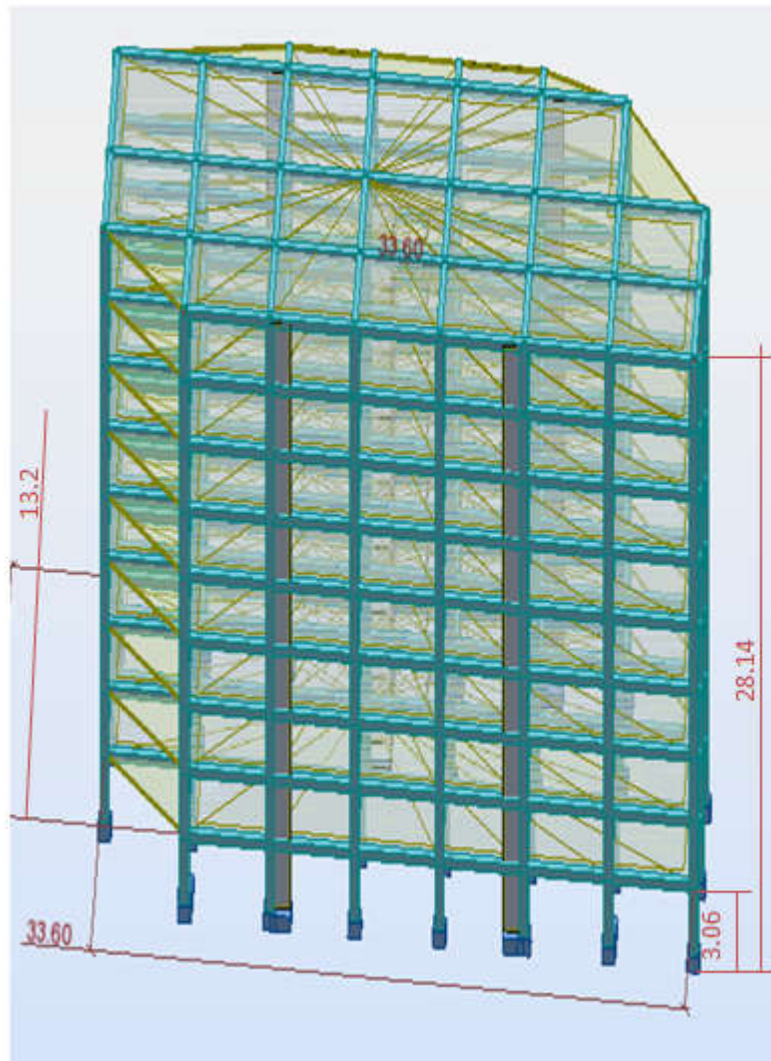
- Règles parasismiques Algériennes. (RPA99/version 2003).
- Règles BAEL 91.
- Règles neige et vent. (RNV99).

LES LOGICIELS :

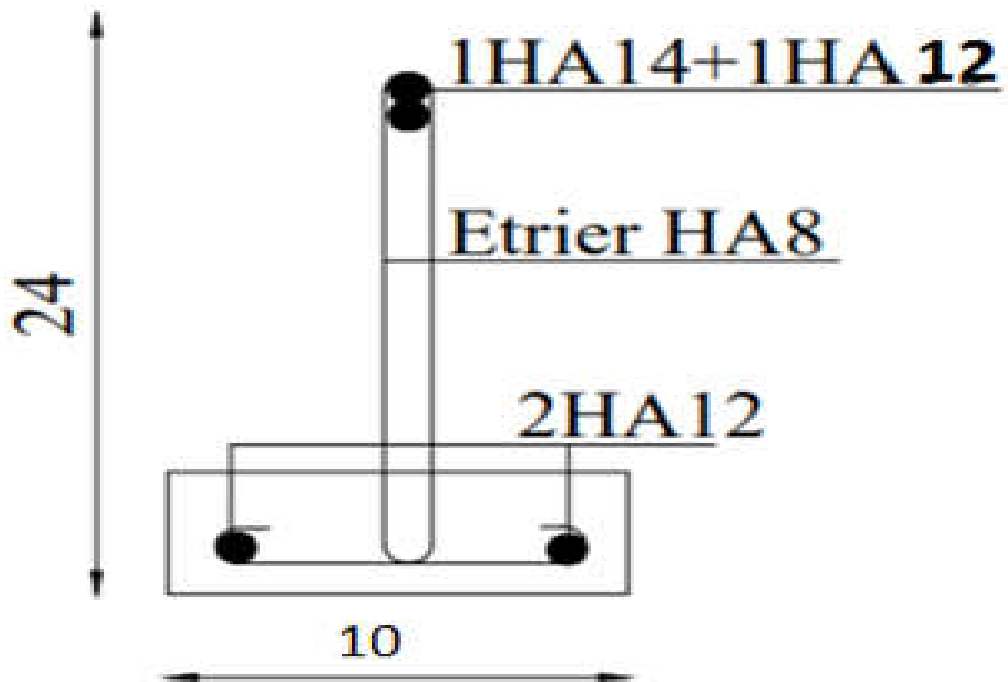
- Autodesk Structural ROBOT 2014
- Autocad 2009
- Word 2007
- Excel 2007

ANNEXE :

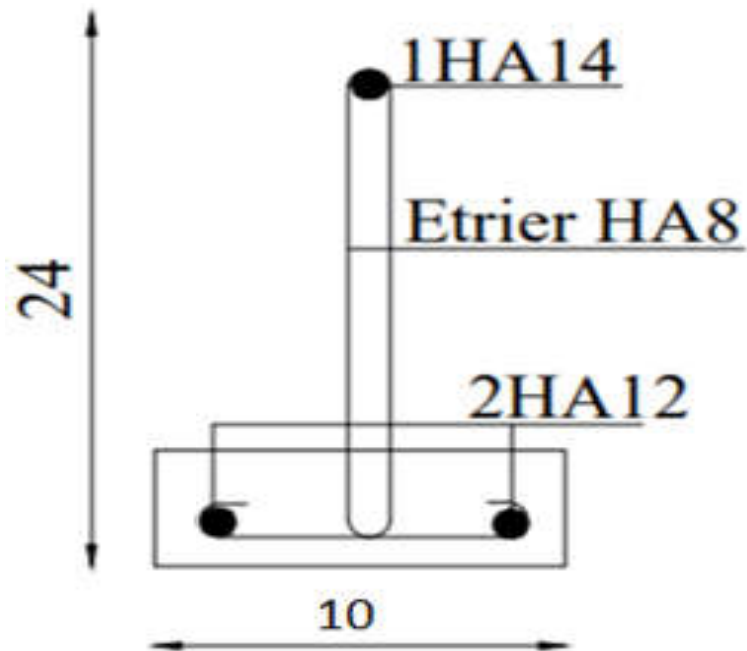
Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont:



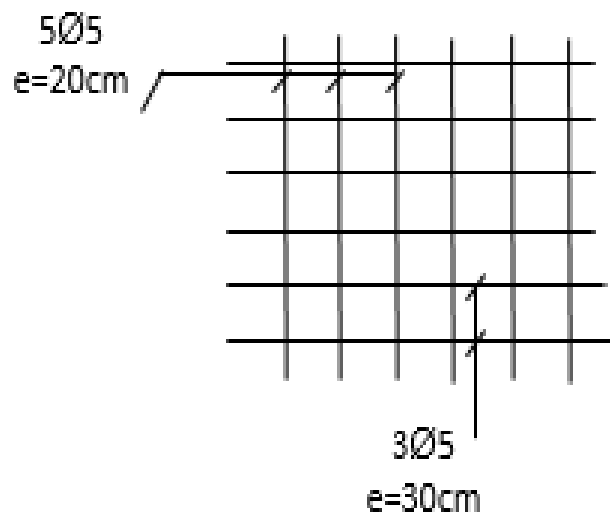
- Ferrailage de plancher :



Coup sur appui

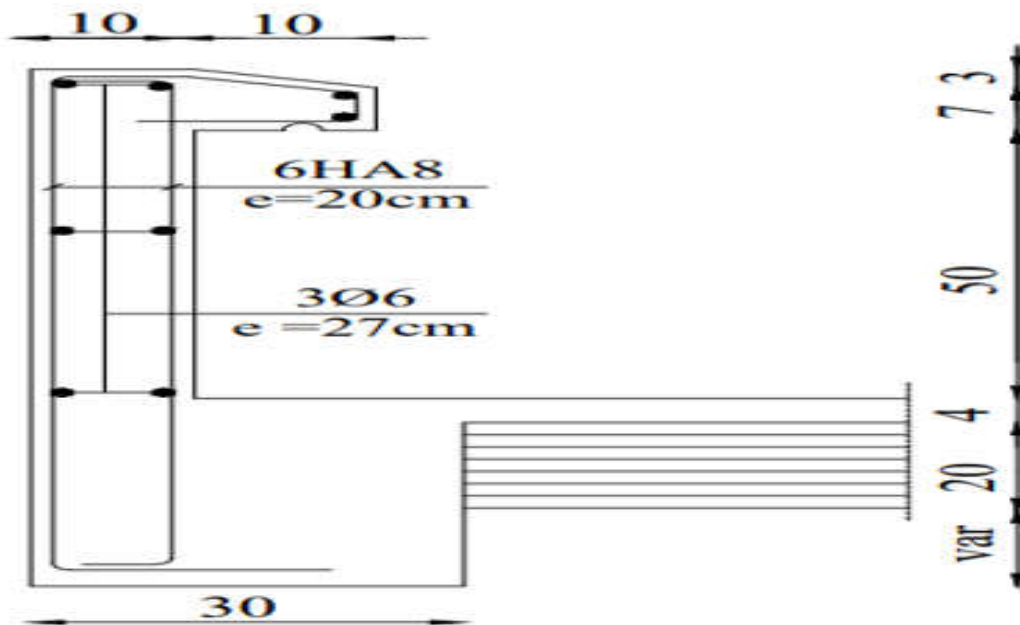


Coup sur travée

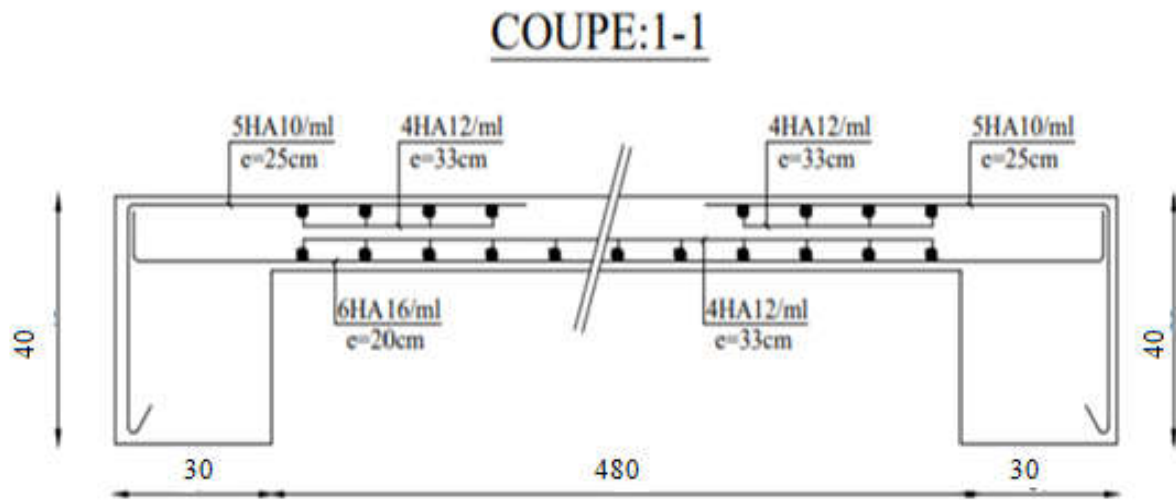


La dalle de compression

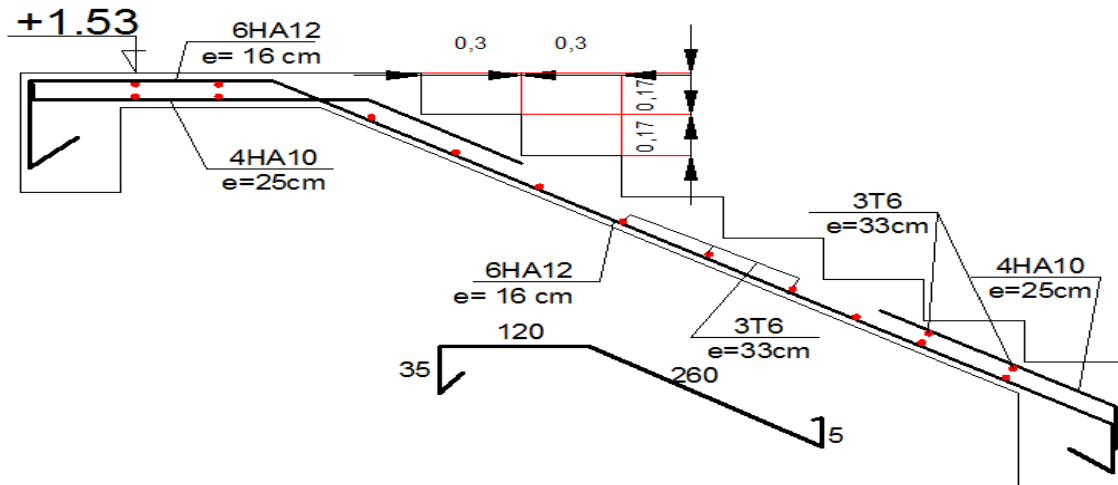
L' acrotère:



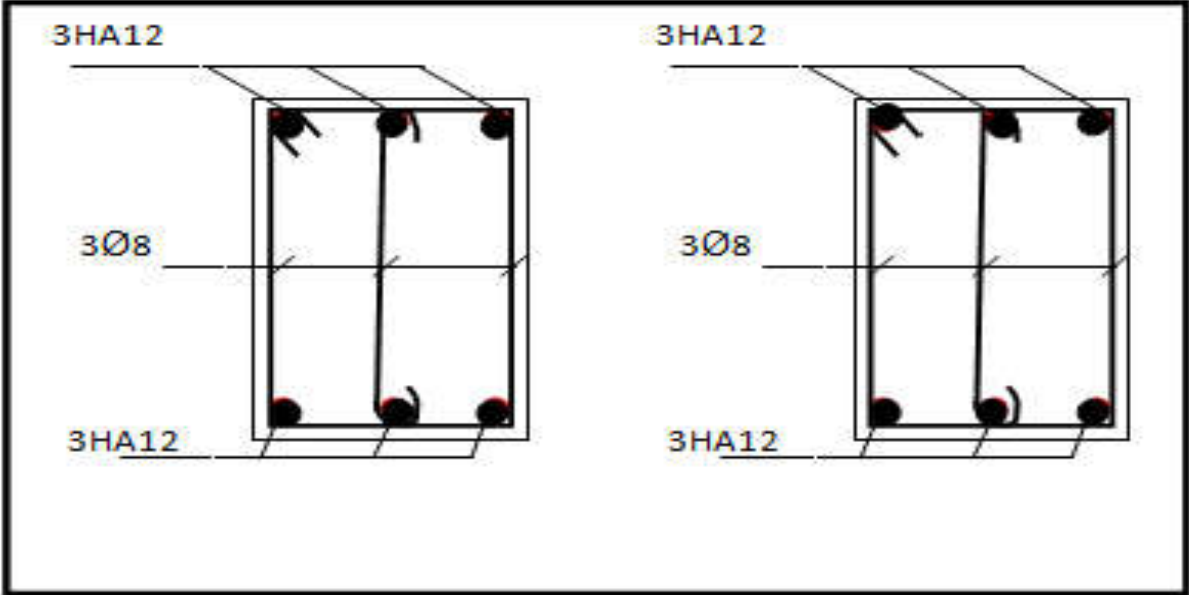
les Balcons :



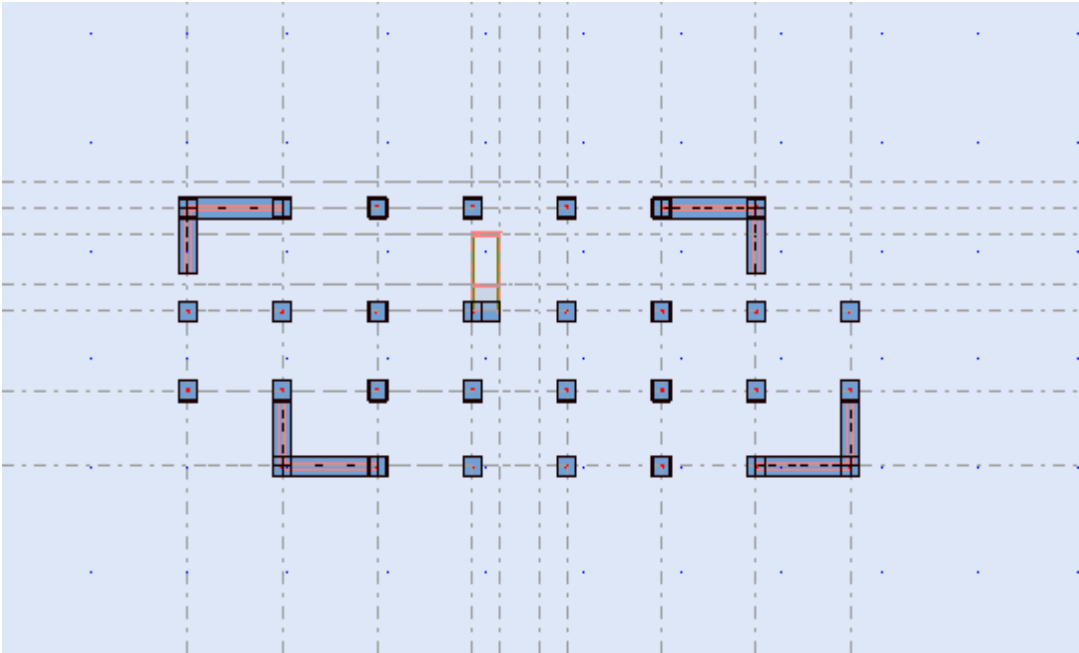
Les escaliers:



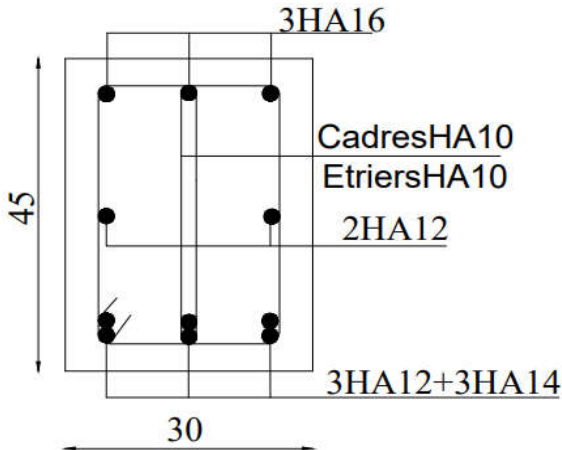
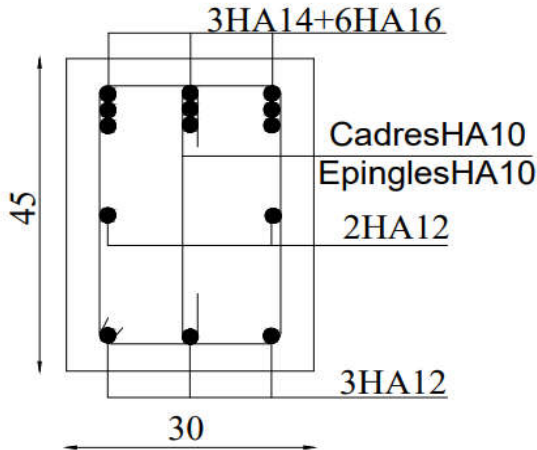
Ferraillage des poutres palières



Position de voile :



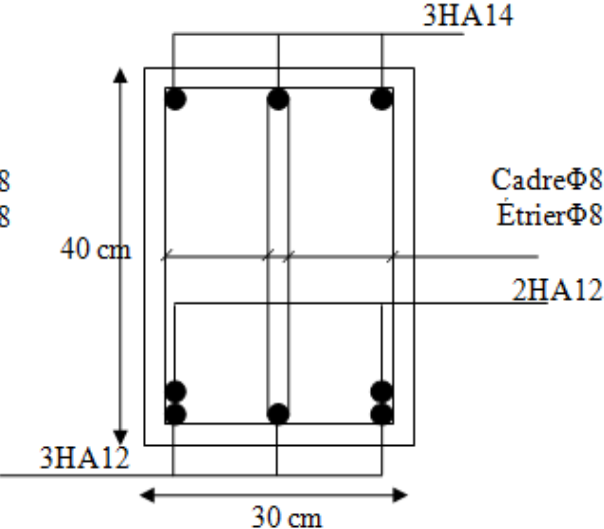
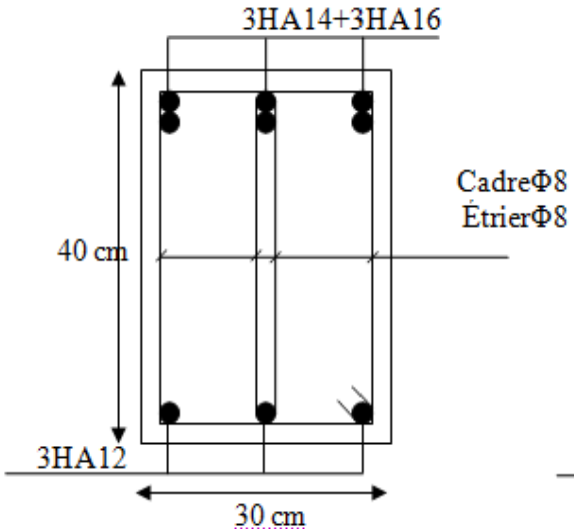
Ferrailage des poutres principales.



Coup sur appuis

Coup en travées

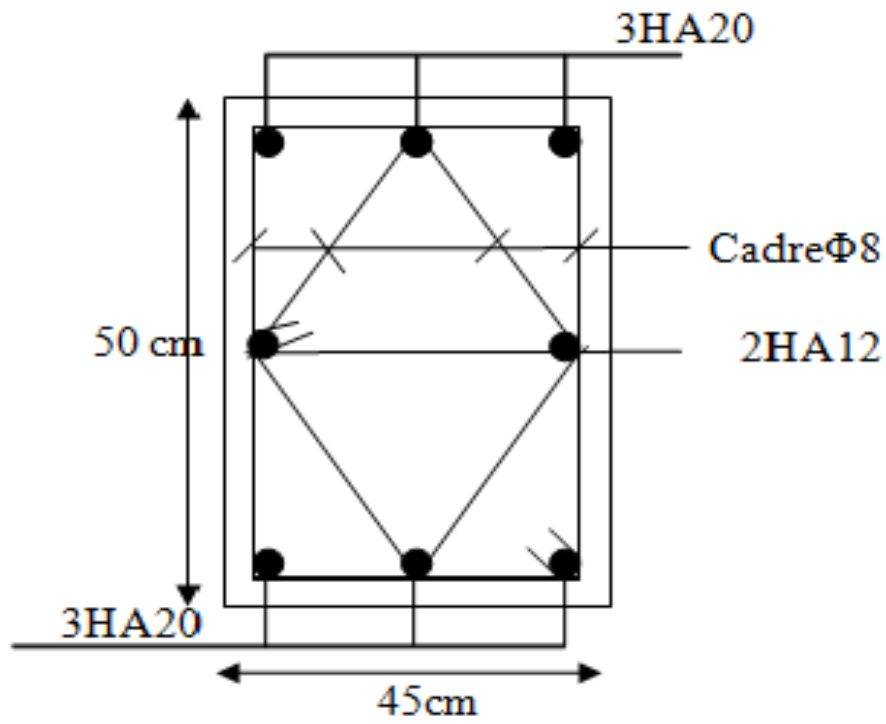
Ferrailage des poutres secondaires



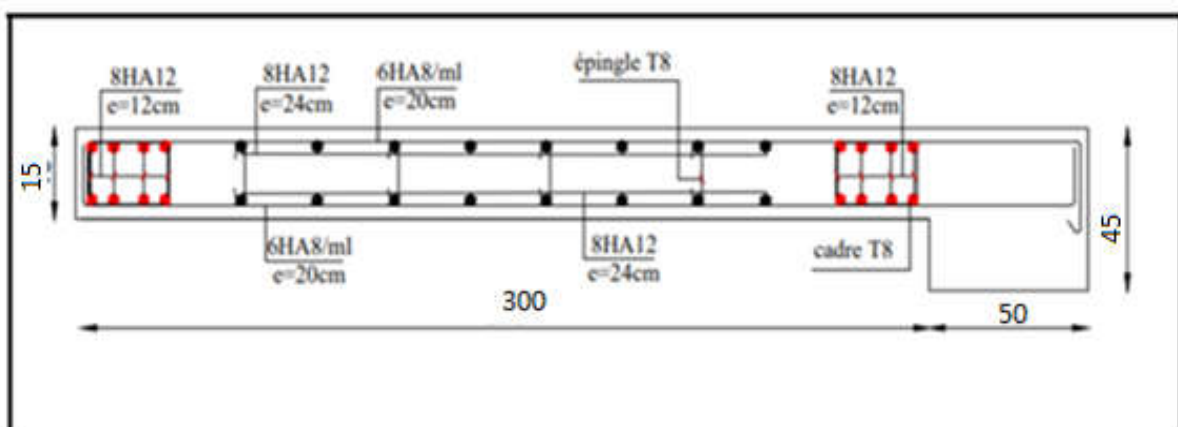
Coup sur appuis

Coup en travées

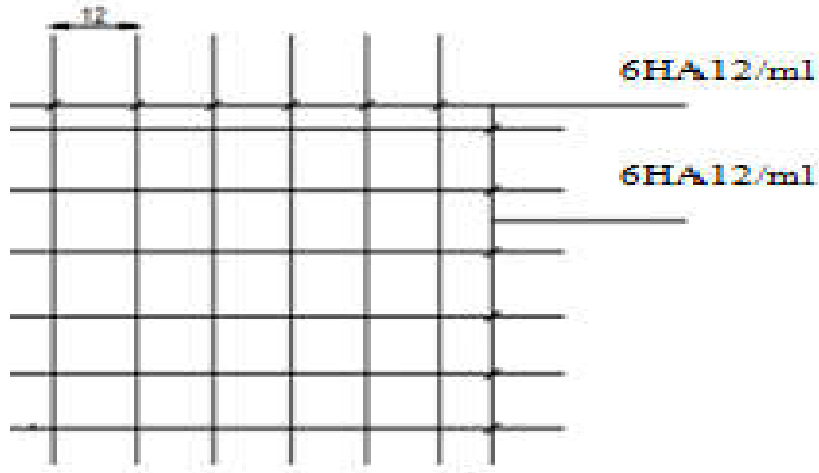
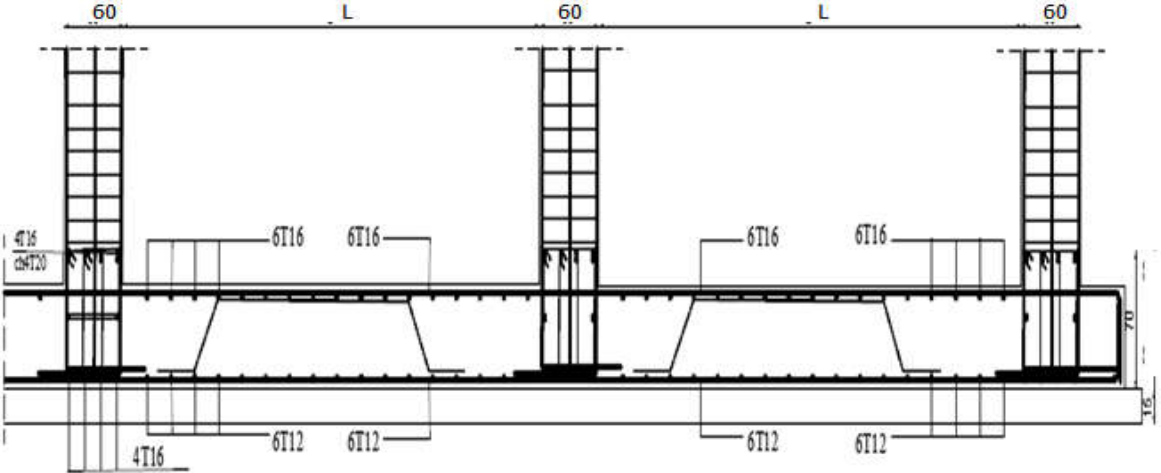
Ferrailage des poteaux



Ferrailage des voiles



Ferrailage du radier :



Ferrailage des nervures

