



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du
diplôme de **MASTER**

Filière: Génie Civil

Spécialité : Structures

**Etude et simulation tridimensionnelle d'un
bâtiment R+6 contreventé par un système mixte**

Réalisé par :

- BOUTOUATOU AMANI.
- DAFFRI MALAK.

Soutenu devant le jury :

Mr. Djamel Djeghader

Mme. Karima Drouna

Mr. Fethi Kitchah

Président

Examinatrice

Promoteur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mon grand père

A mes parents : source d'affectation de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mes sœurs et mon frère

A mon binôme Malak.

A toute la famille **BOUTOUATOU**.

A toute la promotion 2022, et à tous **mes amis** sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

AMANI.

Dédicace

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.

A mon binôme AMANI.

A toute **ma famille** sans exception.

A mes collègues.

Toute la promotion année universitaire 2022/2023.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

MALAK.

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadrant **Dr. Fethi Kitchah** pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce mémoire.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Table des matières

Liste des tableaux :	10
Liste des figures :	12
Liste des symboles	14
Résumé :	17
Introduction générale :	21
I.1 Introduction :	1
I.2. Présentation de l'ouvrage :	1
I. 3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :	1
I.4. Conception structurelle du bâtiment:	4
I. 4.2. Règles et hypothèses de calcul :	5
I. 5. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :	8
I. 5.1. Résistance caractéristique du béton:	9
I. 5.2 Contraintes limite du Béton :	10
I.5.3 Contraintes limite des aciers:	13
I.6. Caractéristiques de forme des aciers :	13
I.7 Conclusion :	16
II.1.Introduction :	22
II.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires :	22
II.2.1.les Planchers :	22
II.2.1.1. Plancher en corps creux:	22
II.2.1.2. Plancher dalle pleine :	24
II.2.2. Pré dimensionnement des escaliers :	26
II.2.2.2. Dimensionnement :	26
II.2.3. Pré dimensionnement de l'acrotère :	27
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :	28
II.3.1. Pré dimensionnement des poutres :	28
II.3.1.1. les poutres principales (longitudinales) :	28
II.3.1.2. Les poutres secondaire (transversales) :	29
II.3.2 Pré dimensionnement les voiles :	30
II.3.3.Pré dimensionnement des poteaux:	31
II.4.Evaluation des charges et surcharges :	32
II.4.1. Les Planchers :	33
II.4.2. Balcon :	35

II.4.4.Mur intérieur:	35
II.4.5.L'escalier :	36
II.4.6.Voile :	37
III.1.Introduction :	47
III.2. Etude de l'acrotère :	47
III.2.2. Sollicitation :	48
III.2.3. Ferrailage:	48
III.3. Etude d'escalier :	52
III.3.1 Evaluation des sollicitations	52
III.3.2 Ferrailage des escaliers :	57
III.3.3. Étude de la poutre palière :	60
III.4. Les planchers :	65
III.4.1. Introduction :	65
III.4.2. Évaluation des charges appliquées à chaque nervure :	65
III.4.3. Les Combinaisons d'actions :	65
III.4.4.Disposition et type des poutrelles :	65
III.4.5. Méthodes de calculs :	66
III.4.6. Calcul des sollicitations des poutrelles :	69
III.4.6.1. Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire :	69
III.4.6.2. Détermination des sollicitations :	69
III.4.7. Ferrailage des poutrelles :	74
III.4.7.1. Les poutrelles dans la terrasse :	74
III.4.7.2. Plancher étage courant :	81
III.4.8 : Ferrailage de la dalle de compression (La dalle mince) : (BAEL B.6.8, 423)	87
III.4.9 : schéma du ferrailage	88
III.5:Étude des dalles pleines :	89
III.5.1.Introduction :	89
III.5.2.Calcul des dalles pleines :	89
III.5.3. Calcul des moments et l'effort tranchant :	90
III.5.3.1. Calcul le ferrailage :	91
III.6.Evaluation des charges :	94
III.6.2.3. Calcul le ferrailage :	95
III.7.Conclusion :	98
IV.1. Introduction :	110

IV.2.Objective de l'étude sismique :	110
IV.3. Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :	110
IV.3.1.Méthode statique équivalente :	111
IV.3.1.1.Définition :	111
IV.3.1.2.Modélisation :	112
IV.3.1.3.Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :	113
IV.3.2.Méthode d'analyse dynamique par accélerogramme :	113
IV.3.2.1.Principe de la méthode :	113
IV.3.2.2.Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :	113
V.1. Introduction :	144
V.2. Les Poteaux :	144
V.2.1. Les Recommandations du RPA 99 /2003 : [1]	145
V.2.1.1. Les armatures longitudinales : (article.7.4.2.1.)	145
V.2.1.2. Les armatures transversales : RPA99 V2003 (article.7.4.2.2)	146
V.2.2. Calcule Ferrailage des poteaux :	147
V.2.2.1. Armatures longitudinales :	148
V.2.2.2. Armatures transversales : (RPA article.7.4.2.2)[1]	153
V.2.3 Vérifications nécessaires :	154
V.2.3.1 Vérification aux sollicitations tangentielles [BAEL91] : [3]	154
V.2.3.2.Vérification de stabilité de forme : (CBA 93Article B.8.4.1) [2]	155
V.3.1 Combinaisons des charges :	158
V.3.2 Calcul de ferrailage :	159
V.3.2.1. Ferrailage des poutres principales	159
V.3.2.2.Vérification du ferrailage :	160
V.3.3. Ferrailage des poutres secondaire :	163
V.3.3.1.Vérification du ferrailage :	163
V.3.4. Schéma de ferrailage :	166
V.4.Les voiles :	166
V.4.1.Introduction :	166
V.4.2.Les combinaisons de calcul :	168
V.4.3.Etude de la section soumise à la flexion composée :	168
V.4.4.Le ferrailage des voiles de sens longitudinales :	169
V.4.4.1.Armatures verticales:	169
V.4.4.2.les ferrailage horizontal :	173

Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :.....	173
V.4.4.3.Schéma de Ferrailage :	174
V.4.5. Le ferrailage des voiles de sens transversal:	175
V.4.5.1. le ferrailage vertical:	175
V.4.5.2.le ferrailage horizontal :	178
Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :.....	179
V.5. Conclusion:	180
VI.1. Introduction :	187
VI.2 .Types de fondations :	187
VI.3.Les combinaisons de calcul :	187
VI.4. calcul des fondations :	188
VI.5. Vérification nécessaire :	193
VI.5.1. Vérification au non poinçonnement:(article A.5.2.4.2) [2].	193
VI.5.2. Vérification de la stabilité au renversement :	193
VI.6. Calcul du ferrailage:(ELU):	193
VI.6.1. Ferrailage longitudinale l'axe x:	193
VI.6.2. Ferrailage transversale l'axe y:	196
VI.6.3. Schéma du ferrailage :	198
VI.7. La longrine :	198
VI.7. 1.Dimensionnement de la longrine:	199
VI.7. 2.Ferrailage de la longrine:	199
VI.7. 3Schéma du ferrailage:	199
VI.8. Conclusion :	200
Conclusion générale :	204
Bibliographie :	215

Liste des tableaux :

Tableau II. 1: : évaluation de charge de l'acrotère.	28
Tableau II. 2:Section des poteaux préalable.	32
Tableau II. 3:Les charges sur le plancher de la terrasse inaccessible.	33
Tableau II. 4 : Les charges sur le plancher d'étage courant.	34
Tableau II. 5: Charge permanente et d'exploitation de balcon.	35
Tableau II. 6:Charge permanente de cloisons extérieures.	35
Tableau II. 7: Les charges du mur intérieur (10cm).	36
Tableau II. 8: Tableau II. 8: Les charges sur la paillasse.	36
Tableau II. 9: Tableau II. 8: Les charges sur la paillasse.	36
Tableau II. 10: Charge permanents des voiles.	37
Tableau II. 11: L'application de la loi de dégression pour les charges différentes.	38
Tableau II. 12:Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire). ..	40
Tableau II. 13:Résultats des vérifications au flambement.	43
Tableau III. 1:Combinaisons des charges d'escalier.	53
Tableau III. 2:Ferraillage d'escalier.	58
Tableau III. 3:Vérification des contraintes à l'ELS.	58
Tableau III. 4:tableau récapitulatif de ferraillage de la poutre palière.	62
Tableau III. 5:Les sollicitations pour ferrailler les poutrelles.	73
Tableau III. 6:Les sollicitations pour ferrailler les poutrelles.	74
Tableau III. 7 :Les résultats de ferraillage des poutrelles en travée.	76
Tableau III. 8: Les résultats de ferraillage des poutrelles en appui.	76
Tableau III. 9: Tableau récapitulatif des résultats.	78
Tableau III. 10: Vérification des contraintes à l'ELS.	79
Tableau III. 11:Sollicitation des poutrelles à l'étage courant.	81
Tableau III. 12: Les résultats de ferraillage des poutrelles en travée.	82
Tableau III. 13:Les résultats de ferraillage des poutrelles en appui.	82
Tableau III. 14:Tableau récapitulatif des résultats.	84
Tableau III. 15:Vérification des contraintes à l'ELS.	85
Tableau III. 16:Récapitulatif des résultats.	91
Tableau III. 17:Récapitulatif des résultats.	93
Tableau III. 18:Récapitulatif des résultats.	93
Tableau III. 19:Récapitulatif des résultats.	95
Tableau III. 20:Récapitulatif des résultats.	96
Tableau III. 21: Récapitulatif des résultats.	96
Tableau IV. 1:Coefficient d'Accélération de Zone A	116
Tableau IV. 2:Valeurs du coefficient CT.	118
Tableau IV. 3:valeurs du coefficient de comportement R.	120
Tableau IV. 4:valeurs des pénalités Pq.	123
Tableau IV. 5:Vérification de l'effort tranchant à la base.	125
Tableau IV. 6:La force sismique de chaque niveau.	125

Tableau IV. 7: Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens...	126
Tableau IV. 8:Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens xx'.	127
Tableau IV. 9:Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens yy'.	128
Tableau IV. 10:Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.	128
Tableau IV. 11: Les valeurs de Centre de masse et de torsion.	132
Tableau IV. 12:Les résultats de l'excentricité.	133
Tableau IV. 13:Les résultats de Vérification au renversement (sens x-x).	134
Tableau IV. 14:Les résultats de Vérification au renversement (sens y-y).	134
Tableau IV. 15:Vérification au renversement (sens x-x).	135
Tableau IV. 16:Vérification au renversement (sens y-y).	135
Tableau VI. 1: Les moments dans les Zones des Semelles.	196
Tableau VI. 2: La section de zone 6.	198

Liste des figures :

Figure I. 1: Plan de rez de chaussée.	2
Figure I. 2: Plan de l'étage courant.	2
Figure I. 3: façade principale.	3
Figure I. 4: facade postérieure.	3
Figure I. 5: La coupe AA et la coupe BB.	4
Figure I. 6 : Limites des décrochements en élévation.	4
Figure I. 7:Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.	6
Figure I. 8:Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.	11
Figure I. 9:Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton (BAEL).	11
Figure I. 10:Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.	12
Figure I. 11:Diagramme contraintes-déformations d'acier à l'ELU (BAEL).	14
Figure II. 1: Plancher à corps creux 16+4.	23
Figure II. 2: Schéma des poutrelles.	24
Figure II. 3: Les principes composant d'escalier.	26
Figure II. 4: schéma d'escalier à deux volées.	26
Figure II. 5:Coupe en élévation de l'acrotère.	28
Figure II. 6: Les dimensions de la poutre principale et la poutre secondaire.	30
Figure II. 7: Coupe de voile en élévation.	30
Figure II. 8:Hauteur libre d'étage.	32
Figure II. 9: Coupe plancher de la terrasse inaccessible.	33
Figure II. 10:Coupe plancher d'étage courant.	34
Figure II. 11: Schéma statique de la descente de charge.	38
Figure II. 12:Section revenant au poteau le plus sollicité.	39
Figure II. 13:Les dimensions du poteau.	45
Figure III. 1: Schéma statique de l'acrotère.	47
Figure III. 2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.	48
Figure III. 3:Schéma ferrailage de l'acrotère.	52
Figure III. 4: Schéma statique de l'escalier.	54
Figure III. 5 :Schéma de ferrailage d'escalier.	64
Figure III. 6:Schéma de ferrailage de la poutre palière.	64
Figure III. 7:Les combinaisons d'actions.	65
Figure III. 8:Evaluation des efforts tranchants.	68
Figure III. 9 : Coupe d'une poutrelle.	75
Figure III. 10:Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).	88
Figure III. 11:Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	89
Figure III. 12:Schéma de ferrailage des dalles pleines.	97
Figure IV. 1: Spectre de réponse de la structure.	117
Figure IV. 2: Vue en 3D de la structure.	115
Figure IV. 3: La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.	129

Figure IV. 4:Disposition des voiles par le logiciel ROBOT	115
Figure IV. 5:translation de bâtiment selon l'axe X.....	130
Figure IV. 6:translation de bâtiment selon l'axe Y.....	130
Figure IV. 7:rotation de bâtiment autour de l'axe Z.....	131
Figure V. 1:Schéma des Combinaisons de ferrailage des Poteaux.....	145
Figure V. 2:La zone nodale.....	145
Figure V. 3:Schéma de ferrailage des poteaux.....	157
Figure V. 4:Schéma de ferrailage de La poutre principale.....	162
Figure V. 5:Schéma de ferrailage de La poutre Secondaire.....	166
Figure V. 6:Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).....	170
Figure V. 7:Schéma de disposition des excentricités.....	171
Figure V. 8:Schéma de ferrailage de Voile longitudinale.....	174
Figure V. 9: Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale).....	175
Figure V. 10: Schéma de disposition des excentricités.....	176
Figure V. 11: Schéma de ferrailage de Voile transversale.....	180
Figure VI. 1: Dimension du semelle isolée.....	188
Figure VI. 2: Dimensions des semelles filantes.....	190
Figure VI. 3: semelles filantes.....	191
Figure VI. 4: Diagramme des moments.....	194
Figure VI. 5: Les zones de semelles.....	196
Figure VI. 6: Schéma de ferrailage de la semelle filante.....	198
Figure VI. 7: Ferrailage de la longrine.....	199

Liste des symboles

A	Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.
A_n	Coefficient de minoration
B	Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section réduite du béton.
C	Centre de flexion, Amortissement.
C_d	Coefficient de pression dynamique.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
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	Epaisseur, excentricité
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement.
G₀	Module initial de cisaillement.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.
I	Moment d'inertie.
I_e	Inertie équivalente.
i	Inertie du linteau
I_l	Inertie des voiles longitudinaux.
I_t	Inertie des voiles transversaux.
j₀	Inertie polaire.
K	Rigidité.
K_s	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse
M_t	Moment en travée de la poutre considérée.

M_{ap}	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.
N	Nombre de niveaux.
P, W	Poids
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
Q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
S_t	Espacement entre armatures.
SSI	Interaction Sol-Structure
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
D	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
A	Côte du poteau carré.
B	Largeur de la poutre.
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.
f_{ej}	Résistance à la compression.
f_{ij}	Résistance à la traction.
f_e	Limite élastique de l'acier.
l_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 pour le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre pour 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, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau

	constitutif
λ	Coefficient d'élanement.
μ_r	Moment résistant.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contrainte de compression de béton.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de service du béton
σ_s	Contrainte dans l'acier.
$\bar{\sigma}_s$	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.
Φ_l	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.

Résumé :

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation qui sera implanté à la ville de JIJEL correspondant à la zone IIa selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 V 2003**). La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portique voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction (**BAEL 91, CBA 93, RPA 99 V 2003**). L'analyse et le calcul des efforts internes des éléments de construction ont été réalisés par le logiciel ROBOT.

Mots clés : bâtiment, béton, ROBOT, RPA99 V2003, CBA 93, BAEL91.

Abstract:

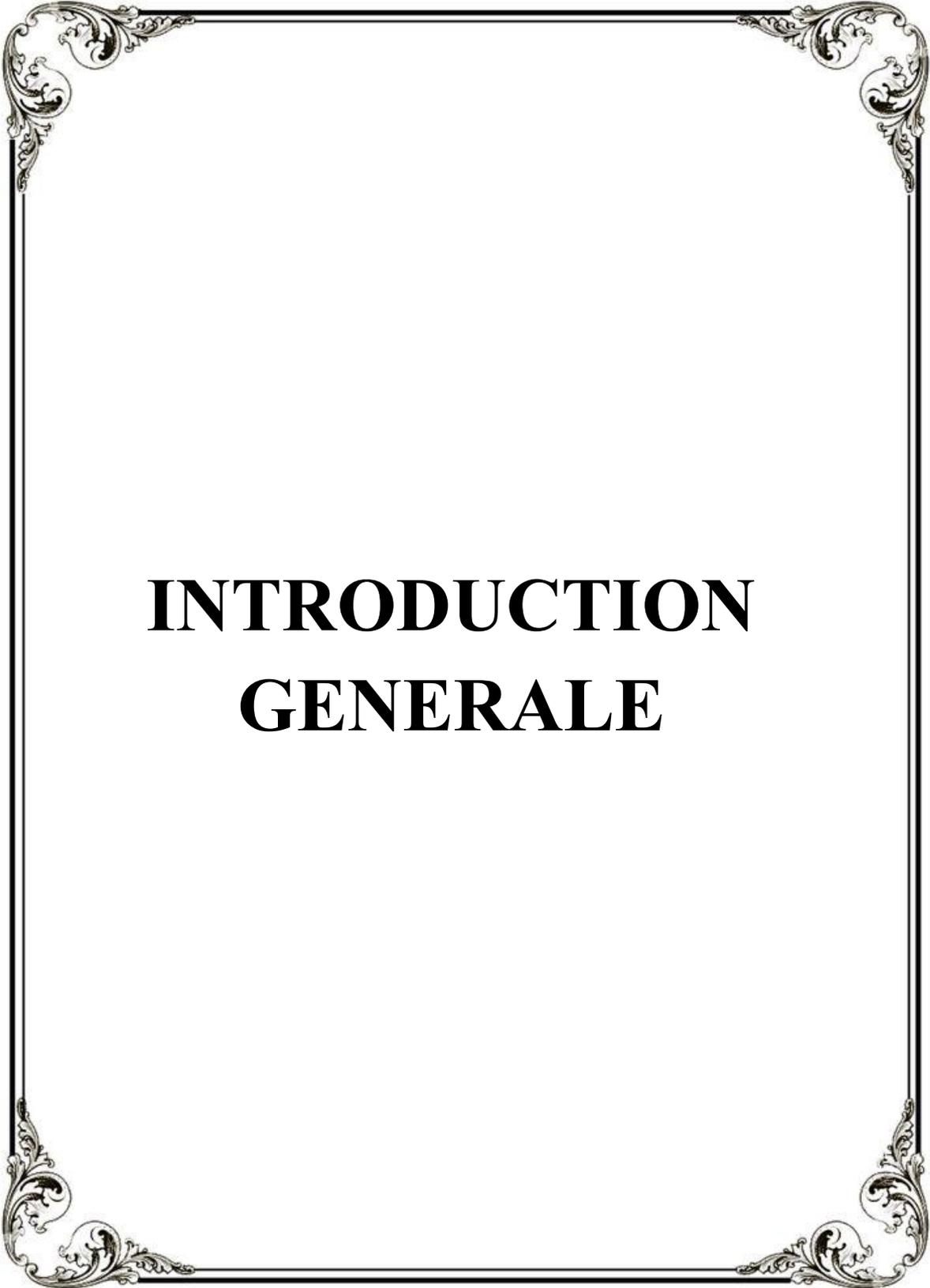
This work consists of the study of a building (R + 6) for residential use that will be located in the city of JIJEL corresponding to zone IIa according to the Algerian earthquake regulations (**RPA 99 V 2003**). The resistance of the building is ensured by a mixed bracing system (portal frames). The design was made according to the building regulations (**BAEL 91, CBA 93, RPA 99 V 2003**). The analysis and calculation of the internal forces of construction elements were carried out by the ROBOT program.

Keywords: building, concrete, ROBOT, RPA99 V2003, CBA 93, BAEL91.

ملخص :

يتضمن هذا العمل دراسة مبنى (R + 6) للاستخدام السكني والذي يقع في مدينة جيجل المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa وفقاً لمقياس هندسة الزلازل الجزائرية. (RPA 99 V 2003). تم ضمان مقاومة الهيكل بواسطة نظام دعامة مختلط (أعمدة و جدران من الخرسانة المسلحة) تم إجراء التصميم وفقاً للوائح البناء (BAEL91 ; RPA 99V2003) تم تحليل و حسابا لقوى لعناصر البناية بواسطة برنامج ROBOT.

الكلمات المفتاحية : العمارة ; الخرسانة CBA 93 ; BAEL91 ; RPA99V2003 ; ROBOT



INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Introduction générale :

Le domaine de génie civil s'occupe de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructure urbaines, afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

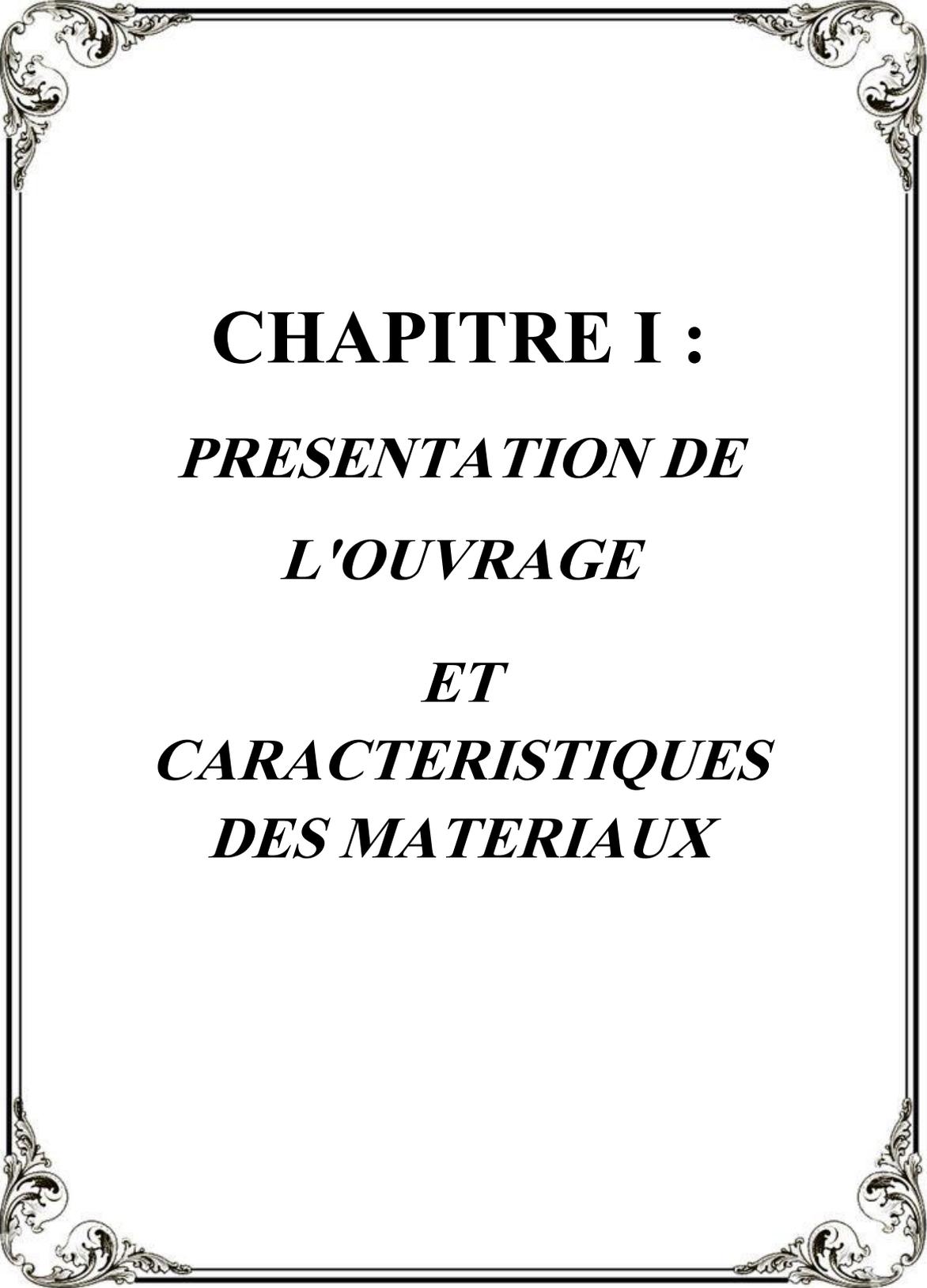
Étude de projet d'une structure en béton armé (bâtiment) est une étape nécessaire pour nos études (Master structure). Elle permet d'appliquer les bases acquises durant les années de formation. Elle a pour but d'assurer la stabilité, la résistance et la sécurité du bâtiment.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limitent (**BAEL 91**) et les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**) et le règlement **CBA93** sont utilisées dans notre projet, Certains calculs sont effectués avec le logiciel **ROBOT** et les autres calculs ont été faits manuellement.

L'étude de notre projet sera menée sur un bâtiment en R+6 usage d'habitation implanté en zone IIa.

Cette étude se compose de 6 chapitres :

- **1er chapitre** : concerne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier)
- **2ème chapitre** : concerne le pré dimensionnement des éléments de notre structure.
- **3ème chapitre** : concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère.
- **4ème chapitre** : concerne l'étude dynamique de notre structure.
- **5ème chapitre** : concerne le calcul des éléments principaux : les poutres, les poteaux et les voiles.
- **6ème chapitre** : concerne l'étude de l'infrastructure.



CHAPITRE I :
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

ET
CARACTERISTIQUES
DES MATERIAUX

I.1 Introduction :

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de notre projet de fin d'études.

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre des généralités pour donner quelques rappels du projet à étudier ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés de ce dernier.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) contient des locaux et des dépôts.
- Du 1er au 6ème étage à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

Le bâtiment sera implanté à **JIJEL** classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99version2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier.

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

Le bâtiment aux dimensions suivantes :

❖ Dimensions en plan:

- Longueur totale de bâtiment 21.50m
- Largeur total du bâtiment..... 11.10m

❖ Dimensions en élévation:

- Hauteur de rez-de-chaussée..... 3.10m
- Hauteur de l'étage..... 3.10 m
- Hauteur totale du bâtiment.....21.7m

Les plans, les façades et les coupes du bâtiment sont illustrés dans la Figure I.1, la Figure I.2 et la Figure I.3, respectivement.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX

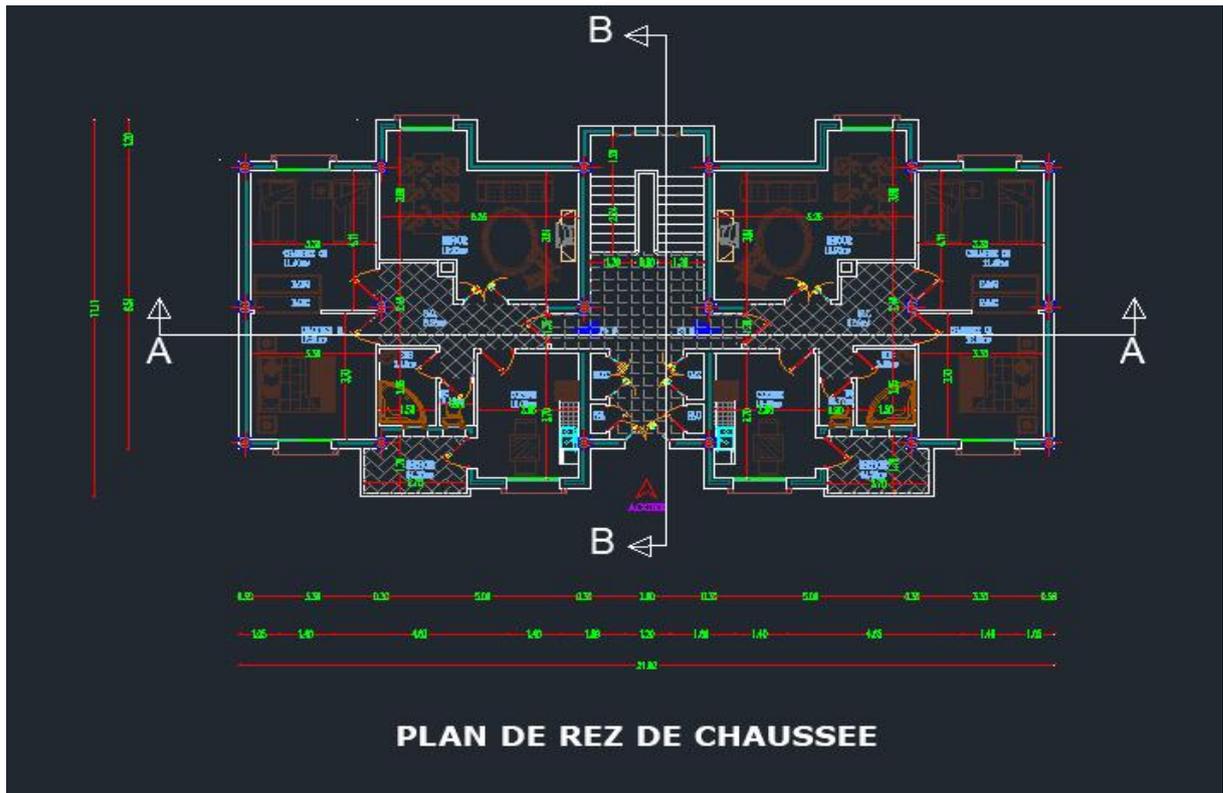


Figure I. 1: Plan de Rez de chaussée.

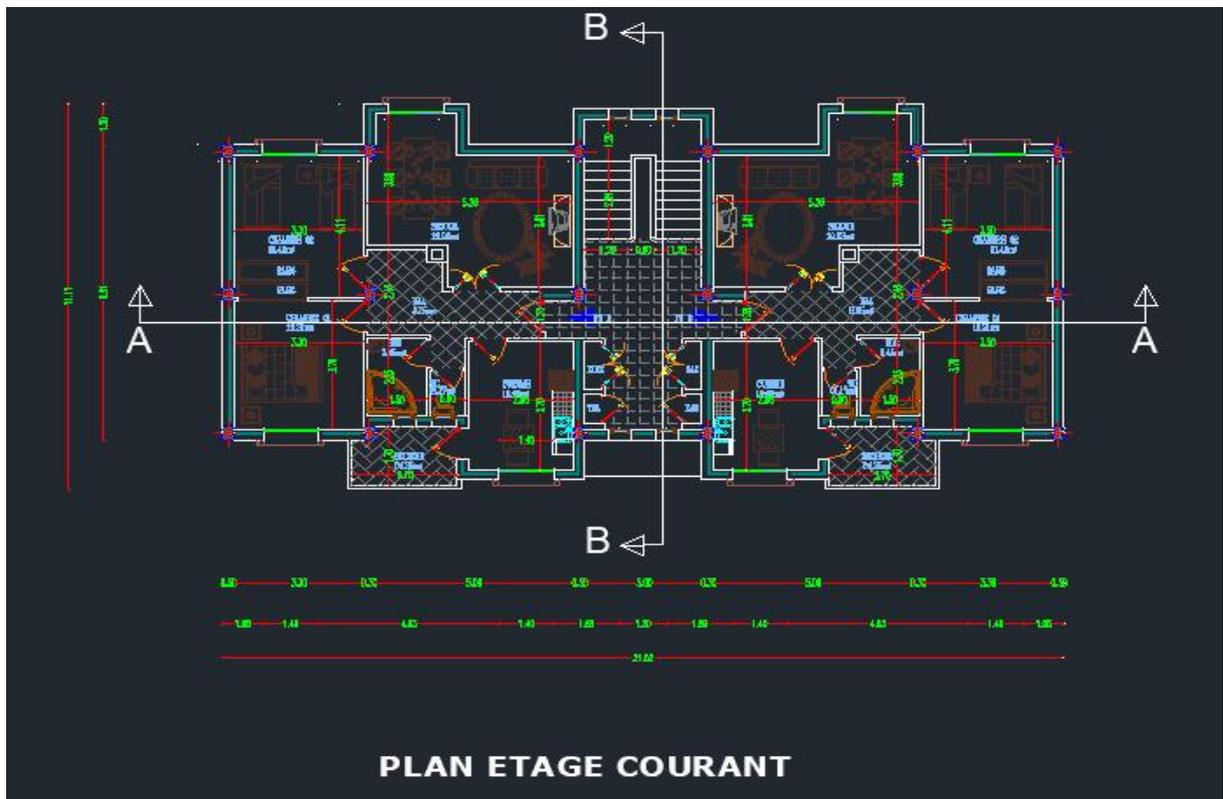


Figure I. 2: Plan de l'étage courant.



Figure I. 3: façade principale.

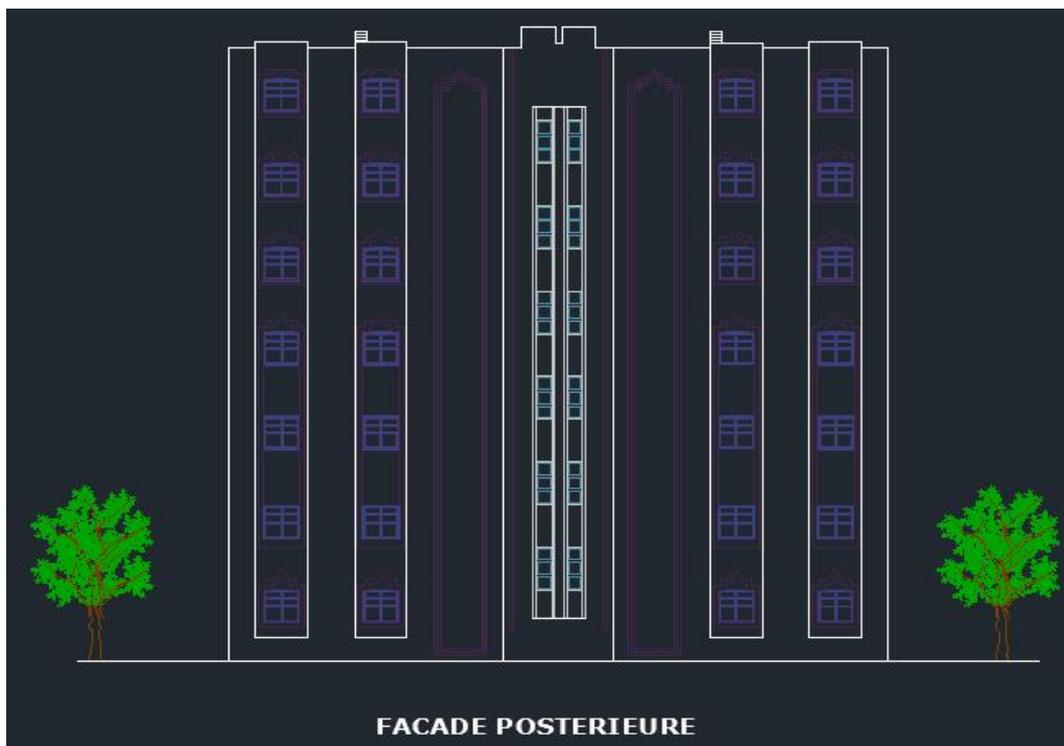


Figure I. 4: Façade postérieure.

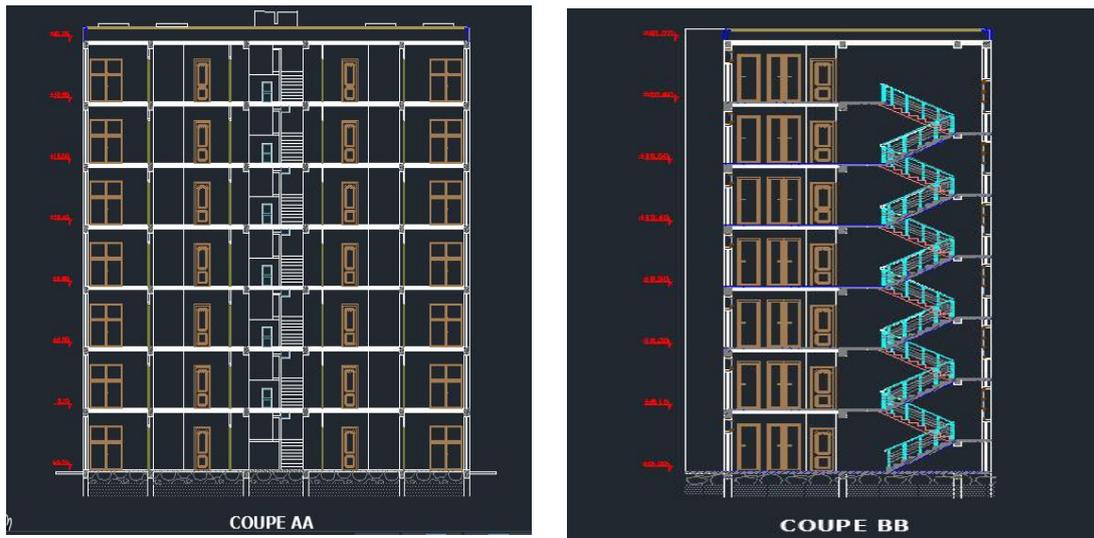


Figure I. 5: La coupe AA et la coupe BB

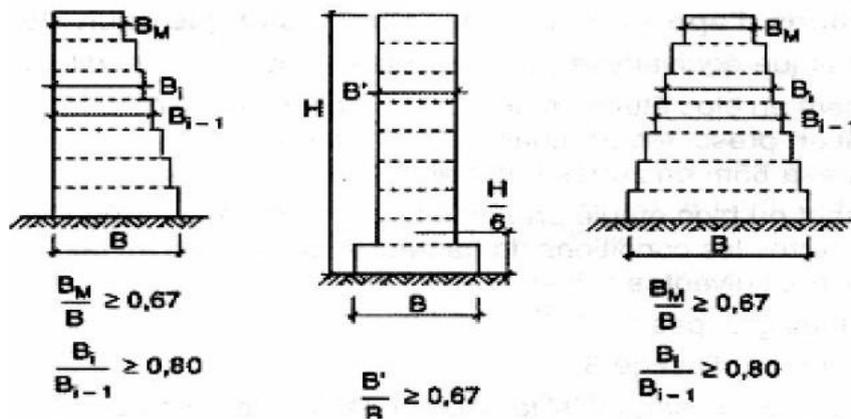


Figure I. 6 : Limites des décrochements en élévation.

I.4. Conception structurelle du bâtiment:

❖ Le contreventement :

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.

❖ Plancher :

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

❖ Les Escalier :

Le bâtiment est munit de une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasses, réalisés en béton armé coulé sur place.

❖ **Le Balcons :**

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

❖ **Terrasse :** Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible.

❖ **L'acrotère:**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

❖ **Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ **Maçonnerie :**

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses :

- **Les murs extérieurs :** sont faits en doubles cloisons en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5 cm.
- **Les murs intérieurs :** sont faits en simple cloison de 10 cm et 15 cm d'épaisseur.

I. 4.2. Règles et hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

➤ **Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :**

Basé sur la théorie des états limites .

- **Etats limites ultimes (ELU) :**

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).

- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme (non flambement des poteaux et des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est: $q=1.35G+1.5Q$

❖ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
 - Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
 - Le béton tendu est négligé dans les calculs.
 - L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).
- **Pivot A:** les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple (allongement de l'acier le plus tendu : = 10‰).
 - **Pivot B :** les pièces soumises à la flexion simple ou composée (raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon = 3.5‰$).
 - **Pivot C :** les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple (Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée: 2‰).

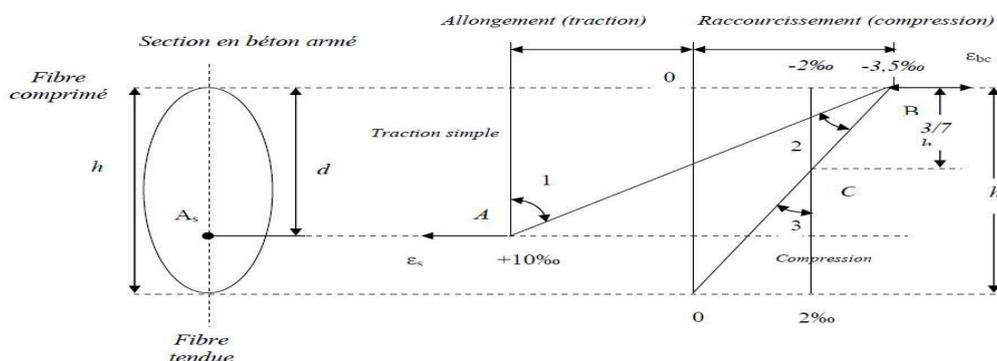


Figure I. 7: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

- **Etats limites de service (ELS):**

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites sont :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service est : $q=G+Q$

❖ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

➤ **Le règlement [RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :**

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

$$\text{Les combinaisons d'actions} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \end{array} \right.$$

I. 5. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93**.

❖ Le béton:

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment, des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

➤ Les constituants du béton :

❖ Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

❖ Les granulats :

Les granulats comprennent les sables et les graviers :

❖ Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm.

❖ Gravier :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

❖ Les adjuvants:

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés. tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

❖ L'eau de gâchage :

Leur rôle principal est l'hydratation des grains de ciment anhydre, il a une grande influence sur la résistance du béton ainsi la durabilité.

I. 5.1. Résistance caractéristique du béton:

❖ Résistance à la compression f_{cj} :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre

16cm, et de hauteur de 32cm.

D'après le (Article A.2.11) on prend [3]:

$$f_{cj} = \frac{f}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{f}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

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

❖ Résistance à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} .

D'après le **BAEL91 (Article A.2.12)** on prend :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{ij} = 0.275 f_{cj} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour $j=28$ et $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

❖ Module de déformation longitudinale du béton :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

❖ Module de déformation instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané du béton âge de (j) jours note E_{ij} .

D'après le **BAEL91** (Article A.2.21) on prend :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_c j}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on à $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.

❖ **Module de déformation différée :**

Les déformations différées du béton comprend le retrait et le fluage.

D'après le **BAEL91** (Article A.2.1.22) on prend :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c j}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on à $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$.

❖ **Le coefficient de poisson ν :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{La déformation transversale}}{\text{la déformation longitudinale}}$$

D'après le **BAEL 91**(art A.2.1.3) on prend :

$\nu = 0$ à ELU ; $\nu = 0,2$ à ELS

❖ **Module de déformation transversale béton :**

Le module de cisaillement est une grandeur physique propre à chaque matériau et qui intervient dans la caractérisation des déformations causées par des efforts de cisaillement.

$$G = \frac{E}{2(2\nu+1)} \quad , \quad \text{Avec : } E : \text{ module de Young } \quad \text{et } \nu : \text{ Coefficient de poisson.}$$

I. 5.2 Contraintes limite du Béton :

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

- Selon le **BAEL** :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

D'après le **BAEL 91**(art A.4.3.41) on prend : $\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Avec : **0.85** : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ_b : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement tel que :

$\theta=1$ si $t > 24h$

$\theta=0.90$ si $1h < t < 24h$

$\theta=0.85$ si $t < 1h$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b=1,15$ pour les combinaisons accidentelles.

$\gamma_b=1,50$ pour les combinaisons fondamentales.

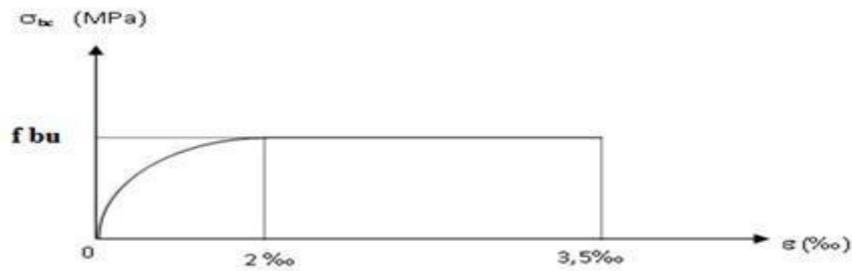


Figure I. 8:Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

D'après **BAEL** (l'article A.4.3.42) :

Dans la zone comprimée d'une section droite de poutre fléchie, il sera loisible de remplacer le diagramme parabole rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié.

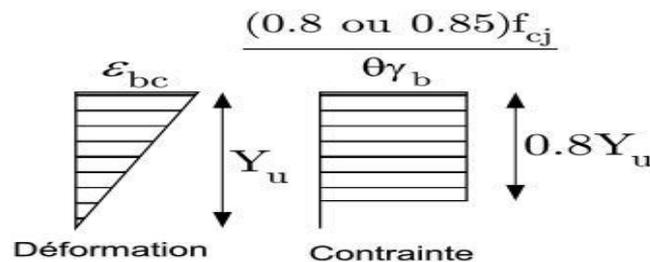


Figure I. 9:Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton (BAEL).

❖ **Etat limite service (ELS) :**

- Selon le **BAEL** :

La valeur de la contrainte de compression du béton selon le **BAEL 91**(art A.4.5.2) on prend : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$

Pour : $f_{c28}=25\text{MPa}$ on à $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

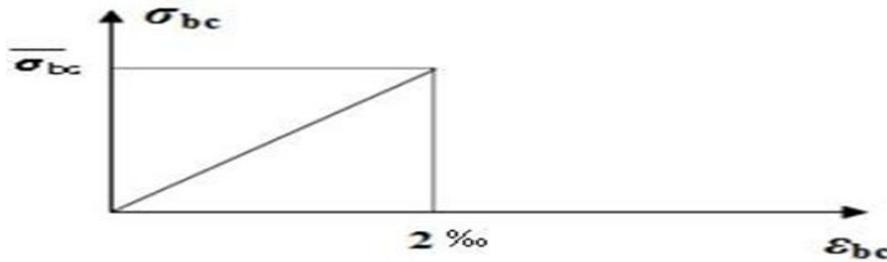


Figure I. 10:Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

❖ **La contrainte tangente ultime:**

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime V_u .

D'après **BAEL** (l'article A.5.1) donne la valeur :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad \text{Avec : } b_0 : \text{largeur de la pièce et } d : \text{hauteur utile.}$$

❖ **Contrainte tangente limite ultime**

D'après l'article du donne la valeur de $\bar{\tau}_u$ [3] :

- **Cas de l'armature Transversale droit à $\alpha = 90^\circ$:**

Fissuration non préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$$

- **Cas de l'armature à $\alpha = 45^\circ$:**

Quel que soit la fissuration :

$$\overline{\tau u} = \min \left\{ \frac{0.27 f_{cj}}{y_b}; 7 \text{ MPa} \right\}$$

I.5.3 Contraintes limite des aciers:

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture.

I.6. Caractéristiques de forme des aciers :

Il existe trois types d'aciers pour béton armé en fonction de leur forme et de leur surface :

❖ Les aciers lisses :

Les nuances sont (Fe E215 ; Fe E235) correspondant à des limites d'élasticité de 215 MPa et 235MPa.

❖ Les aciers à haute adhérence :

Les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400 MPa et 500MPa.

❖ Treillis soudés (Ts) :

La nuance est Fe E400 correspondant à la limite d'élasticité de 400MPa.

➤ Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. D'après l'article du BAEL(A.2.2.1) donne la valeur de E_s : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

I.6.1. Contraintes limite d'acier :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

- Selon le BAEL :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte – déformation

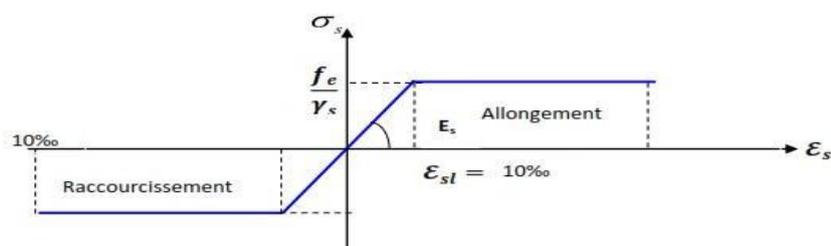


Figure I. 11: Diagramme contraintes-déformations d'acier à l'ELU (BAEL).

Tel que : f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{l} = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s}$

σ_s : contrainte de l'acier $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.5$ Cas de situations durable ou transitoire.

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_e = 400$ MPa

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

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

- Fissuration peu nuisible: pas de vérification
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Avec : η : coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1.60$ pour les aciers à haute adhérence.

• **Les actions :**

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc. ...).

• **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

- **Les combinaisons d'action :**

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Les combinaisons d'action à considérer sont :

- ❖ **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

- Combinaison Accidentelle: $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

- ❖ **Combinaison du BAEL 91:**

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- ELS : $G+Q$

I.7 Hypothèse de calcul :

- ❖ **Calcul aux états limites de service (E.L.S) :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal

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

Avec : n : le coefficient d'équivalence.

- ❖ **Calcul aux états limites ultime (E.L.U) :**

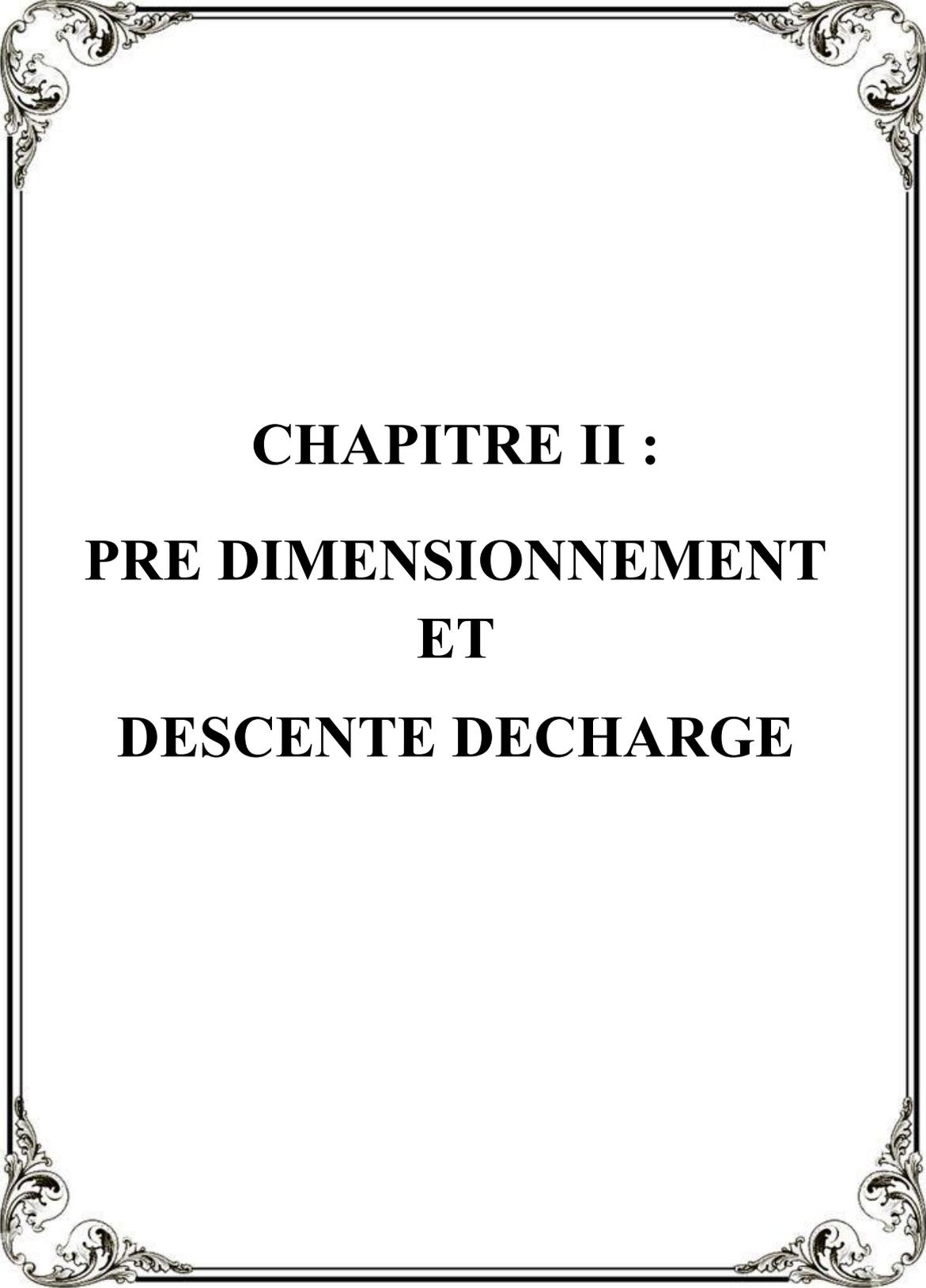
- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : **10%.**
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion.

$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée.

I.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre ouvrage qui est un bâtiment mixte (portique voiles) en R+6 à usage d'habitation, situé dans la zone sismique IIa d'Algérie (Ville de Jijel). Ses différentes dimensions, son ossature, les caractéristiques de ses matériaux ont été discutées. Enfin, nous avons définies hypothèses de calcul selon les règlements **BAEL91 [3]** et **(RPA99, 2003) [1]**. Utilisant le logiciel **d'Auto cad** et **ROBOT** pour le calcul. Dans le chapitre suivant, nous allons présenter le pré dimensionnement des éléments afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.



CHAPITRE II :
PRE DIMENSIONNEMENT
ET
DESCENTE DECHARGE

II.1. Introduction :

Nous étudions dans ce chapitre le pré dimensionnement des éléments structuraux ils ont très important, son but est de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version 2003**, **CBA 93** et **BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1. les Planchers :

Le plancher est une structure horizontale qui supporte les surcharges d'exploitation (personnes, mobilière, véhicules, ...) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, à la fin aux fondations.

Dans notre projet on trouve **des planchers à corps creux et en dalle pleine.**

II.2.1.1. Plancher en corps creux:

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

1. Résistance au feu :

D'après le [3]:

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu.

$e = 17.5\text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

Dans notre projet on prend $e = 15\text{ cm}$

2. Condition acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15cm ; on adopte une épaisseur de : $e=16\text{cm}$.

3. La Condition de flèche :

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le

CBA93 (art B.6.8.424) comme suit [2] :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec : h_t : L'épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_x : Longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

On a $L_x = 4.75\text{m}$

$$h_t \geq \frac{475}{22.5} = 16 \text{ cm}$$

Donc on admet que : $h_t = 20\text{cm}$

On admet que : $e = 16 \text{ cm}$

Nous avons ainsi : $h = 16 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$

Donc on adopte une épaisseur $h_t = 20\text{cm}$



Figure II. 1: Plancher à corps creux 16+4

a. Les poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) en béton armé de caractéristiques géométrique suivant :

D'après les règles de BAEL91(A.4.1) [3]:

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L_x}{10} \right\}$$

Avec : L_0 : la longueur de corps creux.

L_x : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Le corps creux à une hauteur de 16cm et une longueur de 55cm donc :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{475}{10} = 47.5 \text{ cm} \right\}$$

On prend : $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

- La largeur de la table de compression est définie par : D'après les règles de

BAEL91 (A.4.1, 5)

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t$$

Avec h_t : Épaisseur totale de la dalle.

$$0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20$$

$$6\text{cm} \leq b_0 \leq 18\text{cm}$$

Donc on prend : $b_0 = 10\text{cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 27.5) + 10 = 65\text{cm}$$

Donc $b = 65\text{cm}$

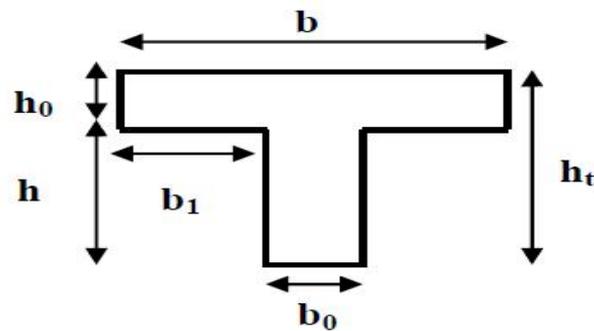


Figure II. 2: Schéma des poutrelles.

II.2.1.2. Plancher dalle pleine :

C'est une dalle en béton armé coulé sur place, elle est constituée d'armature et de béton.

Son pré-dimensionnement se fait selon trois critères :

a) **Résistance au feu** : D'après [3]:

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coup feu

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu

$e = 17.5\text{cm}$ pour quatre heures de coup feu

On admet que : $e = 15\text{cm}$

b) **Critère de résistance** [1]:

$e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle reposant sur deux appuis

$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle reposant sur trois appuis ou 4 appuis

c) Isolation phonique :

Selon les règles techniques **CBA93** en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à **14cm**.

Si : $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une poutre de 1 mètre de largeur.

Si : $\rho = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$ la dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers.

Avec :

l x : petite portée du plancher.

l y : grande portée du plancher.

Dans notre projet il y a trois types :

- **type1 :** Pour une dalle reposant sur deux appuis

$$L_x = 1.20\text{m} \quad L_y = 3\text{ m}$$

Donc : $\rho = \frac{1.20}{3} = 0.4$ donc la dalle travailler une seul sens X-x

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$
$$3.42 \leq e \leq 4$$

- **type2 :** Pour une dalle reposant sur deux appuis

$$L_x = 1.40\text{ m} \quad L_y = 5.9\text{ m}$$

Donc : $\rho = \frac{1.40}{5.9} = 0.23 < 0.4$ donc la dalle travailler une seul sens X-x

$$\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30}$$
$$4 \leq e \leq 4.6$$

- **type3 :** Pour une dalle reposant sur deux appuis

$$L_x = 1.20\text{ m} \quad L_y = 3.3\text{ m}$$

Donc : $\rho = \frac{1.20}{3.3} = 0.36 < 0.4$ donc la dalle travailler une seul sens X-x

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$
$$3.42 \leq e \leq 4$$

On prend une épaisseur équivalente à plus de 2 heures de coupe-feu

On adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.2. Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un élément constructif de circulation verticale permettant de passer d'un niveau à un autre. Il est constitué d'une succession de marches et de contre marches. Il peut être en béton armé coulé en place ou préfabriqué, en métal, en bois... etc.

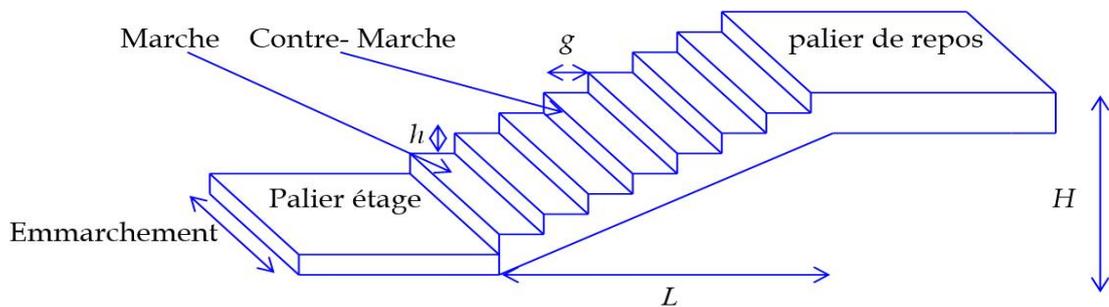


Figure II. 3: Les principes composant d'escalier.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier :

Type : escalier a deux volées pour le RDC et les étages courants

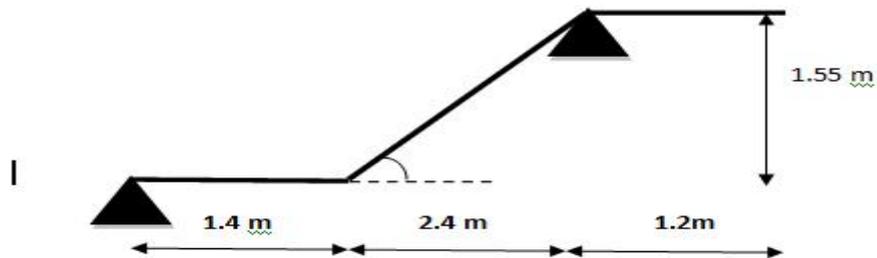


Figure II. 4: schéma d'escalier à deux volées.

II.2.2.2. Dimensionnement :

En utilise la formule de **BLONDEL** pour dimensionner la géométrie de l'escalier.

En pratique, nous avons :

- la hauteur h : $14 \leq h \leq 22$
- la largeur g : $22 \leq g \leq 33$

Pour une bonne réalisation d'escaliers on prend :

$g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

Vérification d'après la formule de Blondel :

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \rightarrow (2 \times 17) + 30 = 64 \text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

– **Nombre des contres marches:**

$$n = \frac{H_v}{h} = \frac{1,55}{17} = 9 \text{ contres marches}$$

– **Nombre des marches :**

$$N_m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ Marche}$$

– **Détermination l'Inclinaison de la paillasse (α) :** $\tan \alpha = \frac{H_v}{L_f}$

Avec : $L_f = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 2,4 \text{ m}$

$$\tan \alpha = \frac{1,55}{2,4} = 0,646 \rightarrow \alpha = 32,856^\circ$$

– **L'épaisseur de palier et de volée (e) RDC et étage courant :**

La longueur de la paillasse ($L_{\text{paillasse}}$) est :

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{H_v}{\sin \alpha} = \frac{1,55}{0,543} = 2,855$$

L'épaisseur de la paillasse est :

$$L = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 2,855 + 1,40 = 4,255 \text{ m}$$

Selon la condition suivante :

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

Donc : $0,14 \text{ m} \leq e \leq 0,21 \text{ m}$

On prend : **e = 15 cm** pour épaisseur de palier et paillasse.

II.2.3. Pré dimensionnement de l'acrotère :

C'est un élément secondaire en béton armé coulé sur place, encastré au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre (G), main courante et à une force sismique horizontale (Q) définie par le **RPA 99 version 2003**[1]. Elle est un rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

- **Evaluation des charges de calcul :** $\gamma_b = 25000 \text{ N/m}^3$

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,10) + 0,1 \times (0,30/2) = \mathbf{0,0685 \text{ m}^2}$$

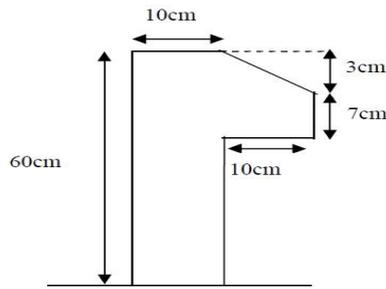


Figure II. 5: Coupe en élévation de l'acrotère.

Tableau II. 1: Evaluation de charge de l'acrotère.

Désignation	h (m)	Surface (m ²)	Poids (KN/ml).		Poids propre Totale G (KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q(KN /ml)
			Acrotère (e=10cm)	Enduit (e =3cm)		
Acrotère	0.6	0.0685m²	2.11	0.54	2.65	1

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.3.1. Pré dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux de section (b x h). Il y a deux types de poutres :

II.3.1.1. les poutres principales (longitudinales) :

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

- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

Selon le règlement **B.A.E.L91 modifié en 99** les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par **R.P.A99 version 2003**.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

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

Avec : L_{\max} : la longueur plus grande portée entre deux appuis (distance entre les nus des poteaux et on choisit la plus grande portée) D'après le **BAEL91(B.6.11)**

h : hauteur de la poutre. b : la largeur de la poutre.

a) Détermination de la hauteur « h » :

$$L_{\max} = 535 \text{ cm}$$

$$\frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \rightarrow 35.66 \text{ cm} \leq h \leq 53.5 \text{ cm}$$

On adopte : **h = 45 cm**

b) Détermination de la largeur « b » :

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

Nous prenons : **b = 30 cm**

c) Vérification selon le RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1):

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après : (Zone sismique II-a)

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions **(30 × 45) cm²**.

II.3.1.2. Les poutres secondaires (transversales) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer

$$L_{\max} = 4.10 \text{ m.}$$

a) Détermination de la hauteur « h » :

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

On adopte : **h = 40 cm**

b) Détermination de la largeur « b » :

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Nous prenons : **b = 30 cm**

C) Vérification selon le RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1):

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :(Zone sismique II-a)

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 40\text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions **(30 × 40) cm²**.

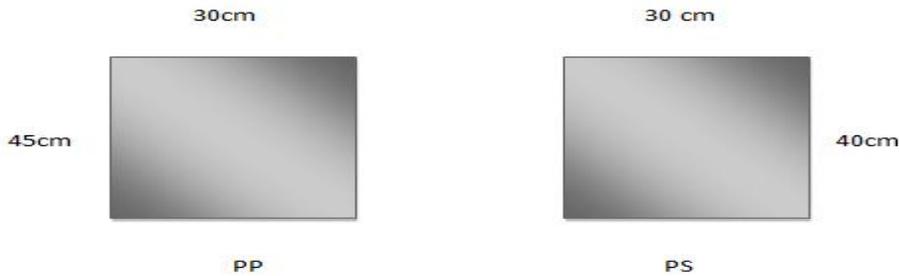


Figure II. 6: Les dimensions de la poutre principale et la poutre secondaire.

II.3.2 Pré dimensionnement les voiles :

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1.RPA99modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

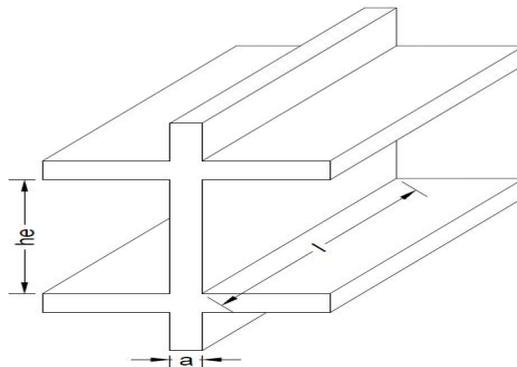


Figure II. 7: Coupe de voile en élévation.

Les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.(Version 2003) [1]:

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

D'après le **RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1)** :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; \frac{h_e}{22} \right\}$$

Avec : h_e : hauteur libre d'étage.

a_{\min} : épaisseur du voile.

- Pour le RDC et l'étage courant : $h_e = 3.10 - 0.45 = 2.65\text{m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; \frac{265}{22} = 12.04\text{cm} \right\} \rightarrow a_{\min} \geq 15\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $a = 20\text{ cm}$

– Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion.

II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU selon les règles du **BAEL91**.

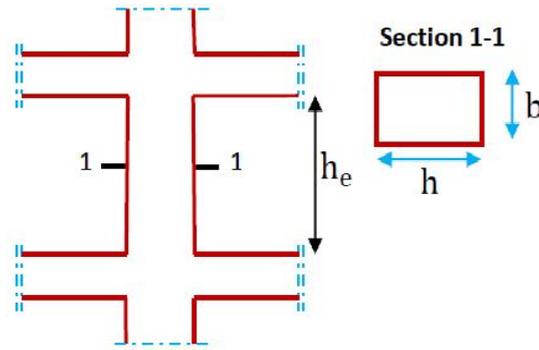


Figure II. 8: Hauteur libre d'étage.

D'après RPA99 version 2003 (Article 7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA99 (version 2003).

$$\begin{cases} \min (b; h) \geq 25\text{cm} \\ \min (b; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableau II. 2: Section des poteaux préalable.

Etages	RDC et 1ère	2ème et 3ème et 4ème	5ème et 6ème
Section (b×h) cm ²	40× 45	35× 40	30× 35

II.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que

On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison est celle des murs répartis qui lui revient.

- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

II.4.1. Les Planchers :

a) Plancher terrasse inaccessible :

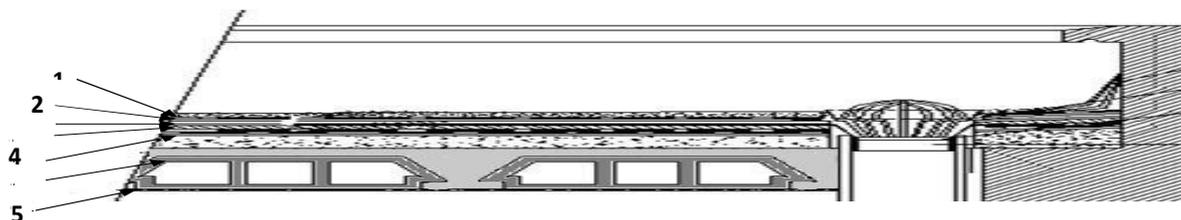


Figure II. 9: Coupe placher de la terrasse inaccessible.

- 1) Gravillon de protection.
- 2) Etanchéité multicouches.
- 3) Béton de pente.
- 4) Isolation thermique.
- 5) Plancher à corps creux.
- 6) Enduit en plâtre.

– Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2) [4] :

Tableau II. 3: Les charges sur le placher de la terrasse inaccessible.

N°	Désignation	E (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.02	0.20	0.40
2	Etanchéité multicouches	-	-	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.20
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Par vapeur	0.04	2.4	0.096
6	Plancher corps-creux	(0.15+0.04)	-	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	0.1	0.20

Charge permanente totale	5.976
Surcharge d'exploitation	Q=1

Plancher étage courant :

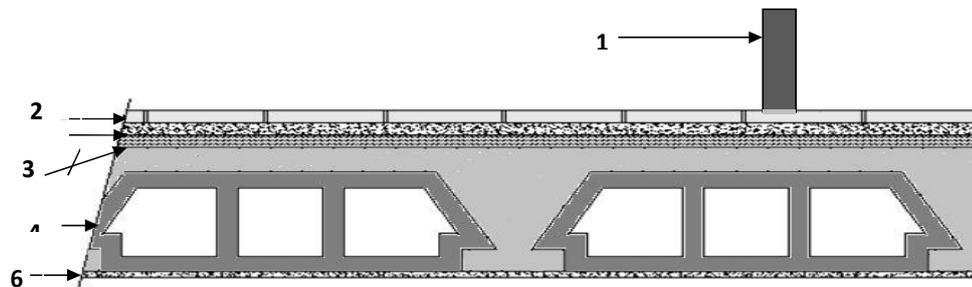


Figure II. 10: Coupe plancher d'étage courant.

- 2) Carrelage
- 3) Mortier de pose
- 4) Lit de sable
- 5) Plancher à corps creux.
- 6) Enduit en plâtre.

– Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2)[4] :

Tableau II. 4 : Les charges sur le plancher d'étage courant.

Nº	Désignation	E (m)	γ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Cloisons en brique	-	-	1
2	Revetment en carrelage	0.02	0.2KN/m ² /cm	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20KN/m ³	0.40
4	Lit de sable	0.03	18KN/m ³	0.54
5	Plancher à corps creux	(0.16+0.04)	-	2.80
6	Enduit plâtre	0.02	0.1KN/m ² /cm	0.20
Charge permanente totale				5.34
Surcharge d'exploitation				Q=1.5

II.4.2. Balcon :

Tableau II. 5: Charge permanente et d'exploitation de balcon.

N ^o	Désignation	E (m)	γ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	0.20KN/m ² /cm	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20KN/m ³	0.40
3	Lit de sable	0.02	18KN/m ³	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25KN/m ³	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	0.18KN/m ² /cm	0.36
Charge permanente totale				5.31
Surcharge d'exploitation				Q=3.5

II.4.3. Mur extérieur:

Il est schématisé dans la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau:

Tableau II. 6: Charge permanente de cloisons extérieures.

N ^o	Désignation	E (m)	γ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18KN/m ² /cm	0.36
2	Maçonnerie en brique creuse	0.10	9KN/m ³	0.9
3	Maçonnerie en brique creuse	0.15	9KN/m ³	1.35
4	Enduit plâtre	0.02	10 KN/m ³	0.20
Charge permanente totale				2.81

II.4.4. Mur intérieur:

Il est schématisé dans la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau:

Tableau II. 7: Les charges du mur intérieur (10cm).

Nº	Désignation	E (m)	γ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse	10	9KN/m ³	0.9
2	Enduit plâtre(2cotés)	2 +2	10 KN/m ³ /cm	0.4
Charge permanente totale				1.30

II.4.5.L'escalier :

Tableau II. 8: Tableau II. 8: Les charges sur la paillasse.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.20KN/m ² /cm	0.40
2	Mortier de pose	2	20KN/m ³	0.40
3	Lit de sable	2	18KN/m ³	0.36
4	Palier	18	25KN/m ³	4.5
5	Enduit de ciment	2	0.18KN/m ² /cm	0.36
Charge permanente totale				6.02
Surcharge d'exploitation				Q=2.5

a. La paillasse RDC + EC :

Tableau II. 9: Tableau II. 8: Les charges sur la paillasse.

Nº	Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G(KN/m ²)
1	Carrelage sur marches	2	0.20KN/m ² /cm	0.40
2	Carrelage sur contre marches	2hg	0.20KN/m ² /cm	0.226
3	Mortier de pose	0.02+0.02hg	20KN/m ³	0.626
4	Lit de sable	2	0.18KN/m ³	0.36
5	Paillasse et marches	$(0.18/\cos 32.19) + (0.17/2)$	25KN/m ³	7.443
6	Enduit en ciment	$2/\cos 32.195$	0.18KN/m ² /cm	0.425
7	Garde-corps	-	-	0.10
Charge permanente totale				9.579
Surcharge d'exploitation				Q=2.5

II.4.6. Voile :

Tableau II. 10: Charge permanents des voiles.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique(KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Béton armé	0,25	25	6,25
2	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
3	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
				G = 6.89

II.5. Descente de charge :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

II.5.1. Loi de dégression des charges : (DTR B.C.2.2) [4]

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages **1, 2, 3, ..., n** numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Terrasse	Q_0
Dernier étage (étage 1)	$Q_0 + Q_1$
Etage 2	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Etage3	$Q_0+0.90 (Q_1 + Q_2+Q_3)$
Etage4	$Q_0+0.85 (Q_1 + Q_2+ Q_3+Q_4)$
Etage n(n≥5)	$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_4+..... Q_n)$

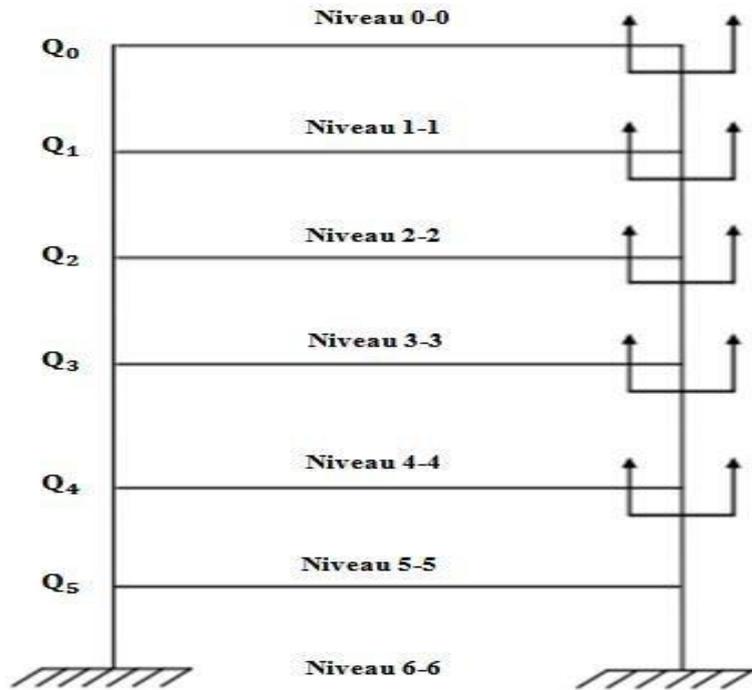


Figure II. 11: Schéma statique de la descente de charge

Tableau II. 11: L'application de la loi de dégression pour les charges différentes.

Niveau des planchers	Surcharge (KN/m ²)	Σ sur charges différentes	Σ Sur charge (KN/m ²)
6	Q ₀ =1	Σ ₀ =Q ₀	1
5	Q ₁ =1.5	Σ ₁ =Q ₀ + Q ₁	2.5
4	Q ₂ =1.5	Σ ₂ =Q ₀ + 0.95 (Q ₁ + Q ₂)	3.85
3	Q ₃ =1.5	Σ ₃ =Q ₀ +0.9 (Q ₁ + Q ₂ +Q ₃)	5.05
2	Q ₄ =1.5	Σ ₄ =Q ₀ +0.85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6.10
1	Q ₅ =1.5	Σ ₅ =Q ₀ +0.8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ + Q ₅)	7
RDC	Q ₆ =1.5	Σ ₅ =Q ₀ +0.75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ + Q ₅ +Q ₆)	19.38

II.5.2. Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire):

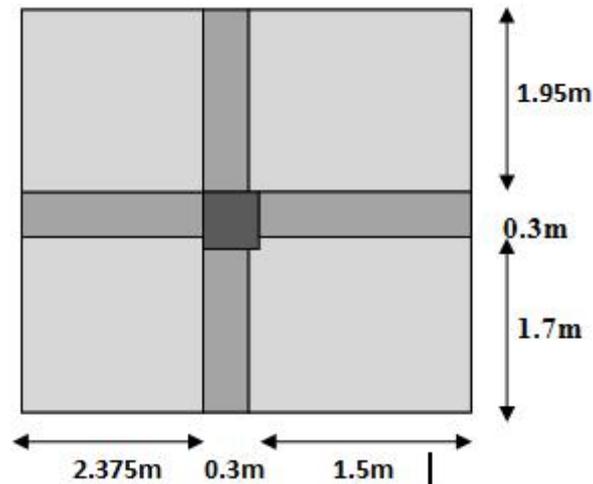


Figure II. 12: Section revenant au poteau le plus sollicité.

-La surface afférente:

$$S = [(1.95 \times 2.375) + (1.5 \times 1.7) + (1.95 \times 1.5) + (1.7 \times 2.375)] = 14.144 \text{m}^2$$

-La charge permanente:

– Les poteaux:

- Le poteau RDC et le poteau D'étage:

$$G_{pot} = S \times 25 \times h_e = 6.975 \text{KN}$$

- Les poutres :

$$\begin{cases} G_{pp} = s \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 10.95 \text{KN} \\ G_{ps} = s \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 10.172 \text{KN} \end{cases}$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = S \times 5.976 = 84.524 \text{KN}$$

- Plancher d'étage courant:

$$G = S \times 5.34 = 75.528 \text{KN}$$

- Mur intérieur (dans RDC et l'étage 1 à 5) :

$$[(3.10 - 0.30) (1.5 + 2.375) + (3.10 - 0.4) (1.95 + 1.70)] \times 1.3 = 20.705 \text{KN}$$

Tableau II. 12: Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire).

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Poutre principale	10.95	14.144
	Poutre secondaire	10.172	
	Plancher terrasse	84.524	
Total		105.646	
1-1	Revenant 0	105.646	35.36
	Poteau des étages	6.975	
	Poutre principale	10.95	
	Poutre secondaire	10.172	
	Plancher étage courant	75.528	
	Mur intérieur d'étage	20.705	
Total		229.976	
2-2	Revenant 1	229.976	54.45
	Poteau des étages	6.975	
	Poutre principale	10.95	
	Poutre secondaire	10.172	
	Plancher étage courant	75.528	
	Mur intérieur d'étage	20.705	
Total		354.306	
	Revenant 2	354.306	
	Poteau des étages	6.975	
	Poutre principale	10.95	

CHAPITRE II PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

	Poutre secondaire	10.172	
	Plancher étage courant	75.528	
	Mur intérieur d'étage	20.705	
	total	478.636	
4-4	Revenant 3	478.636	86.27
	Poteau des étages	6.975	
	Poutre principale	10.95	
	Poutre secondaire	10.172	
	Plancher étage courant	75.528	
	Mur intérieur d'étage	20.705	
	Total	602.966	
5-5	Revenant 4	602.966	99.01
	Poteau des étages	6.975	
	Poutre principale	10.95	
	Poutre secondaire	10.172	
	Plancher étage courant	75.528	
	Mur intérieur d'étage	20.705	
	total	727.296	
6-6	Revenant 5	727.296	109.61
	Poteau de RDC	6.975	
	Mur intérieur	20.705	
	total	754.976	

II.5.3. Vérification de la section de poteau : (BAEL91 b.8.4, 1)

Selon le **article B.8.4.1** le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante [3]:

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.90 \gamma_B} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

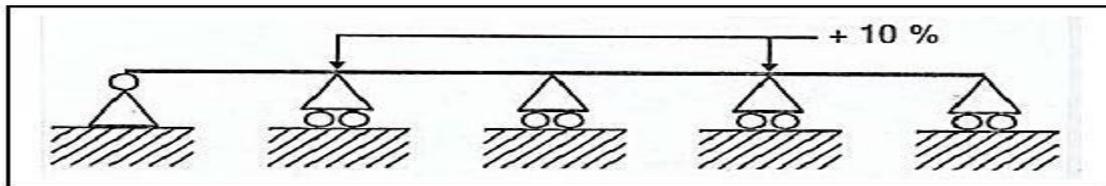
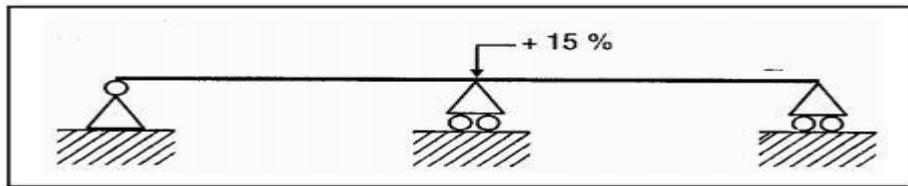
$$N_u = 1.35G + 1.5Q = [(1.35 \times 754.976) + (1.5 \times 109.61)] = 1183.632 \text{ KN}$$

En béton armé, les charges verticales agissant sur les poteaux doivent être augmentées par rapport aux calculs de descentes de charges effectués de :

- 15% pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées, (On multiplie par 1.15).
- 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiments comportant au moins trois travées. (On multiplie par 1.1).

Donc : pour le cas de notre bâtiment on la charge ultime N_u multiplie par 1.1

$$N_u = 1.1 \times (1183.632) = 1301.993 \text{ KN}$$



• **Vérification à la compression simple:**

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$

Avec : B : section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{1301.993 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} \rightarrow B \geq 0.0867$$

Pour 1^{ère} et RDC On à : $B = (b \times h) \rightarrow B = (0.4 \times 0.45) \rightarrow B = 0.18 \text{ m}^2$

$B = 0.18 \text{ m}^2 \geq 0.0879 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Pour 2^{ème} ; 3^{ème} et 4^{ème} On à : $B = (b \times h) \rightarrow B = (0.35 \times 0.4) \rightarrow B = 0.14 \text{ m}^2$

$B = 0.14 \text{ m}^2 \geq 0.0879 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Pour 5^{ème} et 6^{ème} On à : $B = (b \times h) \rightarrow B = (0.3 \times 0.3) \rightarrow B = 0.09 \text{ m}^2$

$B = 0.09 \text{ m}^2 \geq 0.0879 \dots\dots\dots \text{C.V}$

• **Vérification au flambement:**

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow B \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right)}$$

B_r : est la section de béton réduite du béton, obtenue en enlevant 1cm de béton sur toute la périphérie de la section : $B_r = (45 - 2) \times (45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2 = 0.1849 \text{ m}^2$

α : un coefficient de flambement en fonction de l'élancement de l'élément poteau (λ)

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tableau II. 13: Résultats des vérifications au flambement.

Poteau	RDC	Etage 1, 2, 3, 4,5
N_u (KN)	1319.508	1319.508
B_{cal} (m ²)	0.0879	0.0879
B_{adopt} (m ²)	0.2025	0.2025
L_0 (m)	3.10	3.10
L_f (m)	2.17	2.17
$I \times 10^{-2}$ (m ⁴)	0.0034	0.0034
i (m)	0.1295	0.1295
λ	16.756	16.756
α	0.813	0.813
$B_{r cal}$ (m ²)	0.0762	0.0762
$B_{r adopt}$ (m ²)	0.1849	0.1849

Donc on calcul l'élancement λ : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement. $L_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie. $I = \frac{b_1 \times h^3}{12}$

Il est préférable de prendre $\lambda < 35$

A partir de l'équation citée précédemment, on trouve B_r :

$$B \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right)}$$

Avec : $\frac{A_s}{B_r}$ représente le taux d'acier dans la section du poteau. Le pourcentage minimal d'armature pour un poteau, qui est selon l'article 7.4.2.1 des règles RPA V2003, pour la zone sismique **Iia** égale à : **0.8%** [1].

Nous avons :

$$B_{radopt} = 0.1849 \text{ (m}^2\text{)} > B_{rcal} = 0.0762 \text{ (m}^2\text{)} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les poteaux ne risquent pas de flamber.....

Donc :

On adopte **h = 45 cm et b = 40 cm**

-Vérification des dimensions de la section du poteau de RDC et d'étage d'après le [1] article 7.5.1:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1; h_1) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(40; 45) \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV} \\ \min(40; 45) > \frac{310}{20} = 15.5 \dots \dots \dots \text{CV} \\ 0.25 \leq \frac{40}{45} = 0.88 \leq 4 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

On adopte la section **(b₁ ; h₁) = (40×45) cm²** qui vérifie les conditions de [1].

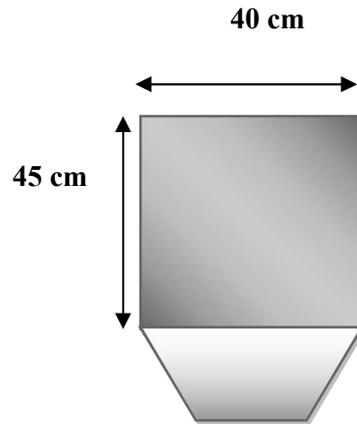


Figure II. 13: Les dimensions du poteau.

II.6. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de pré dimensionner les éléments porteurs (poutres, poteaux ; plancher et voile) et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

❖ Plancher :

Pour le corps creux est $(16+4) = 20\text{cm}$.

Pour les dalles pleine $e=16\text{ cm}$.

❖ Poutres :

Poutres principales : $30 \times 45\text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $30 \times 40\text{ cm}^2$

❖ Escalier (paliers + volées) :

Nous avons adopté une épaisseur $e=18\text{cm}$.

❖ Voile :

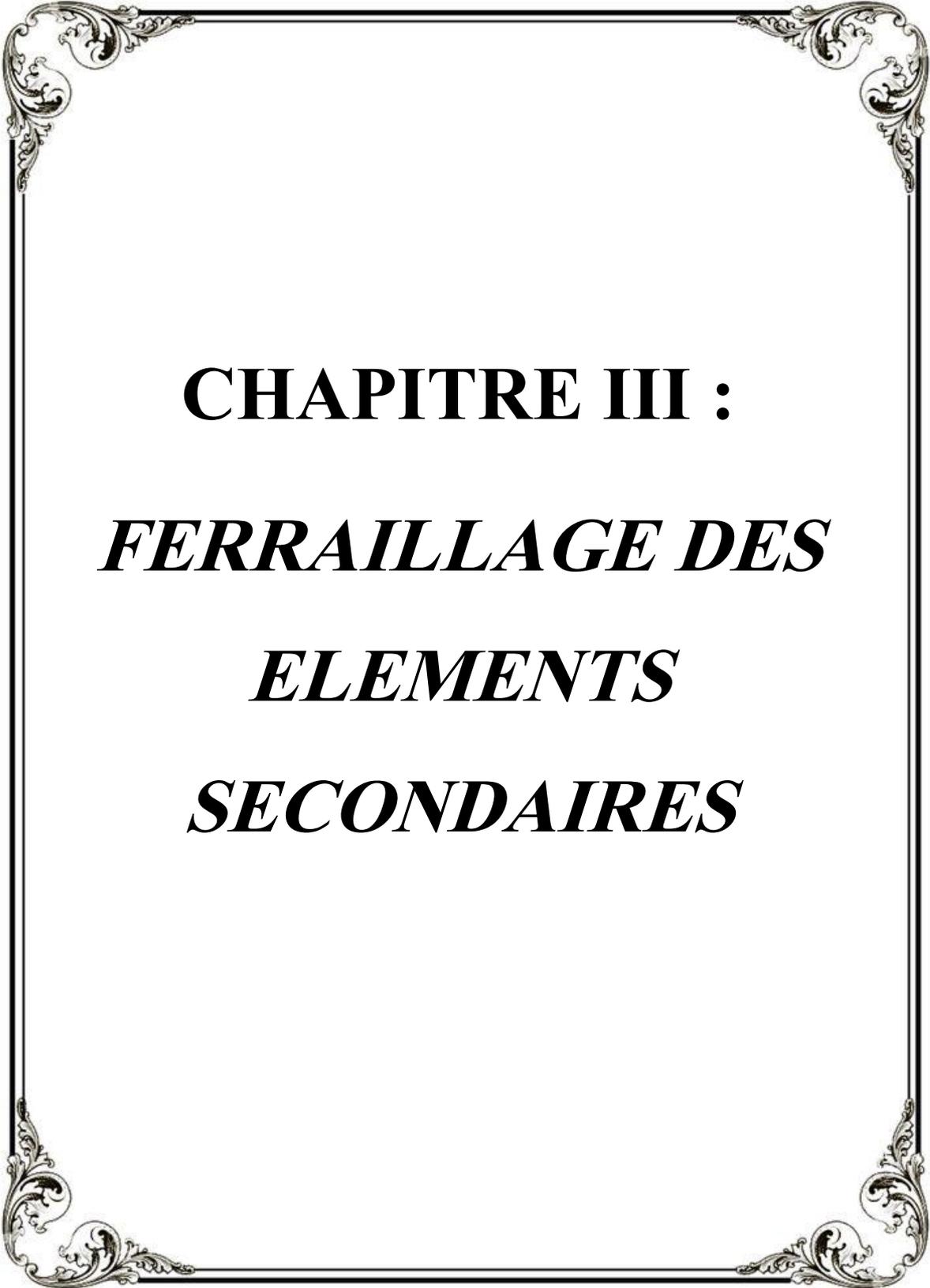
$e=20\text{ cm}$ pour toute la structure (tous les étages)

❖ poteaux :

RDC, 1er étage : $40 \times 45\text{ cm}^2$

2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} : $35 \times 40\text{ cm}^2$

5^{ème}, 6^{ème} : $30 \times 30\text{ cm}^2$



CHAPITRE III :
FERRAILLAGE DES
ELEMENTS
SECONDAIRES

III.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre des généralités pour donner quelques rappels du projet à étudier ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés de ce dernier.

Calcul des sollicitations les plus défavorables puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (**BAEL 91 modifié 99**[3], **RPA 99 version 2003** [1], et **CBA93**) [2].

III.2. Etude de l'acrotère :

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse .Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une sur charge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1mlinéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

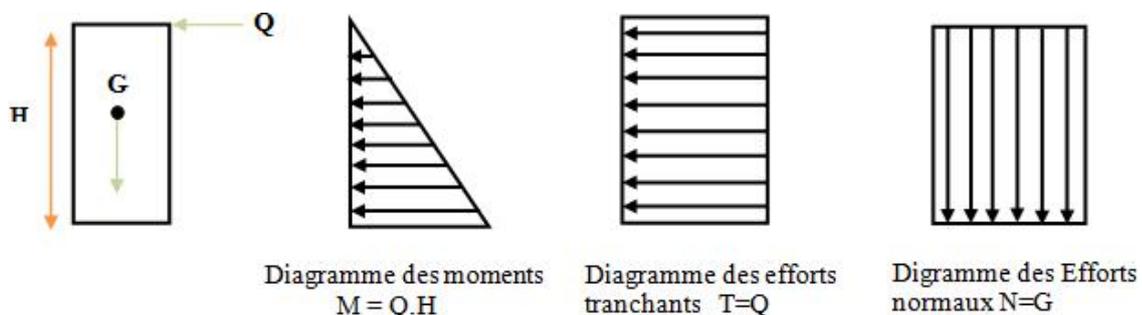


Figure III. 1: Schéma statique de l'acrotère.

III.2 .1.Vérification aux séisme:

D’après le **RPA99 Version 2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l’action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p=4AC_pW_p$$

A =0,15. Avec **A** : coefficient d’accélération de zone (zone IIa).

C_p =0,80 : facteur de force horizontale (élément en console)

W_p = 1.837kN/ml poids de l’acrotère.

$$W_p=G=1.687 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc: } F_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.687 = 0.81 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.81 \leq 1.5 Q \dots \dots \dots \text{ CV}$$

III.2.2. Sollicitation :

a) Etat limite ultime:

$$N_u=1.35N_G=1.35 \times 1.687 = 2.277 \text{ KN/ml}$$

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

b) Etat limite de service:

$$N_{ser}=N_G=1.687 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser}=N_Q=1 \times 0.6=0.6 \text{ KN.m/ml}$$

III.2.3. Ferrailage:

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (Fig.III.2).

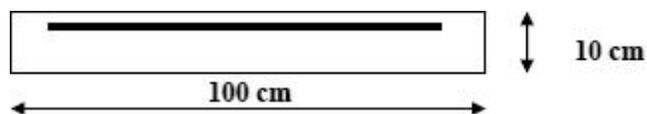


Figure III. 2: Section théorique pour le ferrailage de l’acrotère.

Les dimensions de la section :

$$h = 10 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0.9 h = 0.9 \times 10 = 09 \text{ cm}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

III.2. 3.1. Calcul à l'E.L.U :

Selon l'article (A.4.4) du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{tel que} \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.277} = 0.39 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4} (2 + \alpha\phi) = 0.0086 \text{ m}$$

• **calcul de l'élancement :**

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1.2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec: } I = \frac{bh^3}{12}; B = b \times h; i = 0.028 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.2}{0.028} = 42.85$$

$$\lambda_{\max} \leq \max (50, [67 \times e_0/h, 100])$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 42.85 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = 10 \left(\frac{1 - Mu}{1.5 M_{ser}} \right)$$

$$e_a > \max \left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250} \right)$$

$$e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.39 + 0.02 = 0.41 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.41 + 0.0086 = 0.419 \text{ m} = 41.9 \text{ cm}$$

On a: $\frac{l_f}{h} = 12$

$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right) = 83.9 \rightarrow$ On tiendra compte des effets du second ordre.

On majore N_u, M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en intro du issant l'excentricité totale :

La sollicitation corrigée.

$N_u' = 2.277 \text{ KN}$

$M_u' = N_u' \times (e_1 + e_2) = 0.227 \times 0.419 = 0.95 \text{ KN.m}$

$M_{ua} = M_u' + N_u' \times \left(d \cdot \frac{h}{2} \right)$

$M_{ua} = 0.95 + 2.277 \times \left(0.09 \cdot \frac{0.1}{2} \right)$

$M_{ua} = 1.04 \text{ KN.m}$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

a. 1^{ère} étape : étape fictive :

$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.104}{0.09^2 \times 100 \times 14.17} \times 10^{-2} = 0.00906 < 0.186 \text{ (Pivot A)}$

$\mu < 0.186 \rightarrow$ Pas d'acier comprimée

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

$\alpha = 0.012$

$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.089 \text{ m}$

$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{0.104}{0.089 \times 348} \times 10^{-2}$

$A_1 = 0.33 \text{ cm}^2$

b) 2^{ème} étape: Retour à la section réelle:

La section des armatures tendues dont la section réelle est A_u .

$A_u = 0.33 \times 10^{-4} - \frac{0.227 \times 10^{-2}}{348} = 0.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Calcul à L'ELS :**

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = 1.687 \text{ KN/ml}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.687} = 0.35 \text{ m} \rightarrow e_0 = 35 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.0167 \text{ m} \rightarrow e_0 = 1.67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1$ La section est partiellement comprimée.

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times (d - \frac{h}{2}) = 0.6 + 1.687 \times (0.09 - \frac{0.1}{2}) = 0.66 \text{ KN.m / ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **La contrainte de l'acier:**

Selon [3] (cas de fissuration préjudiciable).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} (b \times \overline{\sigma}_{bc} Z) = \frac{1}{2} (1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026 \text{ MN.m / ml}$$

$$M_{ser/A} = 0.66 \times 10^{-2} \text{ MN.m / ml} < M_1 = 0.026 \text{ MN.m / ml}$$

$M_{ser/A} < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{Z \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.66 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{st}} = 0.44 \times 10^{-4} - \frac{0.168 \times 10^{-2}}{201.63}$$

$$A_{ser} = 0.35 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)**

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{100} ; A_{\min} \right\}, A_{\min} > \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}; \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{1 \text{ cm}^2; 1.08 \text{ cm}^2\} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Donc : $A > \max (A_{ser}; A_s; A_{min})$

Qui nous donne : $A = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$, avec un espacement de 25 cm.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA8**, avec un espacement de 15 cm.

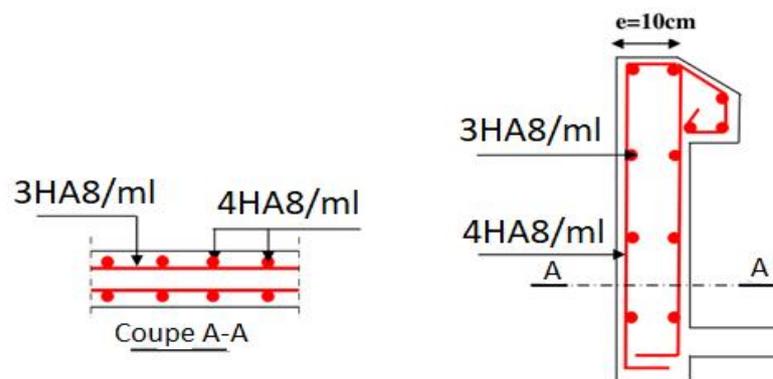


Figure III. 3: Schéma ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude d'escalier :

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plan horizontal (marches et paliers) permettant dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier, escalier à deux volées qui est identique pour tous les étages.

III.3.1 Evaluation des sollicitations

- **Charges et surcharges :**

Volée :

$$G = 9.58 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Palier :

$$G = 6.02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge de mur extérieur :**

Selon **DTR B.C 2.2 (Art 7.1)**

Pour une construction à usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Charge de mur extérieur : $F = G (H-e) \times 1\text{m}$

G : Poids volumique de mur extérieur.

H : Hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

$F = 8.20 \text{ KN/ml}$.

- **Combinaisons des charges :**

- **Calcul des charges a l'ELU et l'ELS :**

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

Volée :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 9.58 + 1.5 \times 2.5 = 16.68 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_{ser} = G+Q = 9.58 + 2.5 = 12.08 \text{ KN/ml}$

Palier :

A l'ELU: $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.02 + 1.5 \times 2.5 = 11.87 \text{ KN/ml}$

A l'ELS: $q_{ser} = G+Q = 6.02 + 2.5 = 8.52 \text{ KN/ml}$

On utilise la charge plus favorable (palliasse)

$q_u = 16.68 \text{ KN/ml}$

$q_{ser} = 12.08 \text{ KN/ml}$

Tableau III. 1: Combinaisons des charges d'escalier.

Combinaisons	Paillasse(KN /ml)	Palier(KN /ml)
ELU	16.68	11.87
ELS	12.08	8.52

❖ **Mur extérieure :**

A l'ELU: $P_u = 1.35 \times 8.20 = 11.07 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS: $P_{ser} = 8.20 \text{ KN/ml}$.

• **Calcul des sollicitations :**

a. **Calcul à l'ELU :**

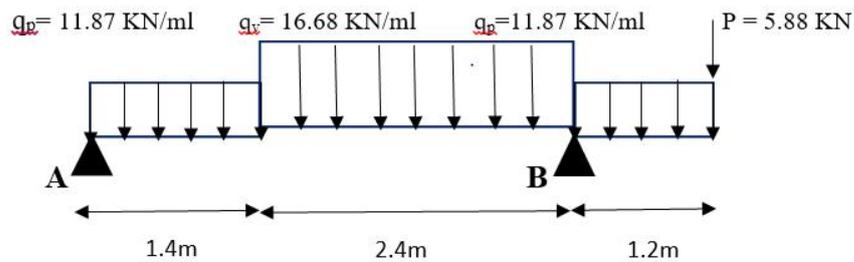


Figure III. 4: Schéma statique de l'escalier.

• **Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve :

- **ELU :**

$R_A = 23.90 \text{ KN}$

$R_B = 56.42 \text{ KN}$

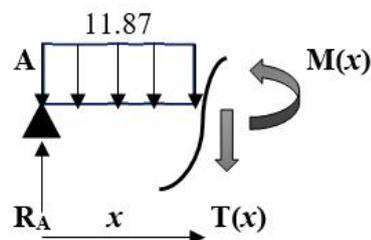
- **ELS :**

$R_A = 17.20 \text{ KN}$

$R_B = 40.85 \text{ KN}$

- **Moments fléchissant :** avec la méthode des sections :

Travée01 : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$



$$M(x) = 23.9x - 11.87 \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.4\text{m}) = 23.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

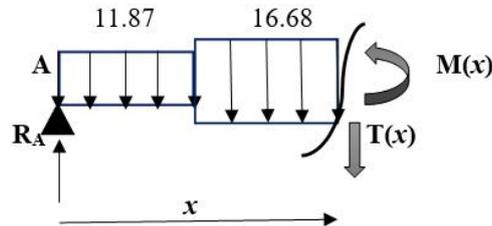
Le moment max à x tel que : $\frac{dM}{dx} = 0 \implies 11.87x - 23.9 = 0$

Donc : $x = 2.01 \text{ m}$; $M_{\max} = 23.98 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant :

$$T(x) = 23.9 - 11.87x \implies \begin{cases} T(x=0\text{m}) = 23.9 \text{ KN} \\ T(x=1.4\text{m}) = 3.72 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée02 : $1.4 \text{ m} \leq x \leq 3.8 \text{ m}$

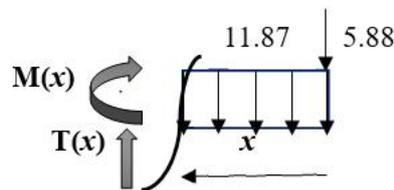


$$M(x) = 23.9x - 20.17(x-0.7) - 8.34(x-1.4)^2 \begin{cases} M(x=1.4\text{m}) = 23.5 \text{ KN.m} \\ M(x=3.8\text{m}) = -15.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Effort tranchant :

$$T(x) = 3.72 - 16.68(x-1.4) \implies \begin{cases} T(x=1.4\text{m}) = 3.72 \text{ KN} \\ T(x=3.8\text{m}) = -36.31 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée03 : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$



$$M(x) = -5.88x - 11.87 \times \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(x=0\text{m}) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.2\text{m}) = -15.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

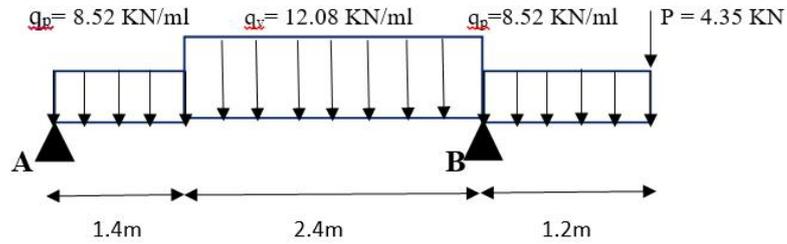
- Effort tranchant :

$$T(x) = 5.88 + 11.87x \implies \begin{cases} T(x=0\text{m}) = 5.88 \text{ KN} \\ T(x=1.2\text{m}) = 20.12 \text{ KN} \end{cases}$$

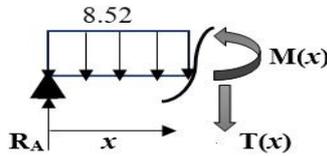
Donc : $M_{\max} = 23.98 \text{ KN.m}$, $T_{\max} = 36.31 \text{ KN}$

Donc : $M_{tu} = 0.85M_{max} = 20.38 \text{ KN.m}$
 $M_{au} = -0.5 M_{max} = -12 \text{ KN.m}$

b. calcul à l'ELS :



Travée01 : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$



-Moments fléchissant: avec la méthode des sections

$$M(x) = 17.02 x - 8.52 \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1.7\text{m}) = 16.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

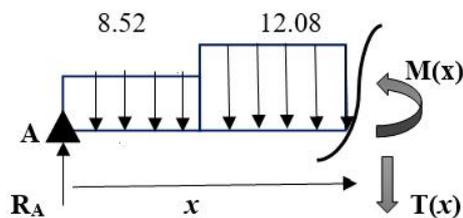
Le moment max à x tel que : $\frac{dM}{dx} = 0 \implies -8.52x + 17.02 = 0$

Donc : $x = 2 \text{ m}$; $M_{max} = 17 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant :

$$T(x) = 17.02 - 8.52 x \implies \begin{cases} T(x = 0\text{m}) = 17.02 \text{ KN} \\ T(x = 1.4\text{m}) = 2.53 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée02 : $1.4 \text{ m} \leq x \leq 3.8 \text{ m}$



$$M(x) = 17.02x - 14.48(x - 0.7) - 6.04(x - 1.4)^2$$

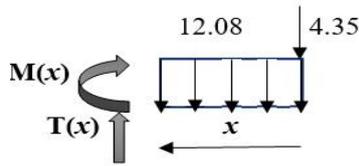
$$\begin{cases} M(x = 1.4m) = 16.62 \text{ KN.m} \\ M(x = 3.8m) = -12.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Effort tranchant :

$$T(x) = 2.53 - 12.08(x - 1.4)$$

$$\begin{cases} T(x = 1.4m) = 2.53 \text{ KN} \\ T(x = 3.8m) = -26.46 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée03 : $0 \leq x \leq 1.2m$



$$M(x) = -4.35x - 12.08 \times \frac{x^2}{2} \begin{cases} M(x = 0m) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1.2m) = -13.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Effort tranchant :

$$T(x) = 4.35 + 12.08x \implies \begin{cases} T(x = 0m) = 4.35 \text{ KN} \\ T(x = 1.2m) = 18.85 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc : $M_{\max} = 17 \text{ KN.m}$, $T_{\max} = 26.46 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{ts} = 0.85 M_{\max} = 14.45 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0.5 M_{\max} = -8.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.2 Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à L'ELU et la vérification se fera à L'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont : $S = (b \cdot h)$ avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 15 \text{ cm}$

Les résultats de calcul sont illustrés dans ce tableau.

ELU : $h = 20 \text{ cm}$; $d = 17 \text{ cm}$

Tableau III. 2:Ferrailage d'escalier.

Position	M(KN.m)	b		Z(m)	(²)	(²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	20.38	0.09	0.056	0.166	3.52	2.05	4HA12=4.52
Appui	-12	0.09	0.035	0.167	2.06	2.05	4HA10=3.14

• Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

- Entravée: $A_{rep} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \implies 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$; St=25cm

- En appui: $A_{rep} = \frac{3.14}{4}=0.79 \text{ cm}^2 \implies 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$; St=25cm

➤ Espacement entre les armatures :(BAEL91 A.8.2, 42) [3] :

- Armatures longitudinales : $S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

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

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

- Armatures transversale :

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

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

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

❖ Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{36.31 \cdot 10^3}{100 \cdot 170} = 0.213 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \implies \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc : pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification à L'ELS:

- En travée : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :** $\eta = 15$; $A_s = 4.52\text{cm}^2$; $A'_s = 0$

$$\frac{1}{2}y^2 + \eta(d-y) A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2}y^2 - 15 \times 3.14 (17 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 47.1 y - 763.02 = 0$$

$$y^2 + 1.35 y - 21.97 = 0$$

$$y = 4.06 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 A_s + \eta (d-y) A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.06^3 + 15(16.2 - 4.06)^2 \times 4.52 = 0$$

$$I = 12223.12 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{20.38 \times 10^6 \times 40.6}{12223.12 \times 10^4} = 2.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.72 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

- **En appuis :** $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :** $\eta = 15$; $A_s = 3.14\text{cm}^2$; $A'_s = 0$

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(d-y) A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} 30y^2 - 15 \times 3.14 (17 - y) = 0$$

$$15 y^2 + 47.1 y - 800.7 = 0$$

$$y = 2.19 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 A_s + \eta (d-y)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 2.19^3 + 15(17 - 2.19)^2 \times 3.14 = 0$$

$$I = 10435.76 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.5 \times 10^6 \times 21.9}{10435.76 \times 10^4} = 2.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Il n'y a pas de risque de fissuration du béton en compression.

• **Vérification de la flèche (article B.6.5.1) [3] :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Avec : h = 0.15 m et l = 3.6 m.

$$A_{stt} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{3.6} = 0.04 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{cnv} \\ \frac{0.15}{3.6} = 0.04 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{cnv} \\ \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \text{cv} \end{array} \right.$$

Donc il y'a un risque de la flèche:

$$\text{Il faut que : } f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$$

Avec :

I_{fi}: l'inertie fissurée

E_i: module instantané de béton (E_i = 32164.2MPa)

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \quad \Rightarrow \quad I_{fi} = 10877.84 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + F_{t28}} \quad \Rightarrow \quad \mu = 0.61$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times F_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \quad \Rightarrow \quad \lambda_i = 7$$

$$f = \frac{10877.84}{10 \times 32164.2 \times 10877.84} = 0.031 \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{500}{1000} = 0.50 \text{ cm}$$

$$f = 0.031 \leq \bar{f} = 0.50 \text{ cm.}$$

Donc : la flèche est Vérifiée.

II.3.3. Étude de la poutre palière :

La poutre palière c'est la poutre qui supporte la paillasse d'escalier.

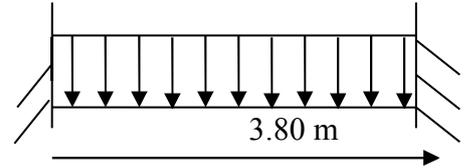
a) Dimensionnement Moment de torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

On a : $L = 3.80 \text{ m}$

D'après la condition de flèche défini par le BAEL91 :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad \Longrightarrow \quad 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$



On adopte : $h = 40 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \Longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Exigences du **RPA99/2003**:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \dots\dots\dots \text{cv} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

Donc on adopte : $b \times h = (30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm})$

b) Sollicitations de la poutre palière :

➤ Les charges sur la poutre :

$$g_0 = (b \times h) \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier :

$$\text{ELU : } R_{au} = 23.90 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_{as} = 17.20 \text{ KN}$$

- **ELU :**

$$Q_u = 1.35 \times g_0 + R_{au} = 1.35 \times 3 + 23.90 = 27.95 \text{ KN/m}$$

$$M_{tu} = \frac{q l^2}{24} = \frac{27.95 \times 3.80^2}{24} = 16.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = \frac{q l^2}{12} = \frac{27.95 \times 3.80^2}{12} = 33.63 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{qL}{2} = \frac{27.95 \times 3.80}{2} = 53.10 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

$$q_u = 1.35 \times g_0 + R_{as} = 3 + 17.20 = 20.20 \text{ KN/m}$$

$$M_{tu} = \frac{ql^2}{24} = \frac{20.20 \times 3.80^2}{24} = 12.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = \frac{ql^2}{12} = \frac{20.20 \times 3.80^2}{12} = 24.31 \text{ KN.m}$$

c) Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

➤ **Armatures Principales :**

On a : b=30cm, h=40cm, d=36 cm

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau III. 3:tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre palière.

Position	M(KN.m)			Z(cm)	$s(\text{ }^2)$	(^2)	$A_{\max}(\text{cm}^2)$
Travée	16.81	0.009	0.011	35.81	1.34	1.37	3HA10=2.36
Appui	33.63	0.018	0.023	35.70	2.71	1.37	6HA12=4.52

❖ **Contrainte de cisaillement :**

Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » à la flexion simple :

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

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{53.10}{300 \times 360} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Armatures transversales :**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_{t1} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 F_{t28})}{0.9 \cdot f_e} = \frac{300 \times 150 \times (0.49 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = - 0.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} < 0.45 \text{ cm}^2 \quad A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

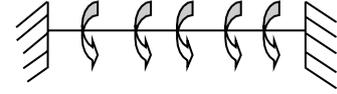
d) Calcul à la torsion :

➤ **Moment de torsion :**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tor} = -M_a \times \frac{L}{2} = -8.5 \times \frac{3.8}{2} = 16.15 \text{ KN.m}$$

➤ **Contrainte de cisaillement en torsion :**



$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e}$$

- e : épaisseur de la paroi. $e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$

- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur. $\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 875 \text{ cm}^2$

- U : périmètre de la section. $U = 2[(b - e) \times (h - e)] = 120 \text{ cm}^2$

- $\tau_{tor} = \frac{16.15}{2 \times 875 \times 5} = 1.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Cv}$

• **Ferrailage longitudinal :**

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_{tor} = \frac{16.15 \times 10^6 \times 1200 \times 1.15}{2 \times 87500 \times 400} = 3.18 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage transversal:**

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_{tor} = \frac{16.15 \times 10^6 \times 150}{2 \times 87500 \times 400} = 0.35 \text{ cm}^2$$

e) **Ferrailage global :**

• **Ferrailage longitudinal :**

- **En travée :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2} = 2.36 + \frac{3.18}{2} = 3.95 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 3\text{HA}12 = 4.62 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2} = 4.52 + \frac{3.18}{2} = 5.97 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 3\text{HA}14 = 6.03 \text{ cm}^2$

• **Armature transversales :**

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 0.45 + 0.35 = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

f) Les vérifications nécessaires :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.5\% \times B = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \times B = 48 \text{ cm}^2 \end{cases} \implies A_{\min} \leq A_{\text{tot}} = 9.92 \text{ cm}^2 \leq A_{\max} \dots \text{cv}$$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A_{\text{tor}} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{\text{tor}} > \left(53.10 + \frac{16.81 \times 10^6}{0.9 \times 360} \right) \times \frac{1.15}{400} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 3.18 \text{ cm}^2 > 1.5 \text{ cm}^2$$

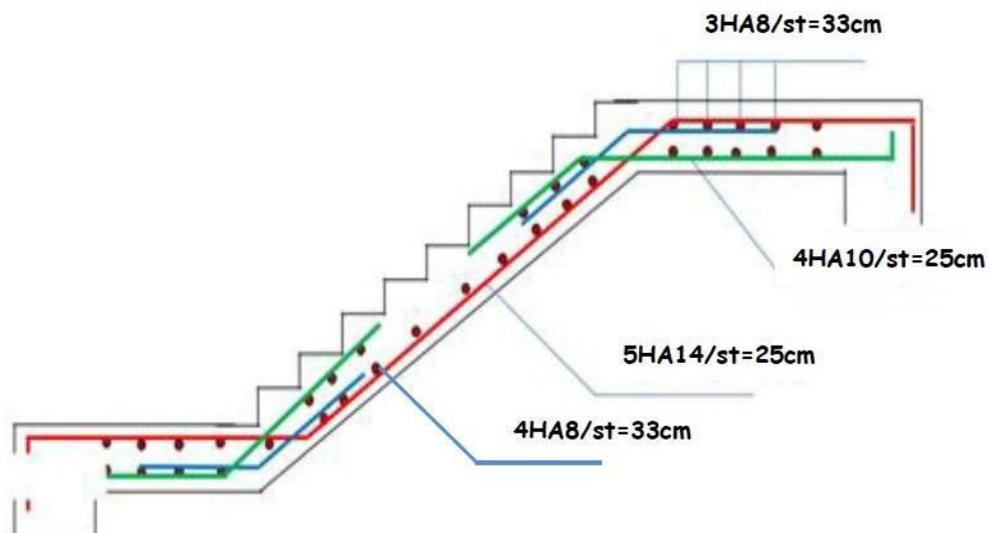


Figure III. 4:Schéma de ferrailage d'escalier.

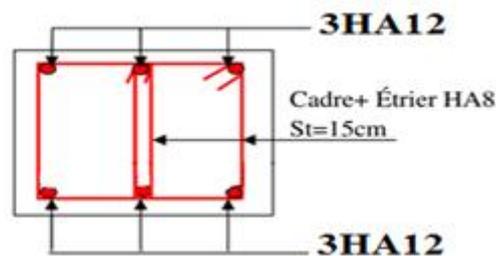


Figure III. 5:Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4. Les planchers :

III.4.1. Introduction :

Le rôle des planchers dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique. On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

III.4.2. Évaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a) Plancher terrasse (terrasse inaccessible) :

$$G = 5.976 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} g = G \times 0.65 = 5.976 \times 0.65 = 3.884 \text{ KN/m}^2 \\ q = Q \times 0.65 = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

b) Plancher étage courant :

$$G = 5.34 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} g = G \times 0.65 = 5.34 \times 0.65 = 3.471 \text{ KN/m}^2 \\ q = Q \times 0.65 = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

III.4.3. Les Combinaisons d'actions :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35g + 1.5q$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = g + q$$

Tableau III. 4:Les combinaisons d'actions.

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	6.218 KN	6.148 KN/ml
ELS	4.534KN	4.446KN/ml

III.4.4. Disposition et type des poutrelles :

a- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

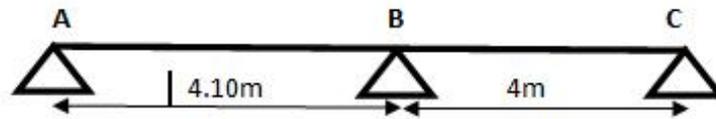
- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

b- Différents types de poutrelles :

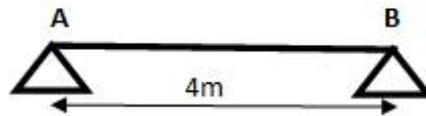
Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

➤ **Plancher étage courant** : on a deux types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées :

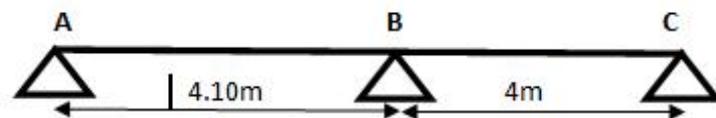


Type 2: poutrelle sur 2 appuis a 1 travée :



➤ **Plancher terrasse inaccessible** : on a un type de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées :



III.4.5. Méthodes de calculs :

• **Choix de la méthode de calcul :**

Elles sont calculées en flexion simple, comme des poutres continuent (sur plusieurs appuis) en flexion simple. Il existe deux méthodes de calcul, la **méthode forfaitaire** et la **méthode de Caquot (BAEL 91(Article B.6.2, 210))**.

• **Méthode de Caquot :**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \min(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2G)$). Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre et de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

- **Méthode Forfaitaire (BAEL Annexe E1) :**

Le **BAEL 91 (Art.B.6.210)** propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée.

a- Conditions d'application : (Annexe E1) [3] :

- ✓ Plancher à surcharge modérée : ($Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{KN}/m^2)$).
- ✓ Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_i / (L_{i+1}) \leq 1.25$.
- ✓ Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ($I = \text{constant}$)
- ✓ Fissuration peu nuisible (F.P.N)

b- Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge q .

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance.

- **Les moments en appuis :**

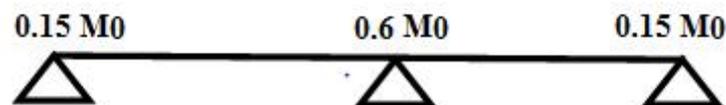
- **Moment en appui de rive :**

Les moments sont nuls (pas de ferrailage) mais le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à : $(-0.15M_0)$.



- **Moment en appui intermédiaire :**

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de $(-0.6M_0)$.



Poutres à plus de deux travées :



Tel que : M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

Il est donné par : $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$

▪ **Les moments en travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

(1) : $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

(2) : $\begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{Pour travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{Pour travée de rive} \end{cases}$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

▪ **Evaluation des efforts tranchants :**

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

Les efforts tranchants sont calculés : $V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2}$

✓ **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :**

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

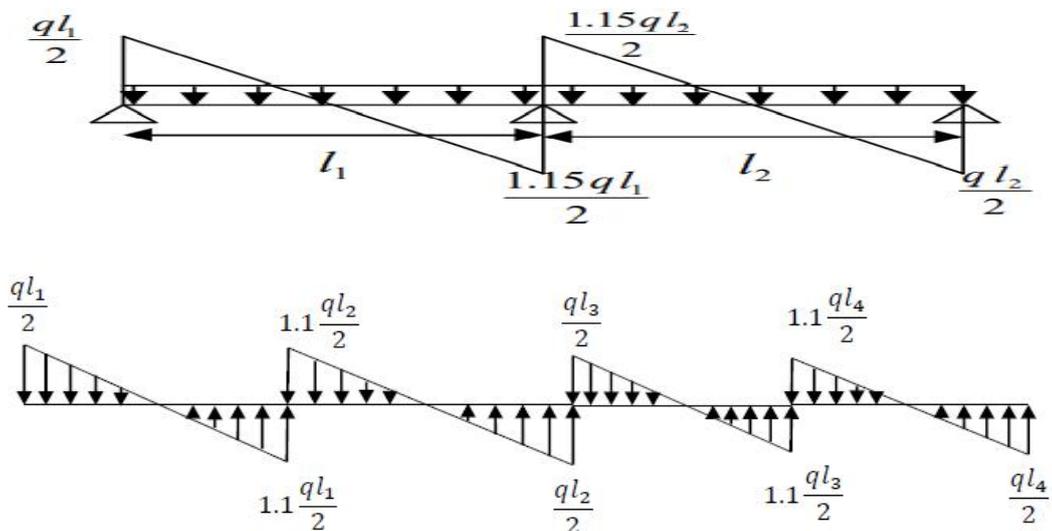


Figure III. 6: Evaluation des efforts tranchants.

III.4.6. Calcul des sollicitations des poutrelles :

III.4.6.1. Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 5.976 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.976 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.95 ; 5 \text{ KN/m}^2)$

$\rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$

✓ Plancher étage courant :

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.34 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.68 ; 5 \text{ KN/m}^2)$

$\rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$

2) Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 : planche étage courant et terrasse inaccessible

$0.8 \leq \frac{4.1}{4} = 1.025 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ CV}$

3) Les moments d'inerties elles sont constantes $\dots \dots \dots \text{ CV}$

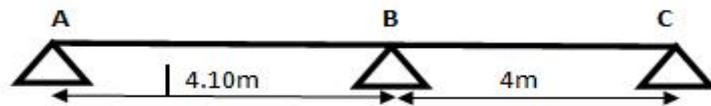
4) La fissuration est peut nuisible $\dots \dots \dots \text{ CV}$

Les conditions d'application sont vérifié donc utilise la méthode de forfaitaire.

Nous allons procéder aux calculs des sollicitations.

III.4.6.2. Détermination des sollicitations :

a- Plancher terrasse : Type 1 :



- ELU :

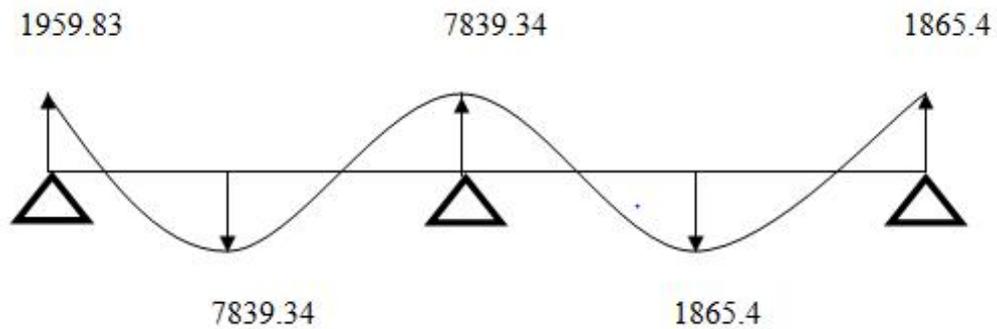
Travée	L(m)	qu(N/ml)	M0(N.m)	Mg(N.m)	Ma(N.m)	Mi(N.m)	Vg (N)	Vd (N)
Travée 1	4.1	6218	13065.57	1959.83	7839.34	8119.59	12746.9	14658.93
Travée 2	4	6218	12436	7839.34	1865.4	7728.35	14301.4	12436

- ELS :

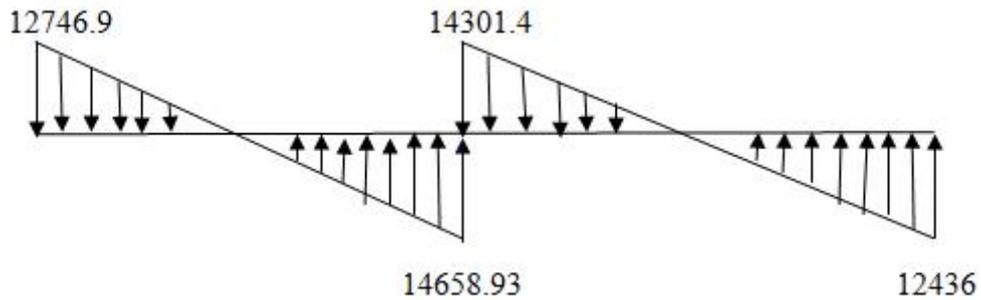
Travée	L(m)	$q_{ser}(N/ml)$	$M_0(N.m)$	$M_g(N.m)$	$M_d(N.m)$	$M_t(N.m)$	$V_g(N)$	$V_d(N)$
Travée 1	4.1	4534	9527.067	1429.06	5716.24	5920.59	9296.75	10691.26
Travée 2	4	4534	9068	5716.24	5440.8	5635.30	10430.5	9070

- ELU :

- Diagramme des moments :

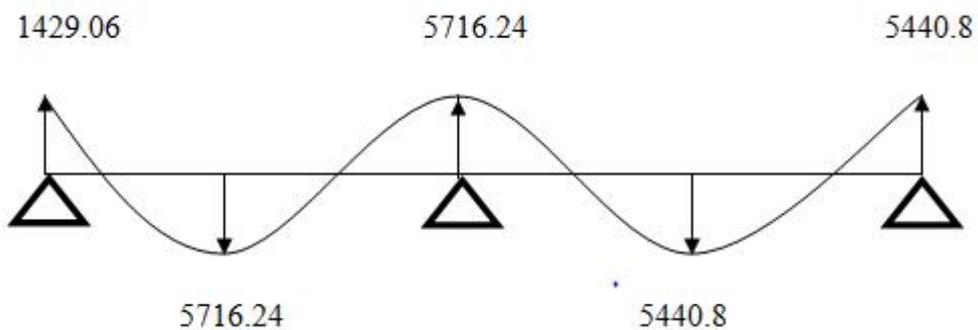


- Diagramme de L'effort tranchant

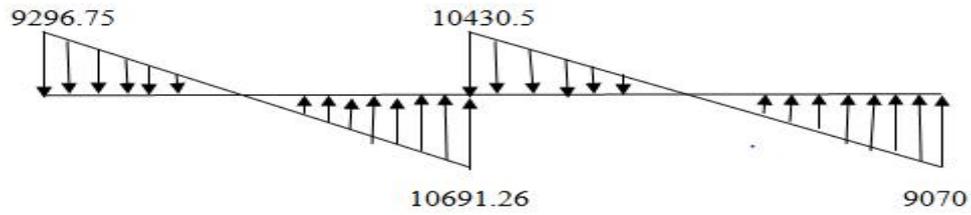


- ELS :

- Diagramme des moments :

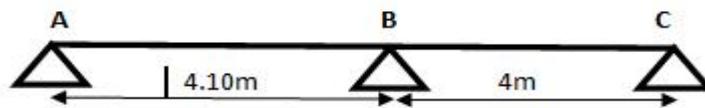


- Diagramme de L'effort tranchant :



b- étage courant :

Type 1:



- ELU :

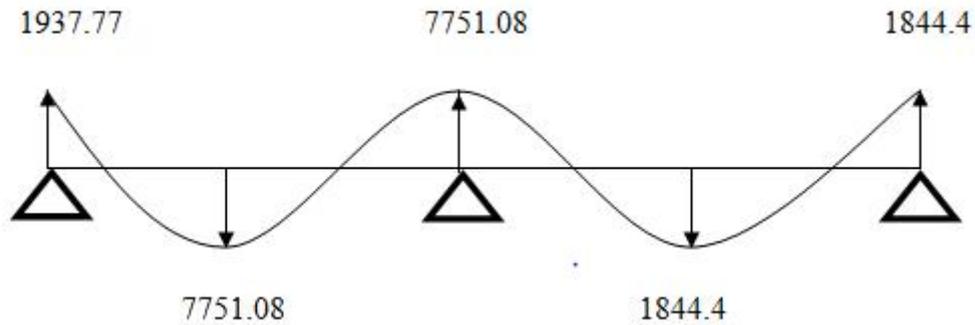
Travée	L(m)	q_u (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	V_g (N)	V_d (N)
Travée 1	4.1	6148	12918.485	1937.77	7751.08	8001.06	12603.4	14493.91
Travée 2	4	6148	12296	7751.08	1844.4	7615.52	14140.4	12296

- ELS :

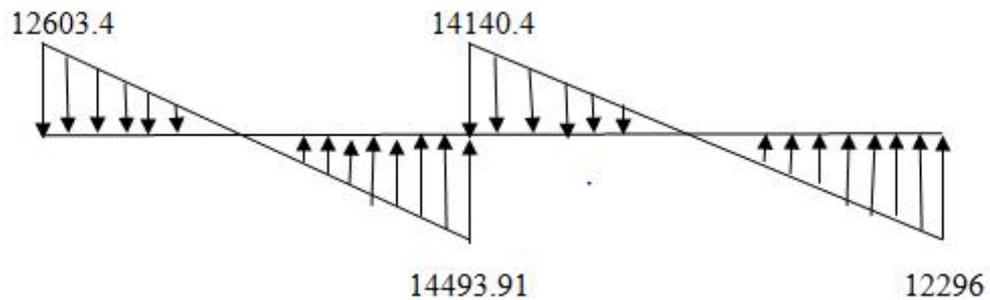
Travée	L(m)	q_{ser} (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	V_g (N)	V_d (N)
Travée1	4.1	4446	9342.157	1401.32	5605.29	5912.17	9114.3	10481.445
Travée2	4	4446	8892	5605.29	1333.8	5627.30	10225.8	8892

- ELU :

- Diagramme des moments :

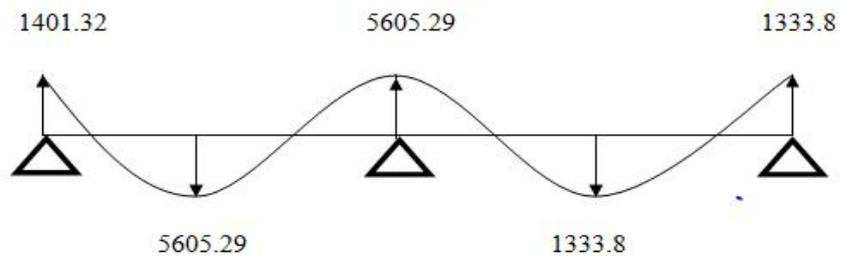


- Diagramme de L'effort tranchant :

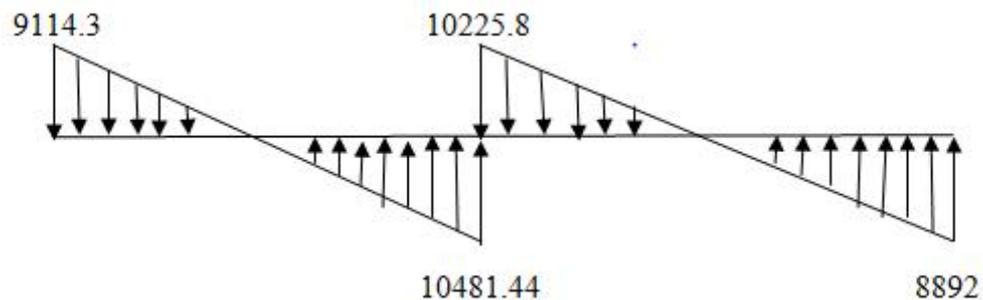


- ELS :

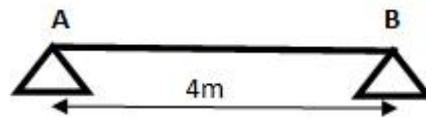
- Diagramme des moments :



- Diagramme de L'effort tranchant :



Type 2 :



$q_u = 6148 \text{ N/ml}$

$q_{ser} = 4446 \text{ N/ml}$

ELU: $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 12.296 \text{ KN.m}^2$

ELS: $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 8.892 \text{ KN.m}^2$

- Calcule les moments :

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

Moment en appui : $M_{APP} = 0.2 M_0$

- Calcul l'Effort tranchant :

ELU: $T_u = \frac{q_u l}{2} = 12.296 \text{ KN}$

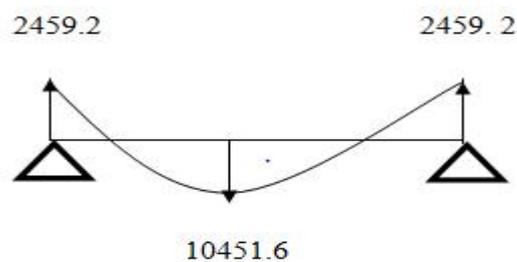
ELS: $T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 8.892 \text{ KN}$

Tableau III. 3: Les sollicitations pour ferrailer les poutrelles.

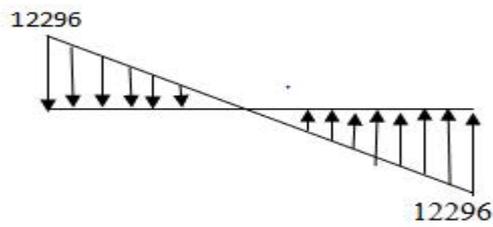
	L(m)	q (N/ml)	$M_0(\text{N.m}^2)$	$M_{app}(\text{N.m}^2)$	$M_T(\text{N.m}^2)$	T(N)
ELU	4	6148	12296	2459.2	10451.6	12296
ELS	4	4446	8892	1778.4	7558.2	17784

- ELU :

- Diagramme des moments :

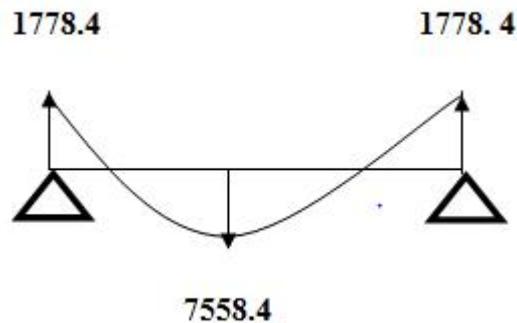


- Diagramme de L'effort tranchant :

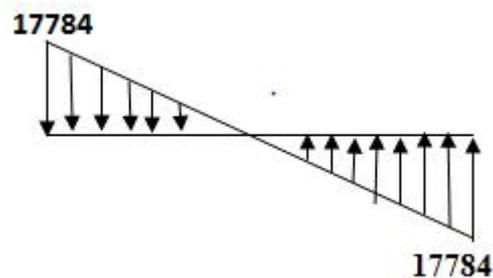


- ELS :

- Diagramme des moments :



- Diagramme de L'effort tranchant :



III.4.7. Ferrailage des poutrelles :

III.4.7.1. Les poutrelles dans la terrasse :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Tableau III. 4: Les sollicitations pour ferrailer les poutrelles.

	$M_0 \max(\text{N.m})$	$M_t \max(\text{N.m})$	$M_a \max(\text{N.m})$	$V_{\max}(\text{N})$
ELU	13065.57	8119.59	7839.34	14658.93
ELS	9527.067	5920.59	5716.24	10691.26

- Dimensions de la poutrelle :

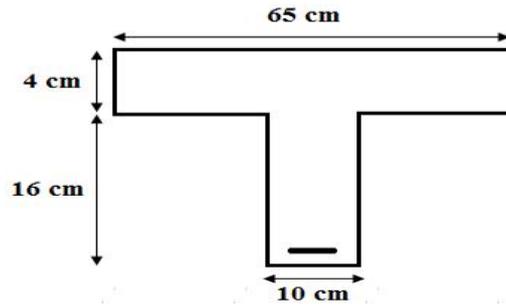


Figure III. 7 : Coupe d'une poutrelle.

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche on a :

$$b = 65 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}, f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad fe = 400 \text{ MPa} \quad ;_{28} = 25 \text{ MPa}$$

a. ELU

➤ **En travée :**

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 14.17 = 58947.2 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 8119.59 \text{ N.m} < M_0 = 58947.2 \text{ N.m}$$

Seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8119.59 \times 10^3}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.027$$

$$\mu = 0.027 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.034$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 177.55 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8119.59 \times 10^3}{177.55 \times 348} = 131.41 \text{ mm}^2 = 1.31 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_s = 1.31 \text{ cm}^2$.

Tableau III. 5 :Les résultats de ferrailage des poutrelles en travée.

M_t (N.m)	μ	μ_1	α	Z (mm)	A_s (cm ²)
8119.59	0.027	0.392	0.034	177.55	1.31

➤ **En appui**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10$ cm

Tableau III. 6: Les résultats de ferrailage des poutrelles en appui.

M_a (N.m)	μ	μ_1	α	Z (mm)	A_s (cm ²)
7839.34	0.168	0.392	0.231	163.36	1.37

• **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 A.5.1.1) à ELU:**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} = \frac{14658.93}{180 \times 100} = 0.814 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1.211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.814 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

$$\text{Donc : } F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z} \text{ avec } Z = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9 \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

On a : $8119.59m > 0.9 \times 0.18 \times 14658.93 = 2374.74N.m$

Donc les efforts T_u es négligeables.

- **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur à qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2 \text{ cm}$

- **Vérification de la bielle de béton (BAELA.5.1.313) :**

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0.8f_{cj}}{\gamma_b}$. L'effort de compression dans la bielle vaut (théorème de Pythagore) :

$$\sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2}T_u ; \text{ la section} = b \times a \times \cos 45^\circ$$

Donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \rightarrow a \geq \frac{3.75T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 14658.93}{100 \times 25} = 21.98\text{mm} = 2.19\text{cm} < 16.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Sections minimales d'armatures inférieures sur appui (BAEL A.5.1.312) :**

L'équilibre de la bielle est satisfait si : $\Sigma M/B = 0$, donc :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \times 14658.93 = 0.42\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 A.4.2.1) :**

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2(b_0 + (b - b_0)) h_0} = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2(10 + (65 - 10)) 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] V'^2$$

$$I_{Gz} = 10 \times \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) 4] 10.62^2 = 1899.59 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) V} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{1899.59 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400} = 5.63 \text{ mm}^2 = 0.05 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ **En travée :**

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui :**

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_p \geq 1.30 \text{ cm}^2$

Donc : $A = \max(A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_p)$

Tableau III. 7: Tableau récapitulatif des résultats.

Désignation	A calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _p (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{Adap} (cm ²)
Travée	1.31	0.06	1.30	1.31	3HA10 = 2.36
Appui	1.37	0.06	0.2	1.37	3HA10 = 2.36

- **ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

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

✓ **Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \text{ avec : } n=15$$

si ($A'_s = 0$) et $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$.

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 A_s + \eta (d-y) A_s'$$

➤ **En travée b = 65 cm**

$$\frac{65}{2}y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0 \rightarrow 32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 3.91)^2$$

$$I = 8323.052 \text{ cm}^4.$$

➤ **En appuis b = 10 cm**

$$y = 8.29 \text{ cm}$$

$$I = 5236.733 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \begin{cases} \text{En travée: } \sigma_{bc} = 2.78 \text{ MPa} \\ \text{En appuis: } \sigma_{bc} = 9.04 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 8: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Mser (N.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
Travée	5920.59	2.36	3.91	8323.052	2.78	Condition vérifier
Appui	5716.24	2.36	8.29	5236.733	9.04	

• **Vérification de la flèche à ELS (BAEL B.6.5.1):**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (BAEL91modifié 99) (B.6.5, 1) [3]:

Avec : h = 20 cm et l = 4.10 m.

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.05 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{C N V} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \rightarrow 0.05 > 0.040 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_c} \rightarrow 0.00131 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc il y'a un risque de la flèche, d'après le (BAEL 91) la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$

La flèche admissible est : $f \leq \bar{f}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si : } L < 5 \text{ m} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si : } L > 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{M_{\text{ser}} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{\delta_i}} \dots \text{ Flèche due aux charges instantanées.} \\ f = \frac{M_{\text{ser}} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{\delta_v}} \dots \text{ Flèche due aux charges différées.} \end{array} \right.$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.36 \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2$$

$$I_0 = 45598.93 \text{ cm}^4.$$

Moment d'inertie fictif :

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

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \rightarrow \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4\lambda_i \rightarrow \text{Pour la déformation différée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.19 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 2.36 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 2.36} \rightarrow y = 9.77 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{5920.59}{8323.052} (180 - 39.1) = 150.343 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0131 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 3.256 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0131 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 1.302 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 16438.62 \\ I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = 27555.86 \end{array} \right.$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 0.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 1.88 \text{ mm} \\ f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = 3.34 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1.46 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = 8.20 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.4.7.2. Plancher étage courant :

Tableau III. 9: Sollicitation des poutrelles à l'étage courant.

	$M_{0 \text{ max}} \text{ (N.m)}$	$M_{t \text{ max}} \text{ (N.m)}$	$M_{a \text{ max}} \text{ (N.m)}$	$T_{\text{ max}} \text{ (N)}$
ELU	12918.48	8001.06	7751.08	14493.91
ELS	9342.15	5912.17	5605.29	10481.44

a) ELU :

➤ **En travée**

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot f_{bu} = 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) \times 14.17 = 58947.2 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 8001.06 < M_0 = 58947.2 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8001.06 \times 10^3}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.026 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.032 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 177.69 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{8001.06 \times 10^3}{177.69 \times 348} = 129.39 \text{ mm}^2 = 1.29 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_s = 1.29 \text{ cm}^2$.

Tableau III. 10: Les résultats de ferrailage des poutrelles en travée.

M_t (N.m)	μ	μ_1	α	Z (mm)	A_s (cm ²)
8119.59	0.026	0.392	0.032	177.69	1.29

➤ **En appui :**

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

Tableau III. 11: Les résultats de ferrailage des poutrelles en appui.

M_a (N.m)	μ	μ_1	α	Z (mm)	A_s (cm ²)
7751.08	0.169	0.392	0.232	163.296	1.36

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 A.5.1.1) à ELU:**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} = \frac{14493.91}{180 \times 100} = 0.805 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : **(BAEL 91 A.5.1.211)**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.805 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

$$\text{Donc : } F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z} \text{ avec } Z = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9 \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$$\text{On a : } 7751.08\text{N.m} > 0.9 \times 0.18 \times 14493.91 = 2348.01\text{N.m}$$

Donc les efforts T_u es négligeables.

- **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur à qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2 \text{ cm}$

- **Vérification de la bielle de béton (BAEL A.5.1.313) :**

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0.8f_{cj}}{\gamma_b}$. L'effort de compression dans la bielle vaut

(théorème de Pythagore) :

$$\sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2}T_u ; \text{ la section} = b \times a \times \cos 45^\circ \text{ Donc :}$$

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \rightarrow a \geq \frac{3.75T_u}{b \times f_{c28}} = 2.17\text{cm} < 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Sections minimales d'armatures inférieures sur appui (BAEL A.5.1.312) :**

L'équilibre de la bielle est satisfait si : $\Sigma M/B = 0$ donc :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \times 14658.93 = 0.41\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 A.4.2.1) :**

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2(b_0 + (b - b_0)) h_0} = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2(10 + (65 - 10)) 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] V'^2 = 1899.59\text{cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) V} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{1899.59 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400} = 5.63 \text{ mm}^2 = 0.05 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ **En travée**

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui**

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_p \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_p)$$

Tableau III. 12: Tableau récapitulatif des résultats.

Désignation	A calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _p (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{Adap} (cm ²)
Travée	1.29	0.05	1.30	1.29	3HA10 = 2.36

Appui	1.36	0.05	0.2	1.36	3HA10 = 2.36
--------------	------	------	-----	------	---------------------

- ELS :

- **Vérification des contraintes :**

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

✓ **Détermination de la valeur de « y » : si ($A'_s = 0$) et $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$.**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{Avec : } n=15$$

En travée $b = 65 \text{ cm}$ donc : $y = 3.91 \text{ cm}$ et $I = 8323.052 \text{ cm}^4$.

En appuis $b = 10 \text{ cm}$ donc : $y = 3.91 \text{ cm}$ et $I = 5236.733 \text{ cm}^4$.

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \begin{cases} \text{En travée: } \sigma_{bc} = 2.78 \text{ MPa} \\ \text{En appuis: } \sigma_{bc} = 9.04 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III. 13:Vérification des contraintes à l'ELS.

	Mser (N.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	5912.17	2.36	3.91	8323.052	2.78	Condition vérifier
Appui	5605.29	2.36	8.29	5236.733	9.04	

- **Vérification de la flèche à ELS (BAEL B.6.5.1):**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **(BAEL91modifié 99) (B.6.5, 1)[3]:**

Avec : $h = 20 \text{ cm}$ et $l = 4.10 \text{ m}$.

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.05 < 0.0625 \dots\dots\dots \mathbf{C N V} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \rightarrow 0.05 > 0.040 \dots\dots\dots \mathbf{C V} \\ \frac{A_{s\text{ app}}}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_c} \rightarrow 0.00131 < 0.0105 \dots\dots\dots \mathbf{C V} \end{array} \right.$$

Donc il y'a un risque de la flèche, d'après le (BAEL 91) la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$

La flèche admissible est : $f \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 8.20\text{mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{\text{ser}} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{\delta_i}} = 1.88 \text{ mm} \\ f_v = \frac{M_{\text{ser}} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{\delta_v}} = 3.34\text{mm} \end{array} \right.$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \rightarrow I_0 = 45598.93 \text{ cm}^4.$$

- Moment d'inertie fictif :

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

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 3.256 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 1.302 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.19 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 2.36 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 2.36} \rightarrow y = 9.77 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{5920.59}{8323.052} (180 - 39.1) = 150.343 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 16438.62 \\ I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = 27555.86 \end{cases}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 0.63$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1.46 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = 8.20 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

- **Ferrailage transversales :**

Selon l'article (A.7.2.2) de [3]

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b_0}{10} \right] \rightarrow \phi_t < 0.57 \text{ cm}; \phi_{lmin} = 1 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On choisit un étrier : $A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

- **Espacement : (BAEL A.5.1, 23)[3]**

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} = 101 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 1.01 \times 400}{10 \times |(0.814 - 0.3 \times 2.1)|} = 175.65 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(16.2; 101; 175.65) \text{ cm}$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales : $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.4.8 : Ferrailage de la dalle de compression (La dalle mince) : (BAEL B.6.8, 423)

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage auquel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm (3 p.m.):pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après (BAEL B.6.8, 423) les sections des armatures sont calculées comme suit

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \text{ si } L \leq 50 \text{ cm} \\ A_{\perp} = \frac{4.L}{f_e} \text{ si } 50 \text{ cm} < L \leq 80 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{et} \quad A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec : L : distance entre l'axe des poutrelles (L = 65 cm).

A_{\perp} : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

$A_{//}$: Diamètre parallèle aux poutrelles.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

On a: L = 65 cm

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

III.4.9 : schéma du ferrailage

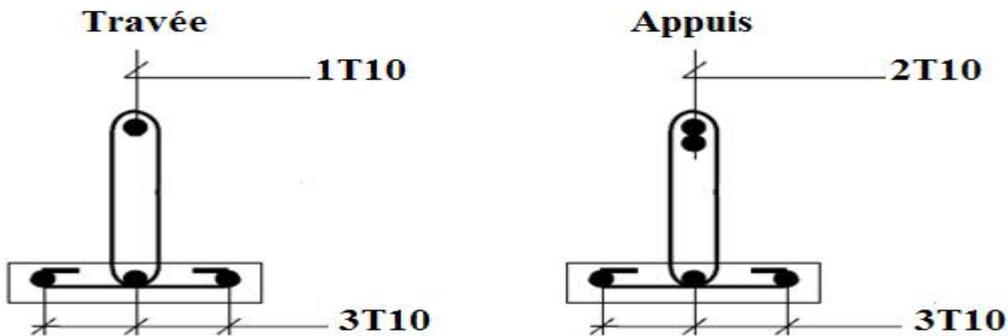


Figure III. 8:Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).

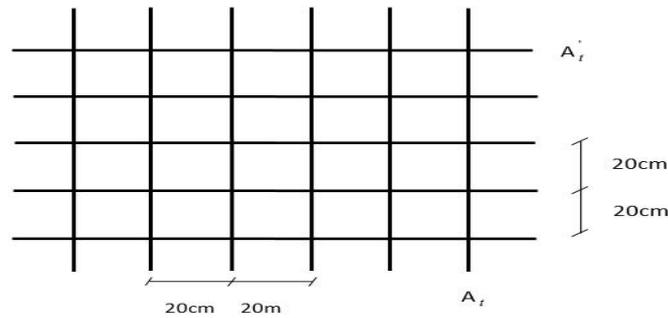


Figure III. 9: Schéma de la dalle de compression.

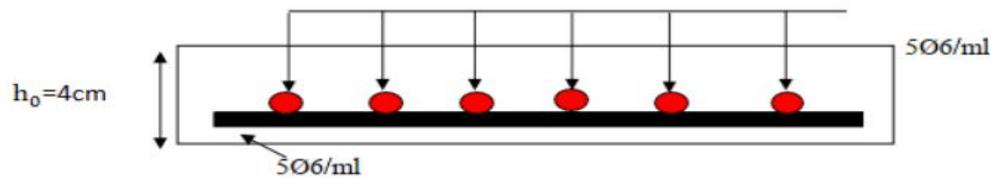


Figure III. 10: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.5: Étude des dalles pleines :

III.5.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur **15 cm** et qu'ils sont définis en :

- Dalle sur deux appuis.
- Dalle sur trois appuis.

III.5.2. Calcul des dalles pleines :

La dalle pleine se calcule par panneau de dalle, nous appelons « panneau de dalle » une partie de la dalle limitée par des appuis, où chaque panneau est calculé selon la valeur du rapport de la petite dimension du panneau sur sa grande dimension,

Notée ρ tel que : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Avec : L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

Si : $\rho \leq 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

- **Calcul des dalles pleines:**

Cas°1 : dalle reposant sur 2 appuis ont une portée :

$$L_x = 1.7\text{m} \quad L_y = 5.46\text{m}$$

- **Evaluation des charges :**

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

$$G = 5.31\text{KN/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \quad e = 15 \text{ cm}$$

- **ELU :**

$$q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_u = 12.42 \text{ KN/ml}$$

- **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_s = 8.81\text{KN/ ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.7}{5.46} = 0.31 \leq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant un seul sens l_x

Remarque : Le calcul de la dalle est assimilé à celui d'une console, soumise à la flexion simple. Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

III.5.3. Calcul des moments et l'effort tranchant :

Le calcul des moments dans les panneaux de dalles en console ce fait comme suit (Calcul de RDM)

- **ELU :**

$$\begin{cases} M_u = \frac{q_u \times L_x^2}{2} = 17.94\text{KN. m} \\ V_u = q_u \times L_x = 21.11 \text{ KN} \end{cases}$$

- ELS :

$$\begin{cases} M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L_X^2}{2} = 12.73 \text{ KN.m} \\ V_{ser} = q_{ser} \times L_X = 14.97 \text{ KN} \end{cases}$$

III.5.3.1. Calcul le ferrailage :

- à l'ELU :

Le panneau soumis à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1m et d'épaisseurs e=15cm.

b=100cm h=15cm d=0,9 h=13,5cm M_u=14.059 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.17 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.047$$

$\mu = 0.047 < \mu_1 = 0.392$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A' = 0).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha); \quad A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Tableau III. 14:Récapitulatif des résultats.

Désignation	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s (cm ²)
Travée	12.17	0.047	0.060	17.57	1.99

- La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle d' RPA (Art 7.5.2.1) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millièrne [1] :

- Condition de non fragilité (BAELA.4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc : A_s = max(A_{min} , A_{cal}) = (1.63 ; 1.99)

On adopte : A_s = 1.99 → 3HA10 (A_s = 2.36cm²)

- Espacement :

Travée et appui :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(45 ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \\ \text{sens } y - y : S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(60 ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \end{cases}$$

On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{3HA10} (A_s = \mathbf{2.36\text{cm}^2})$$

• **Vérification de l'effort tranchant (BAELA.5.11) :**

- **ELU :** La fissuration est préjudiciable

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 ; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{17.38 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.128 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.128 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

- **à l'ELS:**

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

- Détermination de position de l'axe neutre :

➤ La position de l'axe neutre:

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d - y)A's - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times (13.5 - y)2.36 = 0$$

$$50 y^2 + 35.4 y - 477.9 = 0$$

Donc : $y = \mathbf{2.76 \text{ cm}}$

➤ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d - y)A's + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 2.76^3 + 15 \times 2.36(13.5 - 2.76)^2$$

$$I = 4784.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Tableau III. 15:Récapitulatif des résultats.

$M_{ser}(\text{KN. m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
8.63	2.36	2.76	4784.12	4.98	CV

- Vérification des contraintes dans les aciers : $\eta = 1.6$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

Tableau III. 16:Récapitulatif des résultats.

$M_{ser}(\text{KN. m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
8.63	2.76	4784.12	290.60	201.63	C .N.V

On doit recalculer la section des aciers (A_s) en ELS :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$y_1 = \bar{\alpha} \times d = 0.527 \times 13.5 = 7.11 \text{ cm}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 13.5 \times 0.824 = 11.12 \text{ cm}$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b \times y_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \times z = 59.30 \text{ KN. m}$$

$$M_{ser} = 8.63 \text{ KN. m} < M_{rsb} = 59.30 \text{ KN. m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z\sigma_{st}} = \frac{8.63}{11.12 \times 201.63} = 3.84 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$A_1^x = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

$$A_t^y = \frac{A_t^x}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA8} = 2 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement de 25 cm.}$$

• **Vérification de la flèche (BAELB.6.5.1)**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Selon l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 modifié 99 [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L_x} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.4} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{0.15}{1.2} = 0.107 \geq \frac{8.63}{10 \times 8.63} = 0.1 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.002 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Cas°2 : dalle reposant sur 3 appuis ont une portée :

$$L_x = 1.2\text{m} \quad L_y = 3\text{m}$$

III.6.Evaluation des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

$$G = 5.31 \text{ KN/m}^2 \qquad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \qquad e = 15 \text{ cm}$$

- **ELU :** $q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_u = 12.42 \text{ KN/ml}$

- **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow q_s = 8.81 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{3} = 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant un seul sens l_x

Remarque : Le calcul de la dalle est assimilé à celui d'une console, soumise à la flexion simple. Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

	q(KN/ml)	M(KN.m)	V (KN)
--	----------	---------	--------

ELU	12.42	8.94	14.90
ELS	8.81	6.34	10.57

III.6.2.3. Calcul le ferrailage :

- à l'ELU :

Tableau III. 17:Récapitulatif des résultats.

<i>Désignation</i>	M_u (KN.m)	μ	μ_1	α	Z (cm)	A_s (cm ²)
Travée	8.94	0.034	0.392	0.043	13.37	1.92

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

• **La section minimale d'acier tendu vaut : la règle d' RPA (Art 7.5.2.1) [1] :**

• **Condition de non fragilité (BAELA.4.2.1) :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = (1.63 ; 1.92)$

On adopte : $A_s = 1.92 \rightarrow 3\text{HA}10$ ($A_s = 2.36 \text{cm}^2$)

▪ **Espacement :**

Travée et appui :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(45 ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \\ \text{sens } y - y : S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(60 ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \end{cases}$$

On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}10 (A_s = 2.36 \text{cm}^2)$$

• **Vérification de l'effort tranchant (BAELA.5.11) :**

- **ELU :** La fissuration est préjudiciable

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 \times 25}{1.5} = 3.33 ; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{14.90 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.110 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.110 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

• Vérification des contraintes dans le béton :

- à l'ELS:

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

$\sigma_{bc} = 4.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$

Tableau III. 18: Récapitulatif des résultats.

$M_{ser}(\text{KN. m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
6.34	2.36	2.76	4784.12	3.65	CV

• Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

Tableau III. 19: Récapitulatif des résultats.

$M_{ser}(\text{KN. m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
6.34	2.76	4784.12	213.49	201.63	C.N.V

On doit recalculer la section des aciers (AS) en ELS :

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$y_1 = \bar{\alpha} \times d = 0.527 \times 13.5 = 7.11 \text{ cm}$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 13.5 \times 0.824 = 11.12 \text{ cm}$$

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b \times y_1 \times \bar{\sigma}_{bc} \times z = 59.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 6.34 \text{ KN.m} < M_{rsb} = 59.30 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \sigma_{st}} = \frac{6.34}{11.12 \times 201.63} = 2.82 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$A_t^x = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

$$A_t^y = \frac{A_t^x}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

• **Vérification de la flèche (BAELB.6.5.1)**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Selon l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 modifié 99 [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L_x} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq \frac{6.34}{10 \times 6.34} = 0.1 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.002 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

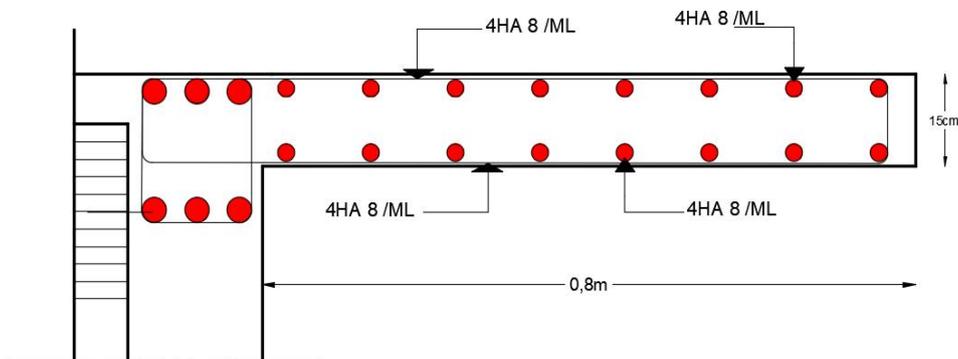


Figure III. 5: Schéma de ferrailage des dalles pleines.

III.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du **RPA99 version 2003**, **BAEL 91 modifié en 99**, et le **CBA 93**.

Après les calculs on trouve :

1. L'acrotère :

Les armatures longitudinales : **4HA8**

Les armatures transversales : **4HA6**

2. Les escaliers :

Les armatures longitudinales :

Appui : **4HA10** travée : **4HA12**

Les armatures transversales : **3HA8**

3. Les planchers :

Les armatures longitudinales :

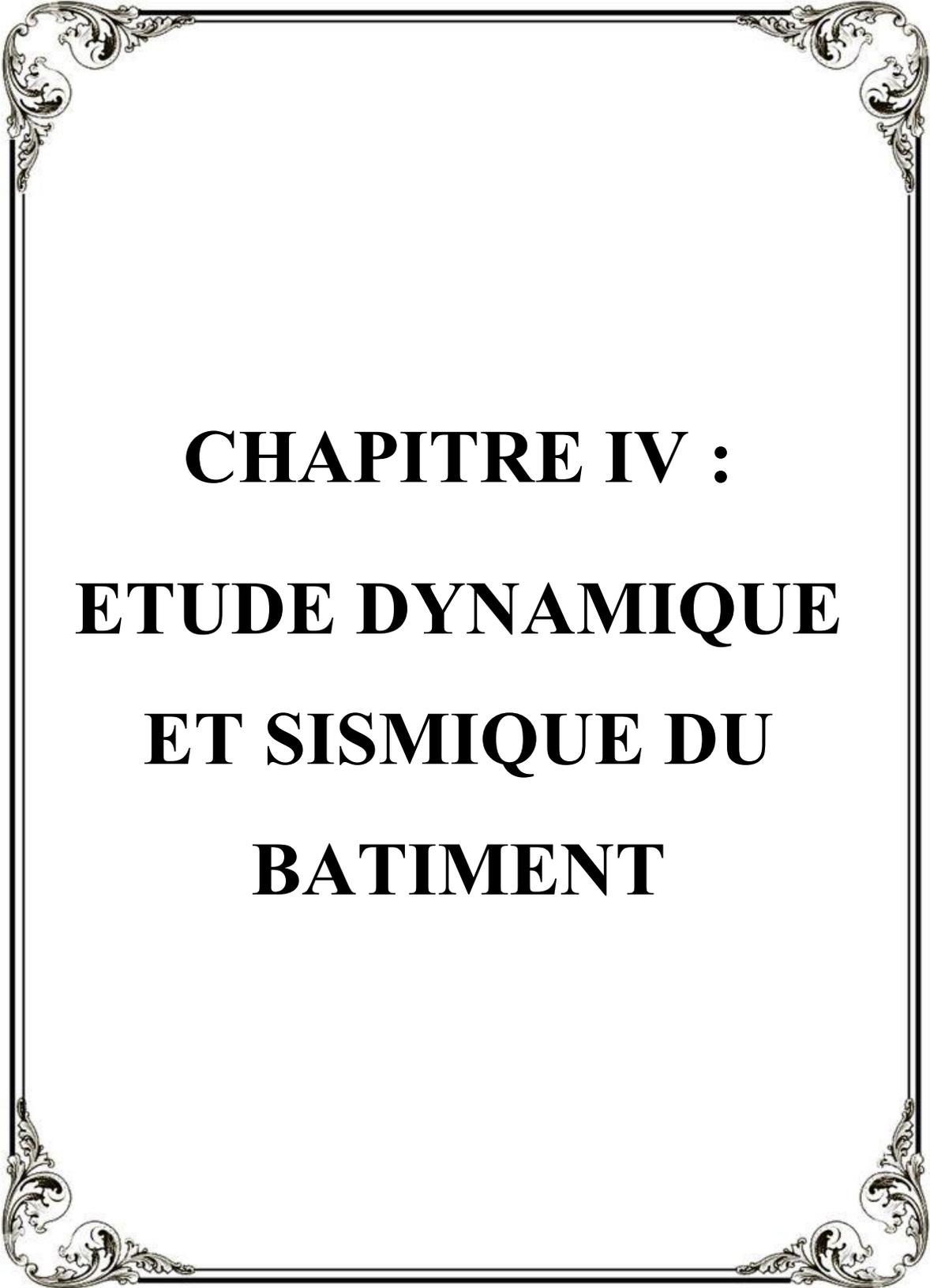
Appui : **2HA10** travée : **3HA10**

Les armatures transversales : **1étrier $\Phi 6$**

4. La dalle pleine :

- Sens x-x :

Appui : **4HA8** travée : **4HA10**



CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE
ET SISMIQUE DU
BATIMENT

IV.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2.Objective de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée.

IV.3. Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée, le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1.Méthode statique équivalente :

IV.3.1.1.Définition :

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.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- ✓ une ductilité suffisante.
- ✓ une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.3.1.2.Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies a priori par le projecteur. [1]

IV.3.1.3.Modélisation :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté translation horizontal par niveau.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale. [1]

IV.3.1.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II: Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m. [1]

IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale :

IV V.3.2.1.Principe de la méthode :

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

IV.3.1.2.Modélisation :

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées. [1]

IV.3.1.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

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.

IV.3.2. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques par un personnel qualifié. [1]

IV.3.2.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au préalable les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. [1]

IV.4. Classification de l'ouvrage selon leur importance :

- a) **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0: sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya JIJEL donc en **zone IIa**.

b) Classification de l'ouvrage selon son importance :

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2003) chapitre 3 article 3.2 :

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m dans **le groupe 2**.

c) Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S_3 .

IV.5.Choix de la méthode de calcul :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

Cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.b du RPA99/2003 (Zone IIa, et groupe d'usage 2, $h=21.42 \text{ m} < 23\text{m}$), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

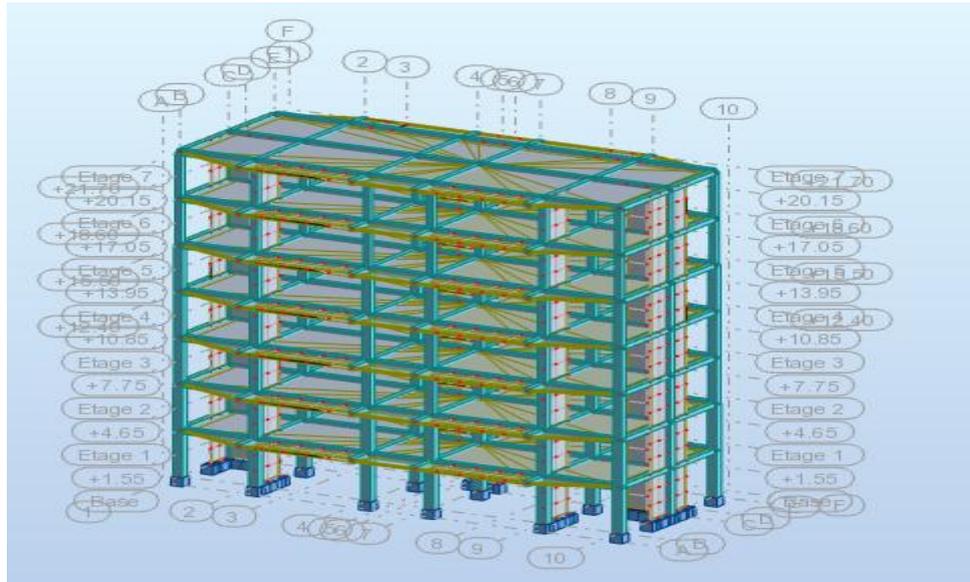


Figure IV. 1: Vue en 3D de la structure.

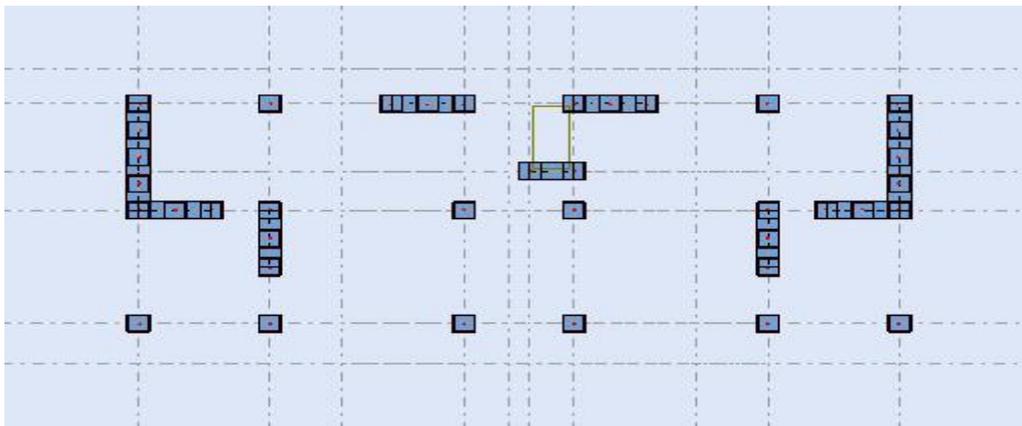


Figure IV. 2: Disposition des voiles par le logiciel ROBOT

IV.5.1. Méthode statique équivalente :

IV.5.1.1. Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad [1]$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

IV.5.1.2.Coefficient d'Accélération de Zone « A »:

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des(RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

Tableau IV. 1:Coefficient d'Accélération de Zone A

/	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
Groupe				
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

Donc : **A = 0.15**

IV.5.1.3.facteur d'amplification dynamique moyen « D » : [1]

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement h et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

h: Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T₂: Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

- **Calcul de facteur de correction d'amortissement :**

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critiquex.

- **Pourcentage d'Amortissement Critique x:**

x (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV.2 : Valeurs dex (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'après le Tableau x = 7 %

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7$

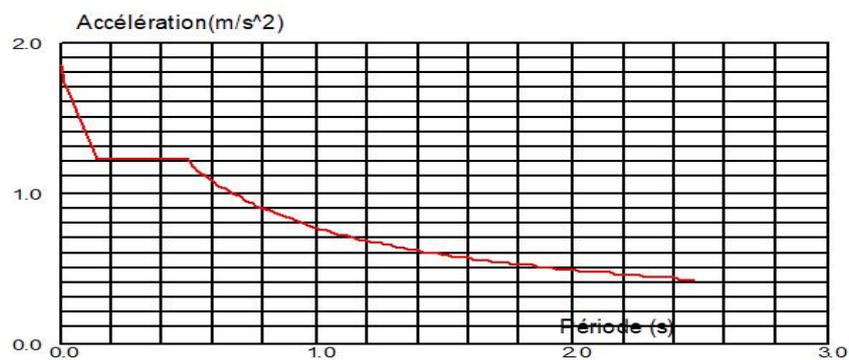


Figure IV. 3: Spectre de réponse de la structure.

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du **RPA99 version 2003**.

$$T = T_{\min} \begin{cases} T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

On a : $h_N=21.70\text{m}$

C_T : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par

Le tableau 4.6 (dans notre cas, on a des portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie)

Donc : $C_T= 0.05$

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 21.70^{\frac{3}{4}}$$

Alors : $T = 0.50 \text{ s.}$

Tableau IV. 2: Valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

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

Sens X : $D_X = 21.5 \text{ m} \Rightarrow T = 0.09 \times \frac{21.70}{\sqrt{21.50}} \Rightarrow T_X = 0.42\text{s}$

Sens Y : $D_Y = 11.10\text{m} \Rightarrow T = 0.09 \times \frac{21.70}{\sqrt{11.10}} \Rightarrow T_Y = 0.58\text{s}$

Donc :

- **Calcul facteur d'Amplification D :**

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$S_3 \Rightarrow T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.5$ on obtient :

Sens X :

$$T = \min (T ; T_X) \Rightarrow T = \min (0.50\text{s} ; 0.42\text{s})$$

Alors : $T_{\text{empériq}ueX} = 0.42\text{s}$

Et on a : $T_{\text{analyt}iqueX} = 0.52\text{s}$

$$T_{\text{empériq}ueX} \leq T_{\text{analyt}iqueX} \leq 1.3T_{\text{empériq}ueX} \Rightarrow T = T_{\text{empériq}ueX}$$

Donc : **T = 0.42 s**

La condition : $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.42 \leq 0.5 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Donc : $D = 2.5\eta \Rightarrow D_X = 2.205$

Sens-Y:

$$T = \min (T ; T_Y) \Rightarrow T = \min (0.50\text{s} ; 0.58\text{s})$$

Alors : $T_{\text{empériq}ueY} = 0.50\text{s}$

Et on a : $T_{\text{analyt}iqueY} = 0.52\text{s}$

$$T_{\text{empériq}ueY} \leq T_{\text{analyt}iqueY} \leq 1.3T_{\text{empériq}ueY} \Rightarrow T = T_{\text{empériq}ueY}$$

Donc : **T = 0.50s**

La condition : $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow 0.5 \leq 0.58 \leq 3s \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Donc : $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 \Rightarrow D_Y = 1.99$

IV.5.1.4.Coefficient de Comportement Global de la Structure « R »: [1]

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 des RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

Tableau IV. 3:Valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques auto-stables ductiles	6
8	Portiques auto-stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5

D	<u>Autres systèmes</u>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un	3.5
17	noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Dans notre cas : pour un système de contreventement Portiques contreventés par des voiles Alors : **R = 4**

IV.5.1.5.Facteur de qualité « Q » : [1]

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4des RPA99/version 2003.

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois

Sens longitudinal : (9 travées)

$$3.60 / 5.35 = 0.67 < 1.5$$

$$5.35 / 3.6 = 1.48 < 1.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Critère observé } P_q = 0$$

$$3.6 / 5.35 = 0.67 > 1.5$$

$$5.35 / 3.60 = 1.48 > 1.5$$

Sens transversal : (5 travées)

$$4/4.1 = 1.025 < 1.5 \Rightarrow \text{Critère observé } P_q = 0$$

- **Redondance en plan :**

Sens longitudinal

$$L_{\max} / L_{\min} = 5.65 / 2.07 = 2.72 > 1.5$$

Donc : le critère est non observé alors : $P_q = 0.05$

Sens transversal

$$L_{\max} / L_{\min} = 5.35 / 3.60 = 1.48 > 1.5$$

Donc : le critère est non observé alors : $P_q = 0$

- **Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales L'excentricité ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.

La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $21.50 / 11.10 = 1.93 < 4$ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0$

- **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. La masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

Donc : la structure est classée régulièrement en élévation : $P_q = 0$

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Donc : le critère est non observé alors : $P_q = 0.05$

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux On considère que ce critère est observé : $P_q= 0$

Tableau IV. 4: Valeurs des pénalités P_q .

« Critère q »	Sens longitudinal	Sens transversal
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$\sum P_q$	0.05	0.05

– Sens longitudinal $\rightarrow Q=1+0.05 =1.05$

– Sens transversal $\rightarrow Q=1+0.05 =1.05$

IV.5.1.6.Poids totale de la structure « W » : [1]

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i=W_{Gi} + bW_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

b : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. RPA99version2003

TableauIV.6 : Valeurs du coefficient de pondérationb.

Cas	Type d'ouvrage	b
	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
	Entrepôts, hangars	0.50
	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas : **b = 0.20**

Donc : $W = 15399.71 \text{ KN}$

✓ **Calcul de l'effort sismique totale « V »:**

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.05}{4} \times 15399.71 \Rightarrow V_x = 1333.98 \text{ KN}$$

Sens-Y:

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 1.99 \times 1.05}{4} \times 15399.71 \Rightarrow V_y = 1206.67 \text{ KN}$$

IV.6. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si $V_{dynamique} < 0.80 V_{statique}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,..) Dans le rapport $0.8 V_{statique}/V_{dynamique}$ [4]

- la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente :
 $V_x = 1317.81\text{KN}$; $V_y = 1344.04\text{KN}$

Tableau IV. 5:Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	$0.8V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	$V_{dynamique} > 80\% V_{statique}$
Suivant X	1067.18	1317.81	Condition vérifiée
Suivant Y	965.34	1344.04	Condition vérifiée

IV.6.1. L'effort tranchant de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V-Ft)W_i h_i}{\sum W_j h_j} \dots\dots\dots (4-11 \text{ RPA99version2003})[1]$$

Avec :

La force F_i concentrée au sommet de la structure :

$$T < 0,7s \Rightarrow F_{ix} = F_{iy} = 0$$

Tableau IV. 6:La force sismique de chaque niveau.

Niveau	Force F_x (KN)	Force F_y (KN)
RDC	38.11	42.44
1	83.55	91.63
2	130.71	127.63
3	193.32	181.98
4	232.33	217.91
5	282.38	290.62
6	357.42	391.84

IV.6.2Vérification des déplacements :

On doit vérifier que : $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$

Le RPA (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivant :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donné par le RPA dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

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

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement (R=4).

Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage

(RPA art 5-10) $\bar{\Delta} = \frac{h_e}{100} = \frac{310}{100} = 3.10 \text{ m}$

Tableau IV. 7: Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens.

		Sens x-x		Sens y-y			
Niveau	Hauteur(m)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	condition
RDC	3.10	0.3	0.3	0.1	0.1	3.10	vérifiée
1	3.10	0.8	0.5	0.5	0.3	3.10	vérifiée
2	3.10	1.4	0.7	0.9	0.4	3.10	vérifiée
3	3.10	2.1	0.7	1.4	0.5	3.10	vérifiée
4	3.10	2.8	0.7	1.9	0.5	3.10	vérifiée
5	3.10	3.4	0.6	2.4	0.5	3.10	vérifiée
6	3.10	4.0	0.6	3.0	0.5	3.10	vérifiée

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le « RPA99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

IV.6.3 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ:

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \dots \dots \dots \text{(Article 5.6.R.P.A 2003)[1]}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

➤ **Sens XX':**

Tableau IV. 8:Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens xx'.

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_{kx} (KN)	h_k (m)	θ	La condition
RDC	2248.51	0.3	1317.82	3.10	0.00165	vérifiée
1	2252.52	0.5	1279.71	3.10	0.00284	vérifiée
2	2192.68	0.7	1196.16	3.10	0.00414	vérifiée
3	2323.91	0.7	1065.45	3.10	0.00493	vérifiée
4	2201.28	0.7	872.13	3.10	0.0057	vérifiée
5	2135.50	0.6	639.80	3.10	0.00646	vérifiée
6	2045.28	0.6	357.42	3.10	0.01108	vérifiée

➤ **Sens YY':**

Tableau IV. 9:Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens yy'.

Niveau	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _{ky} (KN)	h _k (m)	θ	La condition
RDC	2248.51	0.1	1344.05	3.10	0.00054	vérifiée
1	2252.52	0.3	1301.61	3.10	0.00167	vérifiée
2	2192.68	0.4	1209.98	3.10	0.00234	vérifiée
3	2323.91	0.5	1082.35	3.10	0.00346	vérifiée
4	2201.28	0.5	900.37	3.10	0.00394	vérifiée
5	2135.50	0.5	682.46	3.10	0.00505	vérifiée
6	2045.28	0.5	391.84	3.10	0.00842	vérifiée

Donc : Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs inter-étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage, donc l'effet P-Δ est négligé.

IV.6.4.Vérification de l'effort normal réduit :

D'après la règle de RPA V 2003(**l'article 7-4-3-1**) du exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :
$$N_{rd} = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 [1]$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV. 10:Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveau	poteaux	Section	N (N)	N _{rd}	La condition
--------	---------	---------	-------	-----------------	--------------

		(mm ²)			
RDC, 1 étage	26	400×450	1315740.85	0.26	vérifiée
2, 3 ,4 étage	14	350×400	923680.99	0.26	vérifiée
5, 6étages	4	300×300	359114.65	0.15	vérifiée

IV.6.5.Vérification le Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, 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 chacune des directions considérées.

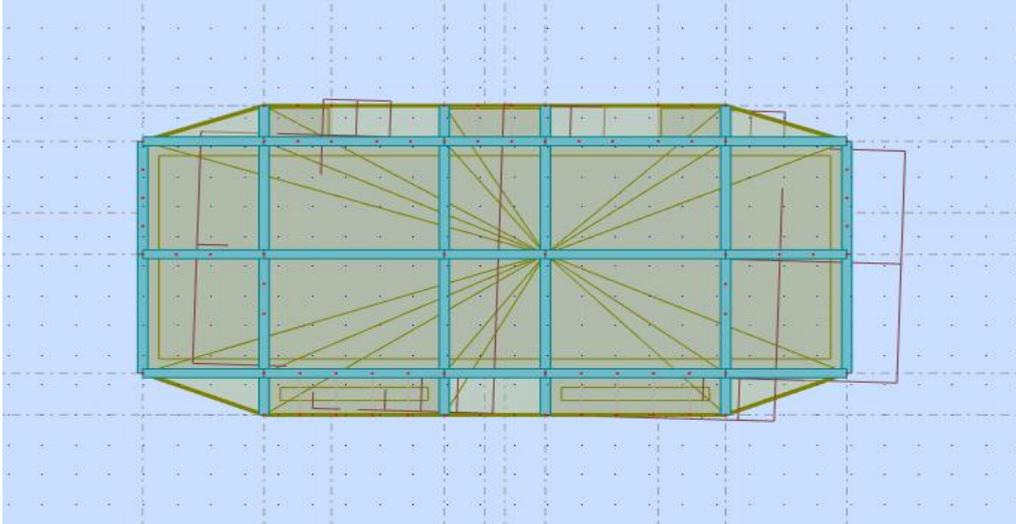
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1.91	0.52	70.01	0.00	0.0	70.01	0.00	0.0	1539971.94	1539971.94
3/ 2	2.30	0.43	70.01	67.28	0.0	0.00	67.28	0.0	1539971.94	1539971.94
3/ 3	3.14	0.32	71.35	67.28	0.0	1.34	0.00	0.0	1539971.94	1539971.94
3/ 4	6.61	0.15	86.03	67.28	0.0	14.67	0.00	0.0	1539971.94	1539971.94
3/ 5	9.73	0.10	86.03	87.02	0.0	0.00	19.75	0.0	1539971.94	1539971.94
3/ 6	13.40	0.07	87.64	87.02	0.0	1.61	0.00	0.0	1539971.94	1539971.94
3/ 7	14.24	0.07	92.51	87.02	0.0	4.87	0.00	0.0	1539971.94	1539971.94
3/ 8	19.24	0.05	92.51	87.15	0.0	0.00	0.12	0.0	1539971.94	1539971.94
3/ 9	20.42	0.05	92.51	93.17	0.0	0.00	6.03	0.0	1539971.94	1539971.94
3/ 10	23.01	0.04	94.66	93.17	0.0	2.15	0.00	0.0	1539971.94	1539971.94

Figure IV. 4:La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.

On remarque qu'il n'y a pas de couplage entre les degrés de liberté de translation et de rotation, donc pas de torsion du bâtiment.

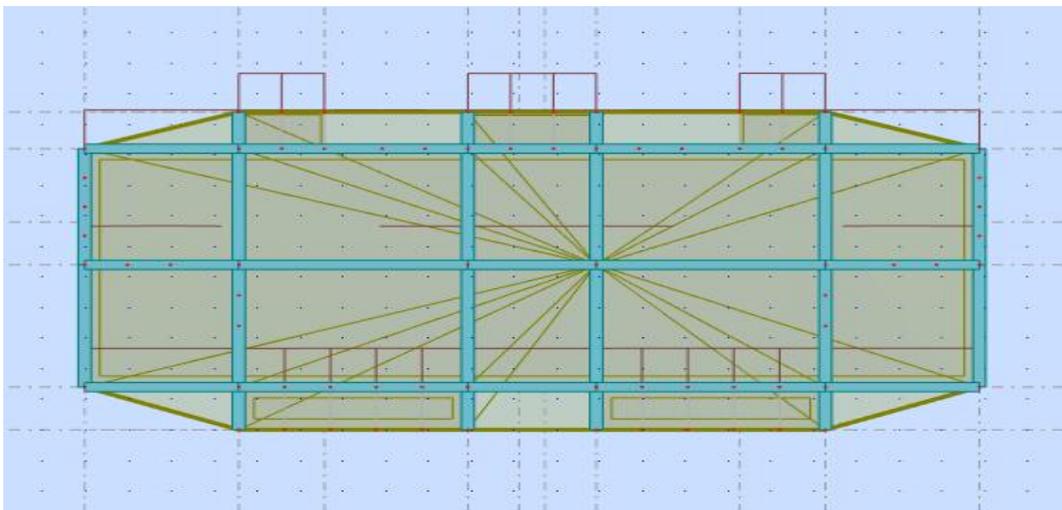
D'autre part, on constate que les 9 modes premières de Vibration doivent être incluses dans le calcul pour avoir un pourcentage de participation modale supérieur à 90%

IV.6.6. Vérification de la période :



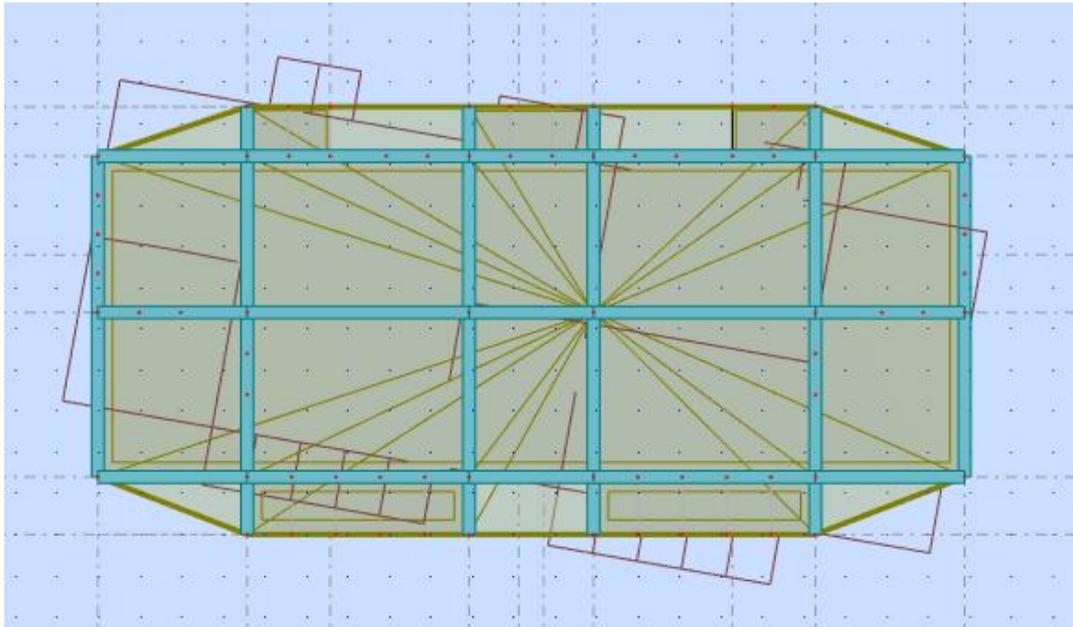
Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe X ça période est de 0.52 s

Figure IV. 1:Translation de bâtiment selon l'axe X.



- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.43

Figure IV. 2:Translation de bâtiment selon l'axe Y.



Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.32 s

Figure IV. 3:Rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

IV.7.Les caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau.

a) Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

M_i : La masse de l'élément « i ».

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$\begin{cases} X_G \\ Y_G \end{cases}$: Les Coordonnées de l'élément « i ».

b) Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle 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 .

Tableau IV. 11: Les valeurs de Centre de masse et de torsion.

Niveau	X _G (m)	Y _G (m)	X _t (m)	Y _t (m)
RDC	10.45	5.73	10.45	7.23
1	10.45	5.73	10.45	7.23
2	10.45	5.75	10.45	7.26
3	10.45	5.75	10.45	7.26
4	10.45	5.75	10.45	7.26
5	10.45	5.79	10.45	7.29
6	10.45	5.67	10.45	7.26

❖ **Calcul de l'excentricité:**

- Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_t| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_t|$$

- Excentricité accidentelle: RPA99 (version 2003) Article (4.2.7)

$$e_{acc} = 0.05L \quad [1]$$

Tableau IV. 12:Les résultats de l'excentricité.

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	e _x (m)	e _y (m)	Sens-x	Sens-y	e _x (m)	e _y (m)
RDC	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
1	0	0.17	0.982	1.33	0.982	1.33
2	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
3	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
4	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
5	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
6	0	0.31	0.982	1.33	0.982	1.33

IV.7.1.Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol- fondation

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction .Au poids des fondations et éventuellement au poids remblai.

- **Méthode de calcul :**

$$\sum W_k b_i > \sum F_k h_k$$

Avec : W_k : le poids calculé a chaque niveau (k)

b_i : Centre de gravité de la structure.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage (k).

h_k : la hauteur de l'étage k.

- **Dans le sens xx :**

Tableau IV. 13:Les résultats de Vérification au renversement (sens x-x).

Niveau	$W_k(KN)$	$b_{ix}(m)$	$W_k b_{ix}$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$F_k h_k$
RDC	15101.97	10.75	162346.17	38.11	3.10	118.14
1	15101.97	10.75	162346.17	83.55	6.20	259
2	15101.97	10.75	162346.17	130.71	9.30	405.20
3	15101.97	10.75	162346.17	193.32	12.4	599.29
4	15101.97	10.75	162346.17	232.33	15.5	720.22
5	15101.97	10.75	162346.17	282.38	18.6	875.37
6	15101.97	10.75	162346.17	357.42	21.7	1108
	$W_k b_i = 162346.17$			$\sum F_k h_k = 20858.31$		

$$\sum W_k b_{ix} > \sum F_k h_k \Rightarrow 162346.17 > 20858.31 \dots \dots \dots CV$$

➤ Dans le sens y-y :

Tableau IV. 14:Les résultats de Vérification au renversement (sens y-y).

Niveau	$W_k(KN)$	$b_{iy}(m)$	$W_k b_{ix}$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$F_k h_k$
RDC	15101.97	5.50	83060.83	42.44	3.10	131.56
1	15101.97	5.50	83060.83	91.63	6.20	568.10
2	15101.97	5.50	83060.83	127.63	9.30	1186.95
3	15101.97	5.50	83060.83	181.98	12.4	2256.55
4	15101.97	5.50	83060.83	217.91	15.5	3377.60
5	15101.97	5.50	83060.83	290.62	18.6	5405.53
6	15101.97	5.50	83060.83	391.84	21.7	5802.92
	$W_k b_i = 83060.83$			$\sum F_k h_k = 21429.21$		

$$\sum W_k b_{ix} > \sum F_k h_k \Rightarrow 83060.83 > 21429.21 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$(M_s/M_r \geq 1.50)$$

M_s : moment stabilisateur dû aux charges verticales $M_s = \sum W_k b_{ix}$

M_r : moment de renversement dû à la charge horizontale $M_r = \sum F_k h_k$

➤ **Sens xx :**

Tableau IV. 15:Vérification au renversement (sens x-x).

M_{sx}	M_{rx}	M_s/M_r	M_s/M_r ≥ 1.50	La condition
162346.17	20858.3	7.78	7.78 ≥ 1.50	vérifie

➤ **Sens y-y :**

Tableau IV. 16:Vérification au renversement (sens y-y).

M_{sy}	M_{ry}	M_s/M_r	M_s/M_r ≥ 1.50	La condition
83060.83	21429.2	3.87	3.87 ≥ 1.50	vérifie

On n'a pas pris le poids des fondations et des remblais en considération.

IV.8.Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.



CHAPITRE V :
FERRAILLAGE DES
ELEMENTS
STRUCTURAUX

V.1. Introduction :

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude vue le rôle important que joue ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales. Le calcul des sections sera mené selon la règle du calcul de béton armé (CBA93)[2] en respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003)[1]. Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ROBOT), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2. Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée (M, N). Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants : (RPA article 5.2.) [1]

$$\text{RPA99(article5.2):} \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$
- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

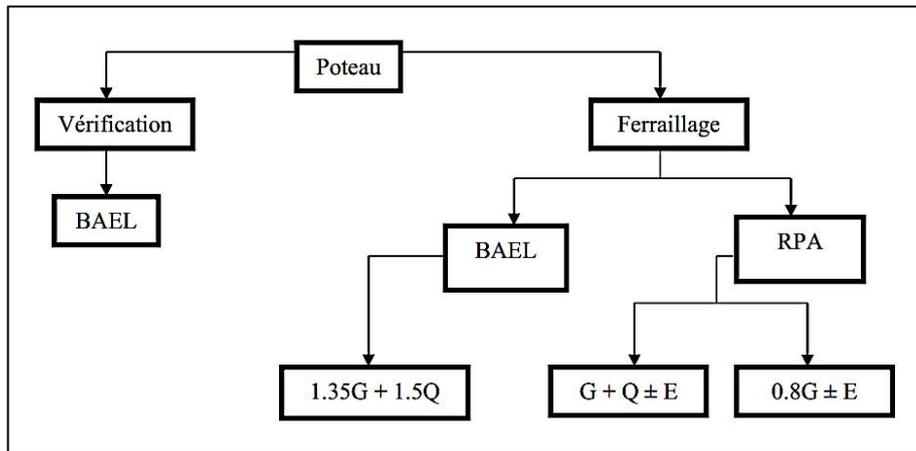


Figure V. 1:Schéma des Combinaisons de ferrailage des Poteaux.

V.2.1

Les

Recommandations du RPA 99 /2003 : [1]

V.2.1.1. Les armatures longitudinales : (article.7.4.2.1.)[1]

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique **IIa**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :
 - $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C)
 - $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

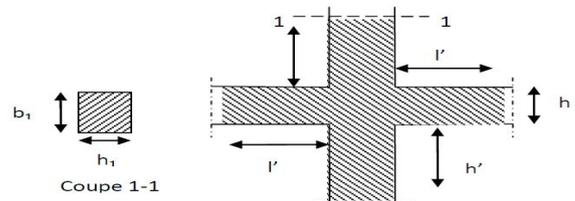
Avec A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de $40 \varnothing$ en zone recouvrements(en zone **IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm (en zone **IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' . $l' = 2h$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm \right)$$



$(b_1 \times h_1)$: section de poteau. Figure V. 2:La zone nodale.

h_e : Hauteur d'étage.

Section armature selon l'RPA99V2003 : [1]

$$A_{min} = 8\% \times b \times a$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$A_{\max} = 4\% \times b \times a \rightarrow$ En zone courante.

$A_{\max} = 6\% \times b \times a \rightarrow$ En zone de recouvrement.

Section d'armature selon BAEL91: [3]

$$A_{\min} = 0,2 \times \frac{B}{100}$$

$$A_{\max} = 5 \times \frac{B}{100}$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 et BAEL91 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après.

Tableau V. 1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	$A_{\min\text{BAEL}}$ (cm ²)	$A_{\max\text{BAEL}}$ (cm ²)	$A_{\min\text{RPA}}$ (cm ²)	$A_{\max\text{RPA}}$ (cm ²)	
					Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{ère} étage	40 × 45	3.6	90	14.4	72	108
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} ; 4 ^{ème} étage	35 × 40	2.8	70	11.20	56	84
5 ^{ème} ; 6 ^{ème} étage	30 × 35	2.1	52.5	8.40	42	63

V.2.1.2. Les armatures transversales : RPA99 V2003 (article.7.4.2.2)[1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : 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 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5; \\ \rho = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5; \end{cases} \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

{ Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ En zone **IIa**
{ Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ En zone **IIa**

Où : ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\left(\frac{A_t}{b_1 \times t}\right)$ est donnée comme suit : .

{ Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\%(t \cdot b_1)$
{ Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\%(t \cdot b_1)$
{ Si $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

Avec : **a et b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau $\rightarrow l_f = 0,707 l_0$

l_0 : Hauteur libre d'étage.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Calcule Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M). Les poteaux seront ferrillés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel ROBOT.

- Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants:
 - Effort Normal,
 - Effort Tranchant,
 - Moment Fléchissant.
- Le résumés des sollicitations données par le logiciel ETABS.

$$\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$N > 0$: Effort de compression.

$N < 0$: Effort de traction.

Tableau V. 2: Les sollicitations dues aux poteaux.

	ELU		$0,8G \pm E$		$G + Q \pm E$		V_{max}
	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	V(KN)
Poteau 40×45	1315.74	14.92	143.08	4.82	770.36	65.46	29.86
Poteau 35×40	923.68	31.3	67.46	4.68	342.65	62.31	28.20
Poteau 30×35	359.11	24.05	18.44	-7.53	104.58	42.18	21.70

• **Exemple de calcul :**

On calcule le poteau de section (40×45) et le reste des résultats de ferrailage seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$b = 40 \text{ cm} \quad ; \quad h = 45 \text{ cm} \quad ; \quad d = 40.5 \text{ cm} ; \quad d' = 3 \text{ cm} = 6 \text{ cm}$ Fissuration préjudiciable.

V.2.2.1. Armatures longitudinales :

Cas 1: $N_{max} = 1315.74 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 14.92. \text{ m}$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

• **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{14.92}{1315.74} = 0.011 \text{ m} = 1.1 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.011 \text{ m} < \frac{h}{2} - d' = \frac{0.45}{2} - 0.03 = 0,195 \text{ m} \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 14.92 + 1315.74 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_f = 251.75 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.45 \times 14.16 \times 10^3 = 708.45 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 1315.74 \times (0.405 - 0.03) - 251.75 = 241.65 \text{ KN.m}$$

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

Alors : $N_u = 1315.74 \text{ KN}$; $M_f = 251.75 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{251.75 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 405^2} = 0.270 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$\mu_{ua} = 0.270 < 0.493 \Rightarrow$ section partiellement comprimé

$$0.270 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.270 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.40 \\ Z = 340.2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{calcul} = \frac{251.75 \times 10^6}{348 \times 340.2} = 2126.45 \text{ mm}^2$$

$$A_{calcul} = 21.26 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 2126.45 - \frac{1315.74 \times 10^3}{348} = -1652.29 \text{ mm}^2$$

La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimal

Amin (BAEL)= 3.78 cm²

➤ **Cas 2:** $N_{\min} = 143.08 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 4.82 \text{ KN.m}$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

- **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{max}}} = \frac{4.82}{143.08} = 0.033 \text{ m} = 3.3 \text{ cm}$$

$e_G = 0.033 \text{ m} < \frac{h}{2} - d' = \frac{0.45}{2} - 0.03 = 0.195 \text{ m} \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 4.82 + 143.08 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_f = 30.57 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.45 \times 14.16 \times 10^3 = 708.45 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 143.08 \times (0.405 - 0.03) - 30.57 = 23.085 \text{ KN.m}$$

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

Alors : $N_u = 143.08 \text{ KN}$; $M_f = 30.57 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{30.57 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 405^2} = 0.032 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$\mu_{ua} = 0.032 < 0.493 \Rightarrow$ section partiellement comprimé

$$0.032 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.032 \implies \begin{cases} \alpha = 0.04 \\ Z = 398.52 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}[1]$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{30.57 \times 10^6}{348 \times 398.52} = 220.42 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{calcul}} = 2.20 \text{ Cm}^2$$

$$A = A_{\text{st}} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 220.42 - \frac{10.82 \times 10^3}{348} = 189.32 \text{ mm}^2$$

La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimal

$$A_{\text{min}} (\text{BAEL}) = 3.78 \text{ cm}^2$$

➤ **Cas 3:** $M_{\text{max}} = 65.46 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = 770.36 \text{ KN}$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

- **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{max}}} = \frac{65.46}{770.36} = 0.084 \text{ m} = 8.4 \text{ cm}$$

$e_G = 0.084 \text{ m} < \frac{h}{2} - d' = \frac{0.45}{2} - 0.03 = 0.195 \text{ m} \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

On doit vérifier la condition suivante : $(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$

- **Moment fictif (M_f):**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \implies M_f = 65.46 + 770.36 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_f = 204.12 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.45 \times 14.16 \times 10^3 = 708.45 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 770.36 \times (0.405 - 0.03) - 204.12 = 84.785 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

Alors : $N_u = 770.36 \text{ kN}$; $M_f = 204.12 \text{ kN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{204.12 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 405^2} = 0.219 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$\mu_{ua} = 0.219 < 0.493 \Rightarrow$ section partiellement comprimé

$$0.219 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.31 \\ Z = 354.73 \text{ mm} \end{cases}$$

Tableau V. 3: Ferrailages longitudinaux des poteaux.

Niveaux	Sections cm^2		A_{cal} cm^2	A_{min} cm^2	Choix cm^2	A_{adp} cm^2
	H	b				
RDC+1 ^{ere}	45	40	21.26	14.4	6HA20+4HA12	23.37
2 ^{eme} ;3 ^{eme} ;4 ^{eme} étage	40	35	17.15	11.20	8HA16+4HA12	20,6
5 ^{eme} ;6 ^{eme} étage	30	35	8.14	8.40	6HA14+4HA12	13,76

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} [1]$$

$$A_{calcul} = \frac{204.12 \times 10^6}{348 \times 354.73} = 1653.52 \text{ mm}^2$$

$$A_{calcul} = 16.53 \text{ Cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 1653.52 - \frac{770.36 \times 10^3}{348} = -560.15 \text{ mm}^2$$

Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

V.2.2.2. Armatures transversales : (RPA article.7.4.2.2)[1]

➤ **section d'armature :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

On calcul les armatures transversales du poteau de section(40 × 45) cm²

$$\phi_{l\min} = 2 \text{ cm} ; L_f = 0,707L_0 = 0,707 \times 3,10$$

$$L_f = 2,192 \text{ m}$$

V_u: Effort tranchant de calcul V_{max},

h₁: Hauteur totale de la section brute,

f_e:Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

t: L'espacement des armatures transversales.

- **Calcul de l'espacement :**

Selon **RPA99V2003** l'espacement est pris égal à [1]:

$$\begin{cases} St \leq \min (10\phi L ; 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 2 ; 15 \text{ cm}) = 15\text{cm} & \text{dans la zone nodal} \\ St \leq 15\phi L = 15 \times 2 = 30 \text{ cm} & \text{dans la zone courant} \end{cases}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} St = 10\text{cm} & \text{dans la zone nodal} \\ St = 15 \text{ cm} & \text{dans la zone courant} \end{cases}$$

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à:

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique } & \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } & \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \max \left[\frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right]$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{2,192}{0.40} = 5.48 \text{ ou } \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,192}{0,45} = 4.87 \implies \rho = 2.5$$

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \implies A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times St = \frac{29.86 \times 10^3 \times 2.5}{450 \times 400} \times 100 = 41.47\text{mm}^2$$

$$= 0.41 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section de ferrailage transversale minimale $A_{t\min}$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{t\min} = 0,3\%(t \times b_1)$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{t\min} = 0,8\%(t \times b_1)$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Tableau V. 4:Les armatures transversales des poteaux.

b × h(cm²)	40×45	35× 40	30× 35
V_{max}(KN)	29.86	28.20	21.70
L_f (m)	2.192	2.192	2.192
λ_g	5.48	6.26	7.30
ρ_a	2.5	2.5	2,5
St (cm)	10	10	10
A_t(cm²)	0.46	0.44	0,38
A_{tmin}	1.2	1.05	0.9
A_{tadop}(cm²)	6HA8=3.02	6HA8=3.02	6HA8=3.02

✓ on adopte pour tous les étages : 6T8 = 3.018 cm².

D'après le Code De Béton Armé (**CBA93. Article A7.1.3**) [2].Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = 8 \geq \frac{\phi_{l\max} - 20}{3} = 6,66 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

V.2.3 Vérifications nécessaires :

V.2.3.1 Vérification aux sollicitations tangentielles [BAEL91] : [3]

La contrainte de cisaillement doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante: **BAEL91(Article A. 5. 1)[3]** :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte de cisaillement,

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime,

b : Largeur de la section du poteau,

d : Hauteur utile de la section du poteau.

- Selon BAEL99(Article A. 5. 1)[3]: Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa}$$

- Selon RPA99 v 2003[1]:

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \lambda: \text{L'élanement du poteau}$$

Tableau V. 5: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	RDC+1 ^{ere}	2 ^{ème} ;3 ^{ème} ; 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} ;6 ^{ème} étage
b × h(cm²)	40×45	35× 40	30× 35
V_{max}(KN)	29.86	28.20	21.70
τ_u (MPA)	0.184	0.223	0.267
λ	5.48	6.26	7.30
ρ_d	0.075	0.075	0,075
τ_{uRPA} (MPA)	1.875	1.875	1,875
τ_{uBAEL} (MPA)	3.333	3.333	3.333
Observation	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée

V.2.3.2. Vérification de stabilité de forme : (CBA 93 Article B.8.4.1) [2]

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement.

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$L_f = 0,7L_0 = 2,192 \text{ m}$$

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

$$B_r = (h-2) (b-2) \quad ; \quad \gamma_b=1.50 \quad ; \quad \gamma_s=1.15$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \times \frac{(50)^2}{\lambda} \quad \text{pour } 5 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}$$

Tableau V. 6: Vérification des poteaux au flambement.

Niveaux	RDC+1 ^{ère}	2 ^{ème} ;3 ^{ème} ; 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} ;6 ^{ème} étage
b × h(cm²)	40×45	35× 40	30× 35
L₀(m)	3,10	3.10	3.10
L_f(m)	2.192	2.192	2.192
λ	18.98	21.69	25.31
α	0.802	0.789	0.769
B_r(m²)	0.1634	0.1254	0.0924
A (mm²)	2336	2060	1376
N̄(KN)	3022.003	1832.039	1313.775
N_u(KN)	1315.74	923.68	342.65
Observation	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée

- Longueur de recouvrement :

Selon [1].La longueur minimale de recouvrement est:

$$L_r = 40\phi_{l \max} \quad \text{En zone II}_a$$

Tableau V. 7:Longueur de recouvrement.

$b \times h(\text{cm}^2)$	40×45	35× 40	30× 35
ϕ_{Imax} (mm)	20	16	12
$40\phi_{\text{Imax}}$	80	64	48

V.2.4. Schéma de ferrailage :

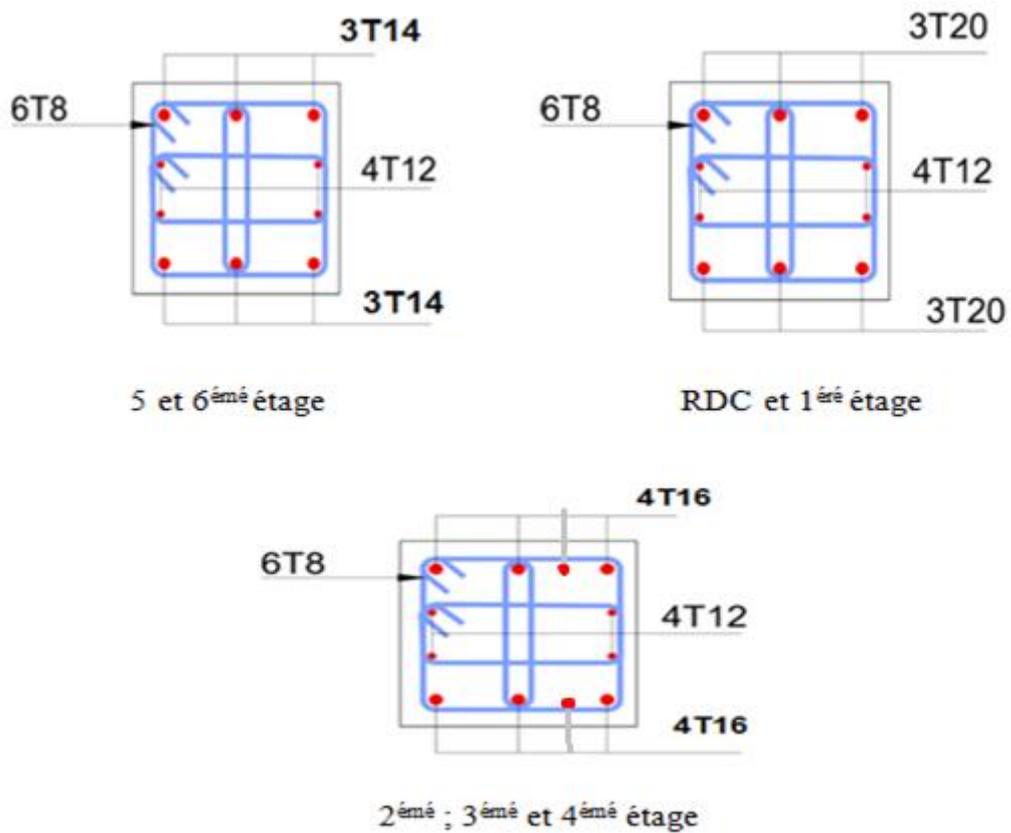


Figure V. 3:Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. Les Poutres:

Les poutres sont soumises à des moments fléchissant, des efforts tranchants et des efforts normaux, l'effet de ces derniers est négligé et les poutres seront étudiées en flexion simple selon les dispositions des règles **BAEL91** [3], et les exigences du **RPA99 (version 2003)** [1], on tenant compte des efforts données par le logiciel **ROBOT**.

V.3.1 Combinaisons des charges :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

➤ Selon le **BAEL91 (article.3.3)** les Combinaisons fondamentales sont :

- $1,35G+1,5Q$ (ELU).
- $G+Q$ (ELS).

➤ Selon le **RPA99/v2003 (article5.2)** les Combinaisons accidentelles sont:

- $G+Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

✓ **Selon BAEL 91: Situation durable :**

- $1,35G+1,5Q \Rightarrow$ pour déterminer le moment maximum en travée.

✓ **Selon les R.P.A 99: Situation accidentelle :(article 5.2 p49) [1]**

- $0,8G \pm E_y \Rightarrow$ pour déterminer le moment négatif en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage inférieur au niveau des appuis.

- $G + Q \pm E_y \Rightarrow$ pour le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

Avec: **G**:Charges permanentes,

Q: Charges d'exploitation non pondérées,

E: Action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Tableau V. 8:Résumé de résultats.

Situation	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	1,15	25	14,2	400	348
Accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

V.3.2 Calcul de ferrailage :

- Ferrailage en travée ⇒ELU,
- Ferrailage sur appui (nappe supérieure) ⇒G + Q± E_y,
- Ferrailage sur appui (nappe inférieure) ⇒0,8G ± E_y.

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91[3]**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) ; \quad A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} , \quad A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V. 9:Sollicitation de la poutre principale.

En travée			En appui		
<i>M_{ELU}</i>	<i>M_{ELS}</i>	<i>M_{ACC}</i>	<i>M_{ELU}</i>	<i>M_{ELS}</i>	<i>M_{ACC}</i>
55.13	21.27	66.49	-81.17	-37.16	-92.36

V.3.2.1. Ferrailage des poutres principales

b = 30 cm; h = 45cm ; c = 3 cm ; d = 42cm

D'après les résultats de ROBOT

- **En Travée :** M_{max} = 55.13KN.m
- **Sur appuis :** Nappe sup:M_{max} = -92.36KN.m ; Nappe inf:M_{max} = 66.49KN.

Tableau V. 10:Calcul du ferrailage des poutres principales.

Position	M _{max} (KN.m)	d (cm)	b (cm)	Z (mm)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{sadopte} (cm ²)
Travée	55.13	42	30	388.19	1,34	4.08	6.75	3T14+3T14
Appuis	-92.36	42	30	376.09	1,34	6.14	6.75	6T14+3T14

V.3.2.2. Vérification du ferrailage :

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) : [1]**

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 6,75 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 : [1]**

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{En zone courante,}$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

Donc condition vérifiée.

- **Condition de non fragilité (BAEL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

- ✓ **D'après le BAEL 91 :**

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_l) \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_t = \text{Min} (45/35 ; 30/10 ; 1.2)$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

- ✓ **D'après le RPA99V2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$

- **Pour la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\varnothing_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (45/4 ; 12 \times 1.2) = 11.25 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Alors : On adopte : **3T8** = 1.51 cm²

- **Pour la zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors : On adopte : **4T8** = 2.01 cm²

a) Vérification à l'état limite ultime (E.L.U)

• **Contrainte de cisaillement :**

La vérification de la contrainte de cisaillement

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 95.15 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{95.15 \times 10^3}{300 \times 420} = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Le ferrailage à ELS :**

a) **En travée :**

Tableau V. 11: Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	Z(mm)	A (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
21.27	0.028	0.392	0.036	413.94	1.48	2.26

b) **En Appui :**

Tableau V. 12: Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	Z(mm)	A (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
37.16	0.049	0.392	0.062	409.58	2.61	3.39

V.3.2.3. Vérification à L'ELS :

• **Vérification des contraintes:**

Tableau V. 13:Vérification des contraintes à ELS.

Moment service	Mser	59.10 KN.m
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15Ast (d-y)= 0$	16.9
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta Ast(d-y)^2 = 0$	$I = 127689.064 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 7.84 \text{ Mpa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{St} = \frac{\eta M_{ser} \times (d-y)}{I}$	$\sigma_{St} = 173.64 \text{ Mpa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$7.84 \leq 15\text{MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St}$	$173.64 \leq 348\text{MPa} \dots \text{vérifiée}$

- La vérification de la flèche :

Tableau V. 14:La vérification de la flèche.

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} = 0.096$	$\frac{1}{16} = 0.06$	Condition vérifiée
$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A_s}{b d} = 0.001$	$\frac{4.2}{f_e} = 0.010$	Condition vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} = 0.096$	$\frac{M_t}{10M_0} = 0.047$	Condition vérifiée

V.3.2.4. Schéma de ferrailage de la poutre principale :

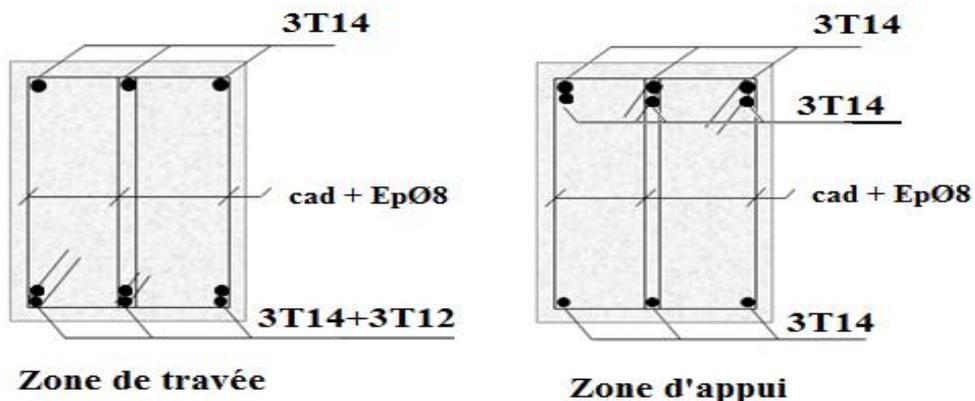


Figure V. 4:Schéma de ferrailage de La poutre principale.

V.3.3. Ferrailage des poutres secondaire :

D'après les résultats de logiciel ROBOT

- **En Travée :** $M_{max} = 7.52\text{KN.m}$
- **Sur Appuis :** Nappe sup: $M_{max} = 12.04\text{KN.m}$

Nappe inf: $M_{max} = -28.12 \text{ KN.m}$

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.012 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d(1 - 0.4\alpha) ; A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

Tableau V. 15: Calcul du ferrailage des poutres secondaires.

Position	M_{max} (MPa)	d (cm)	b (cm)	Z (mm)	$A_{minBAEL}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	$A_{sadopte}$ (cm ²)
Travée	7.52	37	30	367.63	1,15	5.87	6	6T14+3T12
Appuis	12.04	37	30	366.26	1,15	9.44	6	6T12+6T12

✓ **Remarque :**

On a dans notre bâtiment des travées de grande longueur (L= 4.10 m) alors nous doivent renforcée la zone de travée par des barres T12

Donc : Le ferrailage En travée est : **6T14+3T12**

V.3.3.1.Vérification du ferrailage :

- **Pourcentage minimal d’après le RPA99V2003 (7.5.2.1) : [1]**

$b = 30 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d’après le RPA99V2003 : [1]**

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{En zone courante,}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2 \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

Donc condition vérifiée.

- **Condition de non fragilité (BAEL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

✓ **D'après le BAEL 91 :**

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \emptyset_l) \text{ cm} \Rightarrow \emptyset_t = \text{Min} (40/35 ; 30/10 ; 1.2)$$

On prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

✓ **D'après le RPA99V2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times St \times b$

- **Pour la zone nodale :**

$$St \leq \text{Min} (h/4 ; 12\emptyset_1)$$

$$St \leq \text{Min} (40/4 ; 12 \times 1.2) = 10 \text{ cm}$$

Donc : on adoptera un espacement de : $St = 10 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : On adopte : } \mathbf{3T8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **Pour la zone courante :**

$$St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Donc : on adoptera un espacement de : $St = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : On adopte : } \mathbf{4T8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

b) Vérification à l'état limite ultime (E.L.U)

- **Contrainte de cisaillement**

La vérification de la contrainte de cisaillement

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

$$\bar{\tau}_u = \text{min} [0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 16.06 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{16.06 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Le ferrailage à ELS :**

- **En travée :**

Tableau V. 16:Les Résultats de ferrailage en travée des poutres secondaires à ELS.

M _i (KN.m)	μ	μ _i	α	Z(mm)	A (cm ²)	Aadopt(cm ²)
5.57	0.009	0.392	0.012	368.23	4.33	4.71

- **En Appui :**

Tableau V. 17:Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.

M _i (KN.m)	μ	μ _i	α	Z(mm)	A (cm ²)	Aadopt(cm ²)
37.16	0.018	0.392	0.022	366.64	7.54	9.24

V.3.3.2.Vérification à L'ELS :

- **Vérification des contraintes:**

Tableau V. 18:Vérification des contraintes à ELS.

Moment service	M _{ser}	59.10 KN.m
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st} (d-y) = 0$	Y=12.36 cm
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 = 0$	I =157741.41cm ⁴
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 4.63$ MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{St} = \frac{\eta M_{ser} \times (d-y)}{I}$	$\sigma_{St} = 132.8$ MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	4.63 ≤ 15MPa.....vérifiée
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{St} \leq \overline{\sigma}_{St}$	132.8 ≤ 348MPa.....vérifiée

- La vérification de la flèche :

Tableau V. 19:La vérification de la flèche.

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} = 0.097$	$\frac{1}{16} = 0.06$	Condition vérifiée
$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A_s}{b d} = 0.005$	$\frac{4.2}{f_e} = 0.010$	Condition vérifiée
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} = 0.097$	$\frac{M_t}{10M_0} = 0.046$	Condition vérifiée

V.3.4. Schéma de ferrailage :

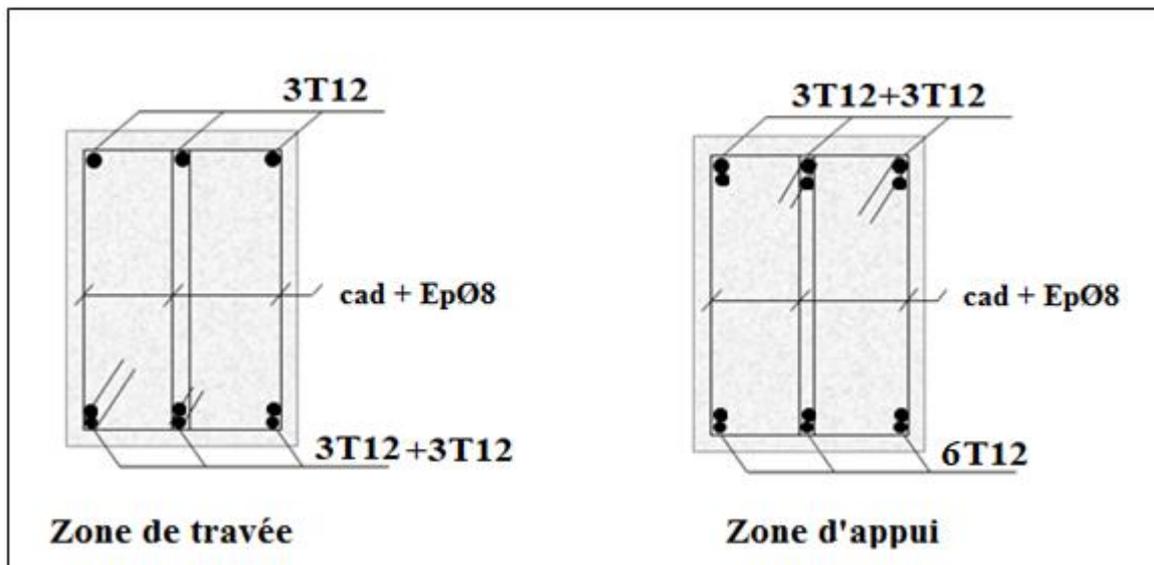


Figure V. 5:Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

V.4.Les voiles :

V.4.1.Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.
- ❖ **Aciers verticaux :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003:

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
 - ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
 - ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- [1]

- ❖ **Aciers horizontaux :**

- ✓ Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- ✓ Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- ✓ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. [1]

- ❖ **Règles communes :**

- a) L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$St \leq 1.5e$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : (e: l'épaisseur de voile)

- a) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingle au m², dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- b) Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- c) Les longueurs de recouvrement doivent être égale à:
 - 40Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges. [1]

V.4.2. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- 1.35 G+1.5Q (ELU)
- G+Q (ELS)

Selon le RPA version 2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Nous utilisons les combinaisons du RPA99 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par «ROBOT».

V.4.3. Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de **NAVIER –BERNOULLI** :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

y: centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Si σ_a et σ_b : sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b : sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b : sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

V.4.4. Le ferrailage des voiles de sens longitudinales :

(L= 4.10 m ; H = 3.10 m ; e = 0.2 m)

On utilise ra la méthode des contraintes :

✓ **Remarque :**

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

N = 1695.24 KN ; M = 534.44 KN.m ; T = - 47.68 KN

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.4 \times 0.2^3}{12} \Rightarrow I = 0.26 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 4.10 \times 0.2 \Rightarrow S = 0.82 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{4.10}{2} \Rightarrow y = 2.05 \text{ m}$$

V.4.4.1. Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times Y}{I} = \frac{1695.24}{0.82} + \frac{534.44 \times 2.05}{0.26}$$

$$\sigma_1 = 6281.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times Y}{I} = \frac{1695.24}{0.82} - \frac{534.44 \times 2.05}{0.26}$$

$$\sigma_2 = - 2146.48 \text{ KN/m}^2$$

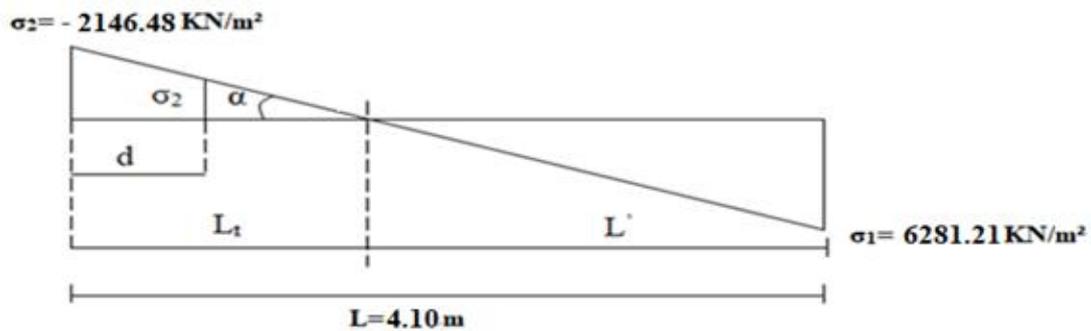


Figure V. 6:Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).

Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 4.10 \times \left(\frac{2146.48}{6281.21 + 2146.48} \right) = 1.04 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 4.10 - 1.04 = 3.06 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_e/2 ; (2/3) \times L')$$

$$d \leq \min(3.10/2, (2/3) \times 3.06) = 1.55 \text{ m}$$

$$d > L_t \text{ donc } d \text{ dans la zone comprimée alors } \sigma_2' = 0 \text{ (} d = L_t \text{)}$$

Alors:

$$I' = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I' = \frac{0.2 \times 1.04^3}{12} \Rightarrow I' = 0.018 \text{ m}^4$$

$$S' = b \times h \Rightarrow S = 1.04 \times 0.2 \Rightarrow S' = 0.208 \text{ m}^2$$

$$y' = \frac{L}{2} \Rightarrow y' = \frac{1.04}{2} \Rightarrow y' = 0.52 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } N_1 = (S'/2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -223.23 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2y') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 37.15 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{37.15}{-223.23} = -0.166 \text{ m} < d/6, \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section}$$

entièrement tendue).

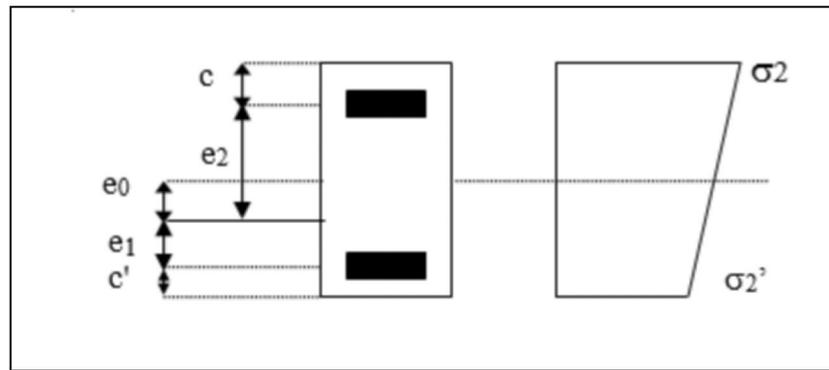


Figure V. 7: Schéma de disposition des excentricités.

Soit : $c = 5\text{ cm}$; $c' = 10\text{ cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.441\text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.841\text{ m}$$

$$A_s = \frac{223.23 \times 10^3 \times 841}{(441 + 841) \times 400} = 585.76\text{ mm}^2$$

$$A_s = 5.85\text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{223.23 \times 10^3 \times 441}{(441 + 841) \times 400} = 307.15\text{ mm}^2$$

$$A_s = 3.07\text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = \frac{N_1}{f_e} = 8.92\text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml}/\text{face} = 8.92 / (2 \times 1.04) = 4.28\text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales de RPA 99:**

D'après le **RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{RPA} = 0.20\% \times e \times L_t [1]$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 20 \times 104 = 4.16\text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face} = 4.16 / (2 \times 1.04) = 2\text{ cm}^2$$

❖ **Le pourcentage minimal : [4]**

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 410 = 12.3\text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/ml/face = 12.3/(2 \times 3.01) = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 4.28 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 4.28 \times (4.10/2) = 17.54 \text{ cm}^2$$

Acier de couture: [4]

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 47.68 = 66.75 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{66.75 \times 10^3}{400} = 18.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 18.35 \times \frac{L_t}{L} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 17.54 + 0.46 = 18 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30)$

Soit: $S_t \leq 24 \text{ cm}$

On adopt: $S_t = 20 \text{ cm}$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

En zone d'about :

La longueur de zone d'about : $L/10 \Rightarrow 410/10 = 41 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 10 cm donc nombres des barres est $40.1/10 = 4.10$

$$4.10 \times 1.6 = 6.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow 41 - 6.56 / 2 = 17.22 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : **6T20** ($A_s = 18.10 \text{ cm}^2$)

En zone courant :

La longueur de zone courant : $(L/10)2 = 65 \text{ cm} \Rightarrow 410 - 65 = 345 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 20 cm donc nombres des barres est $345/20 = 17$

On adopte : **17 barres**

$$17 \times 1.2 = 20.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 345 - 20.4 / 12 = 27.05 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : **17T12** ($A_s = 19.23 \text{ cm}^2$)

❖ **Les armateurs de répartition : [1]**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 6.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : 14Ø8 ($A_s = 7.04 \text{ cm}^2$)

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : Ø8 [1]

V.4.4.2.les ferrailage horizontal :

❖ **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ [1]

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d}$$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b: épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 47.68 \times 10^3}{200 \times 3690} = 0.09 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.09 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa}$ vérifiée

Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e} [1]$$

K=0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3 σ_{cm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend $K=0$.

$$\frac{A_r}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e} [1]$$

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025f_{c28}$

➤ **L'espacement** :

$$S_t \leq \min(1.5e, 30)$$

Soit : $S_t \leq 30$ cm

On adopte : $S_t = 30$ cm

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} [4] \Rightarrow A_t = \frac{200 \times 0.09 \times 300}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.15\% \times e \times 400 = 12 \text{ cm}^2$$

On adopte : **16T10** = 12.56 cm²

V.4.4.3. Schéma de Ferrailage :

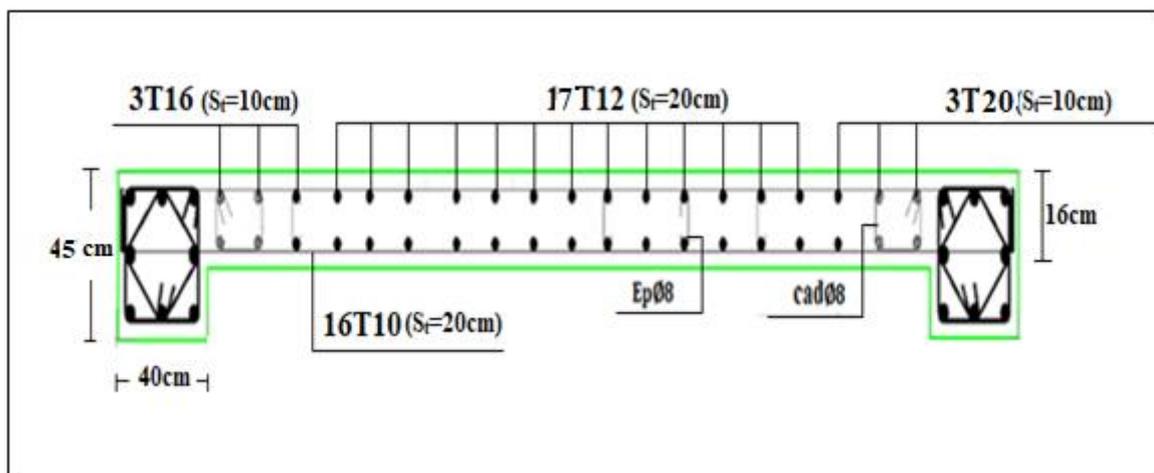


Figure V. 8: Schéma de ferrailage de Voile longitudinale.

V.4.5. Le ferrailage des voiles de sens transversal:

(L=2 m; H = 3.10 m ; e = 0.20 m)

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

N = 2198.19 KN ; M = 1635.76 KN.m ; T = 603.04 KN

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.2 \times 2^3}{12} \Rightarrow I = 0.133 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 2 \times 0.20 \Rightarrow S = 0.40 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{2}{2} \Rightarrow y = 1 \text{ m}$$

V.4.5.1. le ferrailage vertical:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{2198.19}{0.40} + \frac{1635.76 \times 1}{0.133}$$

$$\sigma_1 = 17794.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I} = \frac{2198.19}{0.40} - \frac{1635.76 \times 1}{0.133}$$

$$\sigma_2 = -6803.47 \text{ KN/m}^2$$

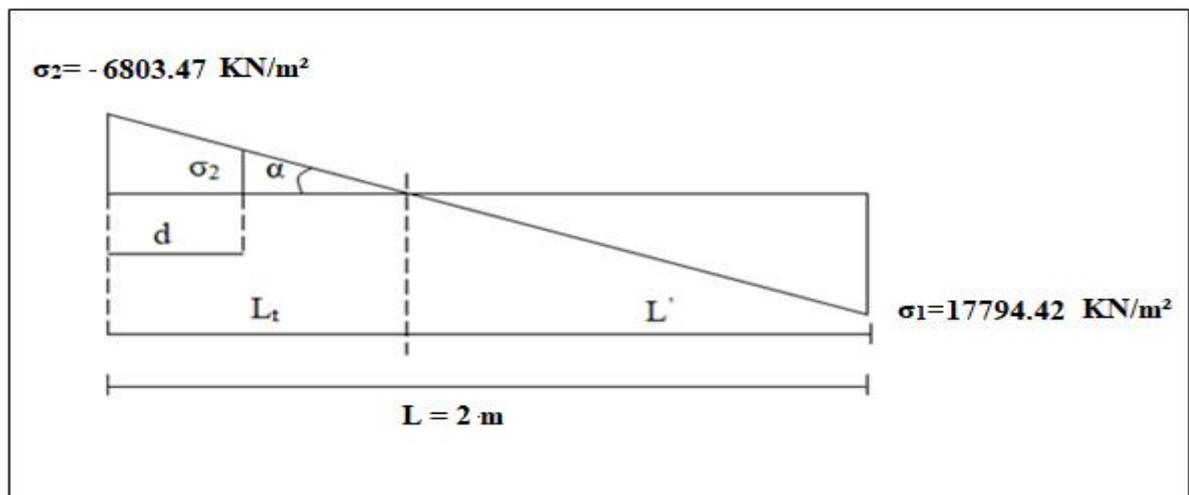


Figure V. 9: Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale).

Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2 \times \left(\frac{6803.47}{17794.42 + 6803.47} \right) = 0.55 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 2 - 0.55 = 1.45 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_e/2 ; (2/3) \times L')$$

$$d \leq \min(3.10/2, (2/3) \times 1.45) = 0.96 \text{ m}$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t$)

Alors:

$$I' = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I' = \frac{0.2 \times 0.55^3}{12} \Rightarrow I' = 0.002 \text{ m}^4$$

$$S' = b \times h \Rightarrow S' = 0.55 \times 0.2 \Rightarrow S' = 0.11 \text{ m}^2$$

$$y' = \frac{L}{2} \Rightarrow y' = \frac{0.55}{2} \Rightarrow y' = 0.275 \text{ m}$$

Donc:

$$N_1 = (S'/2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -374.18 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2y') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 24.73 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{24.73}{-374.18} = -0.074 \text{ m} < d/6, \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section}$$

entièrement tendue).

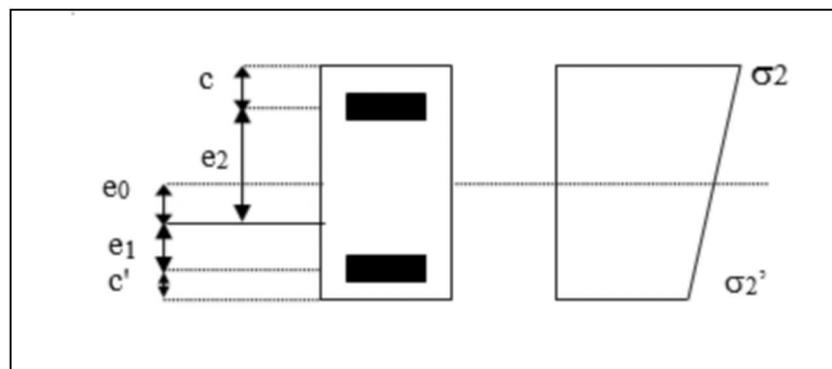


Figure V. 10: Schéma de disposition des excentricités.

Soit : $c = 5 \text{ cm}$; $c' = 10 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.504 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.306 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{374.18 \times 10^3 \times 306}{(504 + 306) \times 400} = 795.13 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 7.95 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{374.18 \times 10^3 \times 54}{(54 + 306) \times 400} = 1963.33 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 19.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = \frac{N_1}{f_e} = 9.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml}/\text{face} = 9.35 / (2 \times 0.55) = 8.5 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales de RPA 99:**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \times e \times L_t \quad [1]$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 20 \times 55 = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face} = 2.2 / (2 \times 0.55) = 2 \text{ cm}^2$$

❖ **Le pourcentage minimal : [1]**

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face} = 6 / (2 \times 2) = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 9.35 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 9.35 \times (2/2) = 18.70 \text{ cm}^2$$

Acier de couture : [1]

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 603.04 = 844.25 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{844.25}{400} = 2.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 2.32 \times \frac{L_t}{L} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18.70 + 0.64 = 19.34 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30)$

Soit: $S_t \leq 30$ cm

On adopt: $S_t = 30$ cm

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 15$ cm

En zone d'about :

La longueur de zone d'about : $L/10 \Rightarrow 200/10 = 20$ cm

L'espace entre les barres est 10 cm donc nombres des barres est $20/10 = 2$

On adopte : 2 barres

$$2 \times 1.6 = 3.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 20 - 3.2 / 1 = 16.8 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 4T16 ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$)

En zone courant :

La longueur de zone courant : $(L/10)2 = 30 \text{ cm} \Rightarrow 200 - 30 = 170 \text{ cm}$

L'espace entre les barres est 30 cm donc nombres des barres est $170/30 = 6$

On adopte : 6 barres

$$6 \times 1.4 = 7.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 170 - 7.2 / 5 = 32.56 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 6T14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$)

❖ **Les armateurs de répartition : [1]**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 4.32 \text{ cm}^2$$

On adopte : 9Ø8 ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : Ø8 [1]

V.4.5.2.le ferrailage horizontal :

❖ **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ [1]

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \times d} \text{ Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b: épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 603.04 \times 10^3}{200 \times 1800} = 2.34 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 2.34 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e} \quad [1]$$

K=0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3 σ_{cm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10 σ_{tm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend K=0.

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e} \quad [1]$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025 f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025 f_{c28}$

➤ **L'espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30 \text{ cm}$

On adopte: $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \quad [1] \Rightarrow A_t = \frac{200 \times 2.34 \times 200}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 2.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.15\% \times e \times 310 = 9.30 \text{ cm}^2$$

On adopte : 16T10 ($A_s = 12.57 \text{ cm}^2$)

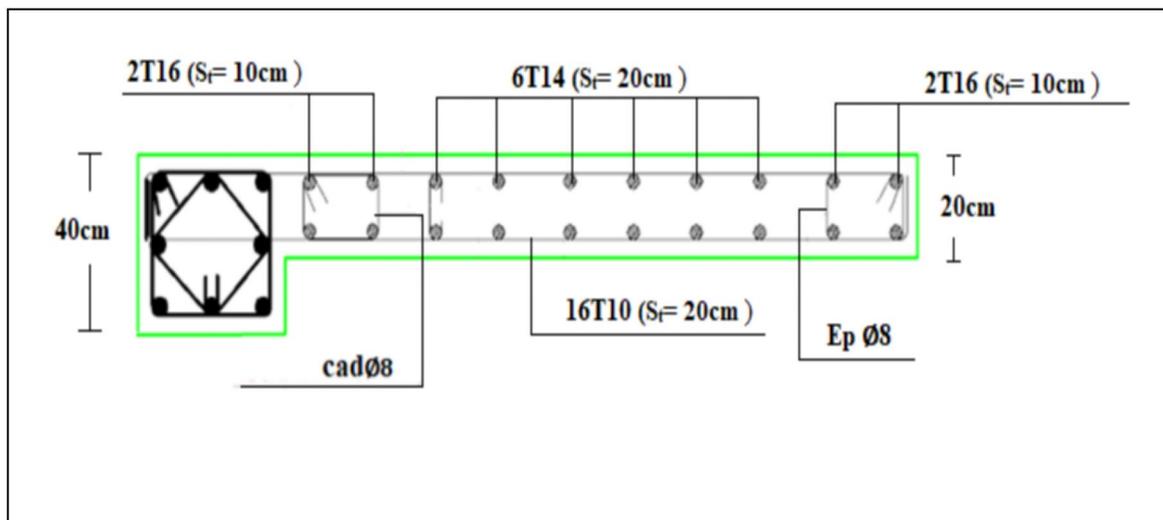


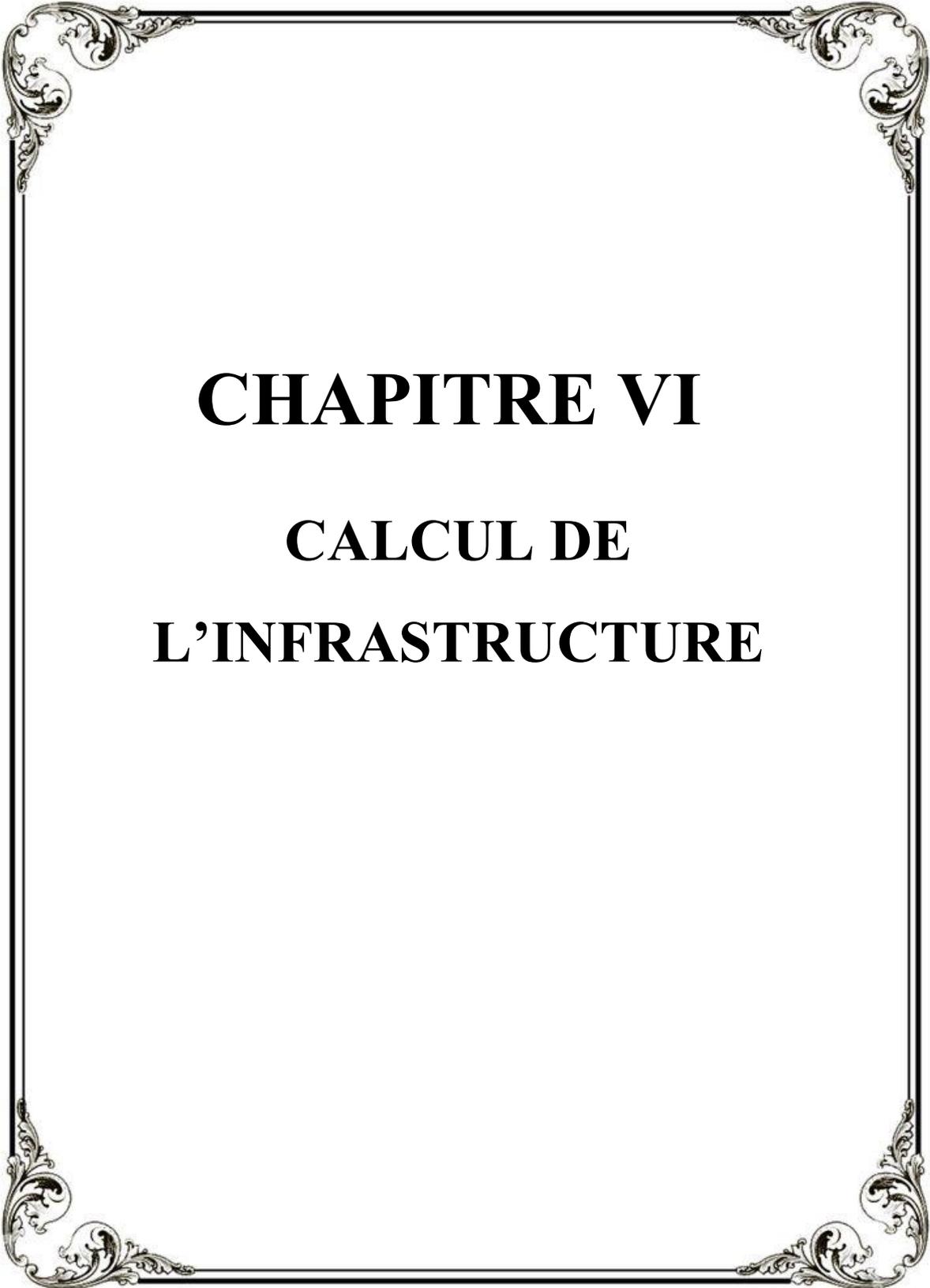
Figure V. 11: Schéma de ferrailage de Voile transversale.

V.5. Conclusion:

Dans ce chapitre, on a ferrillé les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) selon les différents règlements (RPA 99 version 2003,BAEL 91 modifié 99).

Les éléments principaux dites aussi structure portante, jouent un rôle prépondérant dans la résistance, la stabilité de l'ouvrage et la transmission des sollicitations de la superstructure aux fondations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés et vérifiés ensuite, une intention particulière doit être procurée à ses éléments du point de vue réalisation sur chantier.



CHAPITRE VI

CALCUL DE

L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 .Types de fondations :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
 - Fondations semi-profonds (les puits).
 - Fondations profonds (les pieux).
- Si les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux). Donc le choix de type de fondation dépend des facteurs suivants :
- ❖ Les charges et surcharges transmises par la structure.
 - ❖ La capacité portante du sol.
 - ❖ La distance entre les axes des poteaux.
 - ❖ La profondeur du sol résistant.

VI.3.Les combinaisons de calcul :

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

❖ **Selon BAEL 91 [3]:**

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

❖ **Selon le R.P.A 99 [1] :**

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

VI.4. calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification. On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_{sol} A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol, $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars}$

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de fondation.

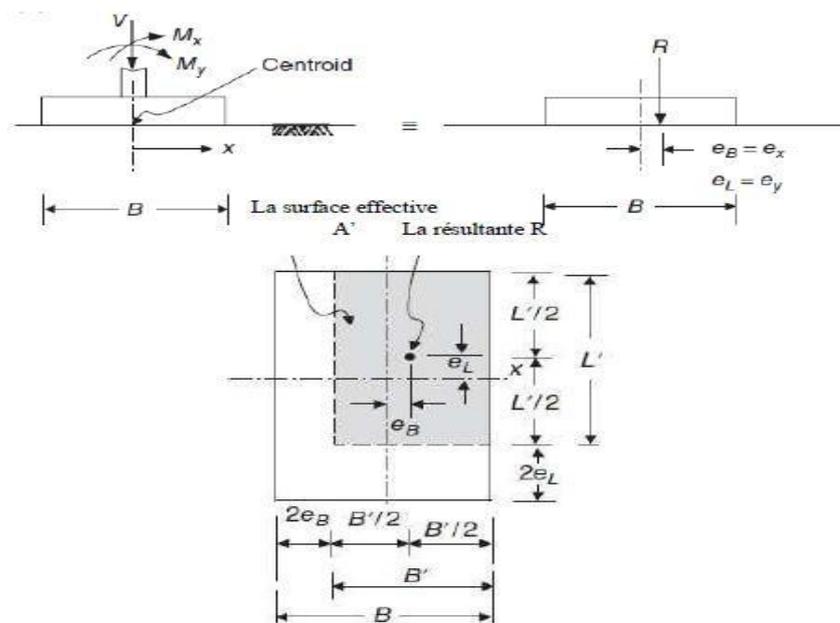


Figure VI. 1: Dimension de la semelle isolée.

- **Semelle carrée:**

Pour dimensionner les semelles, on doit en premier lieu vérifier la capacité portante de sol en prenant en compte une semelle carrée B*B.

Pour assurer qu'il n'est pas de défaut vis-à-vis de la capacité portante de sol, il faut que dans notre cas d'étude, la contrainte admissible $\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ bars}$

Pour les sollicitations agissantes sur la fondation, on prend la fondation la plus sollicitée qui se trouve à l'axe y-y

CHAPITRE VI : CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

Les efforts appliqués sur cette fondation à l'ELU sont:

$$N = 546 \text{ KN}$$

$$M_x = 11.93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 17.35 \text{ KN.m}$$

On remarque qu'on a deux moments selon l'axe x et y, dans ce cas la surface totale A de la semelle est remplacé par une autre surface A' tel que: $A' = B' \times L'$

$$B' = B - 2e_y \quad ; \quad L' = L - 2e_x$$

$$\text{Avec : } e_x = M_y / N_u = 17.35 / 546 = 0.031$$

$$e_y = M_x / N_u = 11.93 / 546 = 0.022$$

$$150 \geq N_u / (B - 2e_y)(B - 2e_x)$$

$$B \geq 1.7 \text{ m}$$

On a: L_{\min} : longueur minimale entre deux poteaux = 3 m

Remarque:

On remarque que la largeur B de la semelle dépasse 50% de la distance entre les poteaux dans les deux directions, l'utilisation des semelles isolées ou carrée ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, dans ce cas, on doit vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment:

$$S_s / S_b < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par: $S \geq \frac{\sum N_u}{\sigma_{sol}}$

$$S \geq \frac{\sum N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$S \geq \frac{1139.33}{150}$$

$$S \geq 7.60 \text{ m}^2$$

- **Surface totale du bâtiment:**

$$S_{\text{bâtiment}} = 238.65 \text{ m}^2$$

$$0.5 \times S_{\text{bâtiment}} = 0.5 \times 238.65 = 119.32 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelles}} = 7.60 \text{ m}^2 < 0.5 \times S_{\text{bâtiment}} = 119.32 \text{ m}^2$$

Alors on déduit quel radier général n'est pas nécessaire.

1. Semelles filantes:

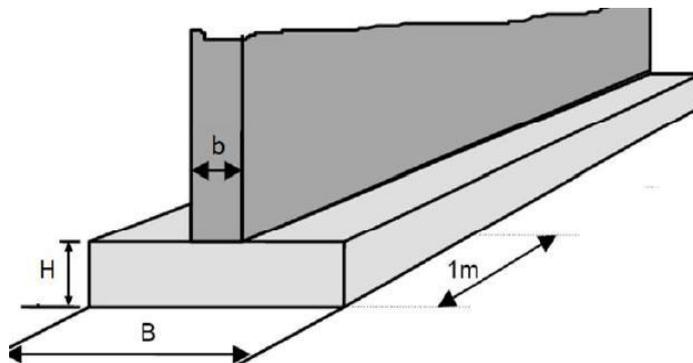


Figure VI. 2: Dimensions des semelles filantes.

- **Calcul des semelles filantes :**

Les semelles filant : généralement de largeur B et (au plu quelque mètres) et de grande longueur ($L/B > 10$)

- **Calcul des semelles filantes sous poteaux:**

L'effort normal support par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

$$N_u = \sum N_i \text{ de chaque poteau}$$

$$N_u = 1139.33 \text{ KN}$$

$$A = B \times L$$

B: Largeur de la semelle

L : longueur de fil considéré On prend le fil dans le sens y:

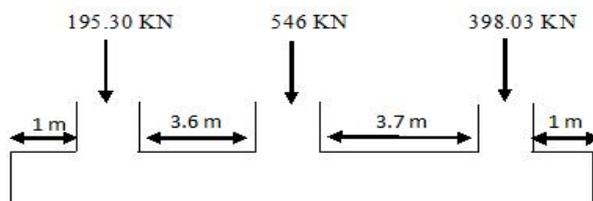


Figure VI. 3: Semelles filantes.

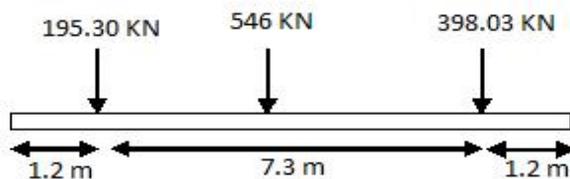
$$S \geq \frac{\sum N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$S \geq \frac{1139.33}{150}$$

$$S \geq 7.6 \text{ m}^2$$

On suppose une largeur B = 2 m

La longueur de la semelle est : $L \geq \frac{A}{B}$, L = 3.8 m



La pression de contact q sous la semelle de coordonnée x et y est :

$$q_{x,y} = \frac{N_t}{BL} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x$$

Avec :

$N_t = \sum N_i$ la somme des charges transmises par les poteaux.

$$I_x = \frac{1}{12} BL^3 = (1/12) 2 \times 9.7^3 = 152.11 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} LB^3 = (1/12) 9.7 \times 2^3 = 6.47 \text{ m}^4$$

Et :

$$M_x = N_t \times e_y$$

$$M_y = N_t \times e_x$$

$$x' = \frac{N_1 x_1' + N_2 x_2' + N_3 x_3'}{N_t}$$

$$x' = \frac{398.03 \times 1 + 546 \times 1 + 195.30 \times 1}{1139.33}$$

$$x' = 1 \text{ m}$$

L'excentricité : $e_x = x' - \frac{B}{2}$, $e_x = 0$

$$y' = \frac{N_1 y_1' + N_2 y_2' + N_3 y_3'}{N_t}$$

$$y' = \frac{195.03 \times 1.2 + 546 \times 5.2 + 398.03 \times 8.5}{1139.33}$$

$$y' = 5.67 \text{ m}$$

L'excentricité : $e_y = y' - \frac{L}{2}$, $e_y = 0.82 \text{ m}$

x_1' , x_2' , x_3' , ... : est la distance entre le centre de gravité de poteau et le point.

'O' selon la direction x ; voir figure ci-dessus.

y_1' , y_2' , y_3' , ... : est la distance entre le centre de gravité de poteau et le point.

'O' selon la direction y ; voir figure ci-dessus.

Donc, on obtient:

$$M_x = N_t \times e_y = 934.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = N_t \times e_x = 0$$

Calculer la pression q aux points A, B, C, et D :

$$\text{Point A : } q = \frac{1139.33}{2 \times 9.7} + \frac{934.25}{152.11} \times 0.82 = 63.76 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Point B : } q = \frac{1139.33}{2 \times 9.7} + \frac{934.25}{152.11} \times 0.82 = 63.76 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Point C : } q = \frac{1139.33}{2 \times 9.7} + \frac{934.25}{152.11} \times -0.82 = 53.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Point D : } q = \frac{1139.33}{2 \times 9.7} + \frac{934.25}{152.11} \times -0.82 = 53.69 \text{ KN/m}^2$$

On remarque que la pression de contact max q est inférieure à la capacité portante de sol $\bar{\sigma}_{sol}$

On peut garder une largeur B = 2 m.

❖ **Détermination de la hauteur utile «d» et de la hauteur «h»:**

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{200-40}{4} = 40 \text{ cm}$$

On prend : d = 45 cm

$$h = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

Donc: la hauteur de la semelle égal à: h=50cm

VI.5. Vérification nécessaire :

VI.5.1. Vérification au non poinçonnement:(article A.5.2.4.2) [2].

$$Q_u \leq 0.045 \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times u_c$$

Avec:

Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

u_c : Le périmètre du contour

$$u_c = (a+b+2 \times h) \times 2 = (0.40+0.40+2 \times 0.50) \times 2 = 3.6 \text{ m}$$

$$Q_u = 546 \text{ kN} \leq 0.045 \times 500 \times \frac{25}{1.5} \times 3.6 = 1350 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

VI.5.2. Vérification de la stabilité au renversement :

0.8 G + E : pour la vérification de la stabilité de la semelle.

Les semelles doivent vérifier la condition suivante:

$$B \geq 4 e_1$$

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

$$e_1 = \frac{44.92}{1493.66} = 0.030 \text{ m}$$

$$4e_1 = 0.1202 < B = 2 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ Cv}$$

VI.6. Calcul du ferrailage:(ELU):

VI.6.1. Ferrailage longitudinale l'axe x:

Tracer le diagramme des moments. Voir figure ci-dessous:

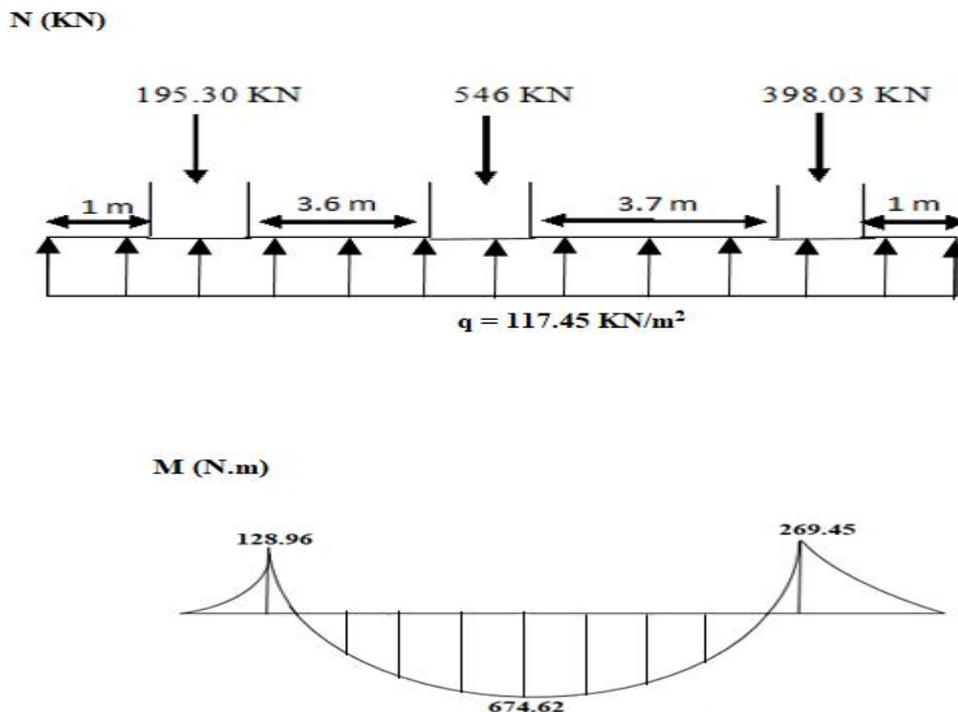


Figure VI. 4: Diagramme des moments.

q : pression de contact moyen (entre les points A, B, C et B) *B

$$q = 117.45 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Renforcement négatif en haut de la travée centrale :**

A partir de la semelle, on calcul

$$M_u = \frac{M_{\max}}{B}$$

- **Le moment ultime:**

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Et : $\phi = 0.9$

$d = h - c = 45 \text{ cm}$, c: enrobage

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 0.018 A_s$$

Avec : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$b = 1 \text{ m}$ (une bande de 1 m)

$$M_u = 0.9 (A_s \times 400 (450 - \frac{0.018A_s}{2})) \dots\dots\dots (1)$$

Avec : $M_u = 167.36 \text{ KN} \dots\dots\dots (2)$

De (1) et (2) on trouve:

$$A_s = 10.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.04 \times 2 = 20.08 \text{ cm}^2$$

On adopte: 14T16 donc $A_s = 28.15 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Renforcement positif au bas de la semelle:**

A partir de M_{\max} de la semelle, on calcul

$$M_u = \frac{M_{\max}}{B}$$

$$M_u = \frac{674.62}{2} = 337.31 \text{ KN.m}^2$$

- **Le moment ultime:**

$$M_u = \phi A_s f_y (d - \frac{a}{2})$$

Et : $\phi = 0.9$

$d = h - c = 45 \text{ cm}$, c : enrobage

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 0.018 A_s$$

Avec : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$b = 1 \text{ m}$ (une bande de 1 m)

$$M_u = 0.9 (A_s \times 400 (450 - \frac{0.018A_s}{2})) \dots\dots\dots (1)$$

Avec : $M_u = 337.31 \text{ KN.m}^2 \dots\dots\dots (2)$

De (1) et (2) on trouve:

$$A_s = 20.10 \text{ cm}^2$$

On adopte: 12 T16

$$A_s = 24.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ Totale}} = 20.10 \times 2 = 2 \times \mathbf{12T16}$$

Avec un espacement $S= 15\text{cm}$

VI.6.2. Ferrailage transversale l'axe y:

La semelle est divisée en zones ou bandes de largeurs définies selon le schéma ci-dessous. Les zones 1, 2 et 3, généralement appelées zones efficaces, doivent être analysées comme des poutres.

Pour la zone 4, 5 et 6, (les parties restantes), l'acier fourni doit satisfaire uniquement à l'exigence $A_s \text{ min}$. Toutes les barres d'acier transversales doivent être placées sur des barres dans le sens de la longueur :

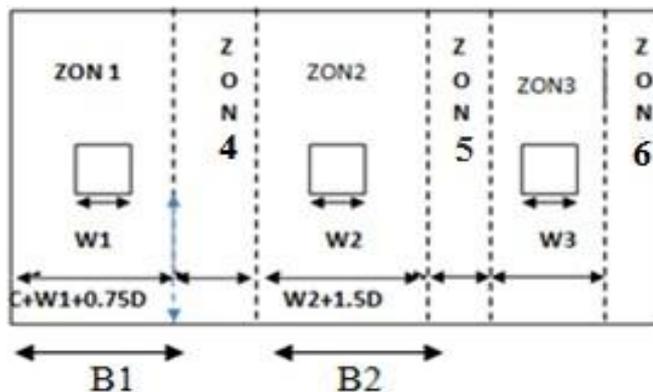


Figure VI. 5: Les zones de semelles.

Donc on a :

$$q_i = \frac{N_i}{B \times B_i}$$

$$M_u = \frac{q_i \times l_i^2}{2}$$

➤ Zone 1 : $M_u = \frac{q_1 \times l_1^2}{2}$

$$q_1 = \frac{N_1}{B \times B_1} = \frac{195.30}{2 \times 0.737} = 132.40$$

Tableau VI. 1: Les moments dans les Zones des Semelles.

Zone	Zone1	Zone2	Zone3
qi(KN/ m²)	132.40	231.35	165.84

❖ **Ferrailage de zone 1 :**

$$q_2 = 231.35$$

$$M_u = \frac{q_1 \times l_1^2}{2} = \frac{231.35 \times 0.8^2}{2} = 74.03 \text{ KN.m}$$

Et le moment ultime :

$$M_{u1} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Et $\phi = 0,9$ $d = h - \text{enrobage} = 45 \text{ cm}$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times F_{ck} \times b}$$

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$b = 1 \text{ m}$ (une bande de 1m)

$$M_{u1} = 0.9 \times A_s \times 400 \left(45 - \frac{0.018 \times A_s}{2} \right)$$

Avec : $M_{u1} = 74.03 \text{ KN.m}$

$$0.9 \times A_s \times 400 \left(45 - \frac{0.018 \times A_s}{2} \right) = 74.03$$

$$A_s = 5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 $\rightarrow A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $s_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Ferrailage zone 4 :**

$$M_u = \frac{231.35 \times 0.8^2}{2} = 74.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{u1} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times F_{ck} \times b}$$

Tableau VI. 2: La section de zone 6.

Mu (KN.m)	ϕ	d(mm)	f_{ck} (MPa)	b(mm)	A_s (cm ²)
74.03	0.9	450	25	1000	4.6

$$A_{smin} = \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d = \frac{0.25 \sqrt{25}}{400} \times 1000 \times 450$$

$$A_s = 14.06 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10T14 → $A_s = 14.09 \text{ cm}^2$

$$A_{smin} \times 1.7375 = 24.43 \text{ cm}^2$$

On adopte : 17T14 → $A_s = 26.17 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $s_t = 15 \text{ cm}$

VI.6.3. Schéma du ferrailage :

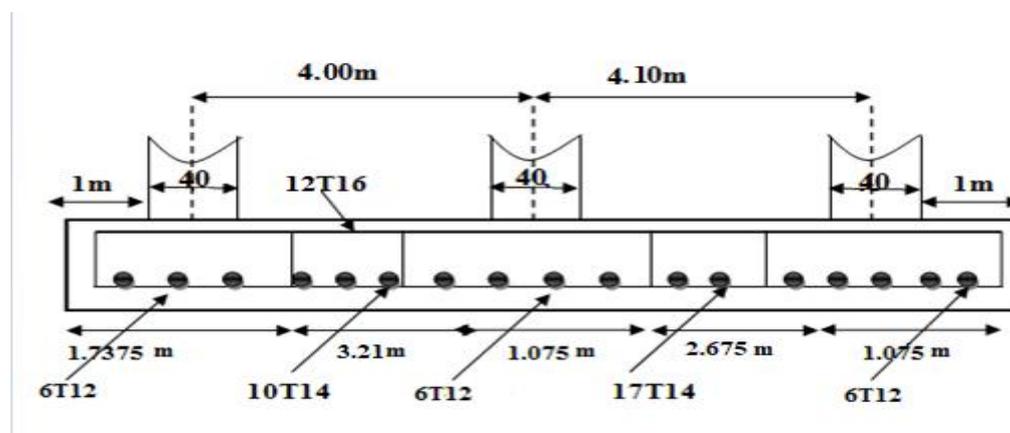


Figure VI. 6: Schéma de ferrailage de la semelle filante.

VI.7. La longrine :

Les longrines sont des éléments apportant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles.

Les longrines sont soumises à des forces axiales de traction.

VI.7. 1. Dimensionnement de la longrine:

D'après le **RPA99 (art.10.1.1)**, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont [1] :

- (25x30) cm².....site de catégorie S2, S3
- (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (45x45) cm²

VI.7. 2. Ferrailage de la longrine:

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0.6\% \times b \times h$$

$$A = 0.006 \times 40 \times 45 = 10.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA14 = 12.30 cm²

❖ **Armatures transversales :**

- **Disposition constructive :**

Avec espacement de :

$$S_t = \min (20\text{cm}, 15 \phi_l) = 20 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Calcul de la section minimale :**

D'après **CBA93 l'art (A.5.1.2.2)** :

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times b_0} < 0.4$$

$$A_t > \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 400 \times 150}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

VI.7. 3 Schéma du ferrailage:

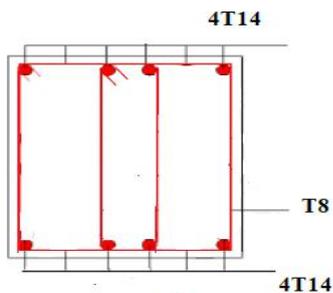
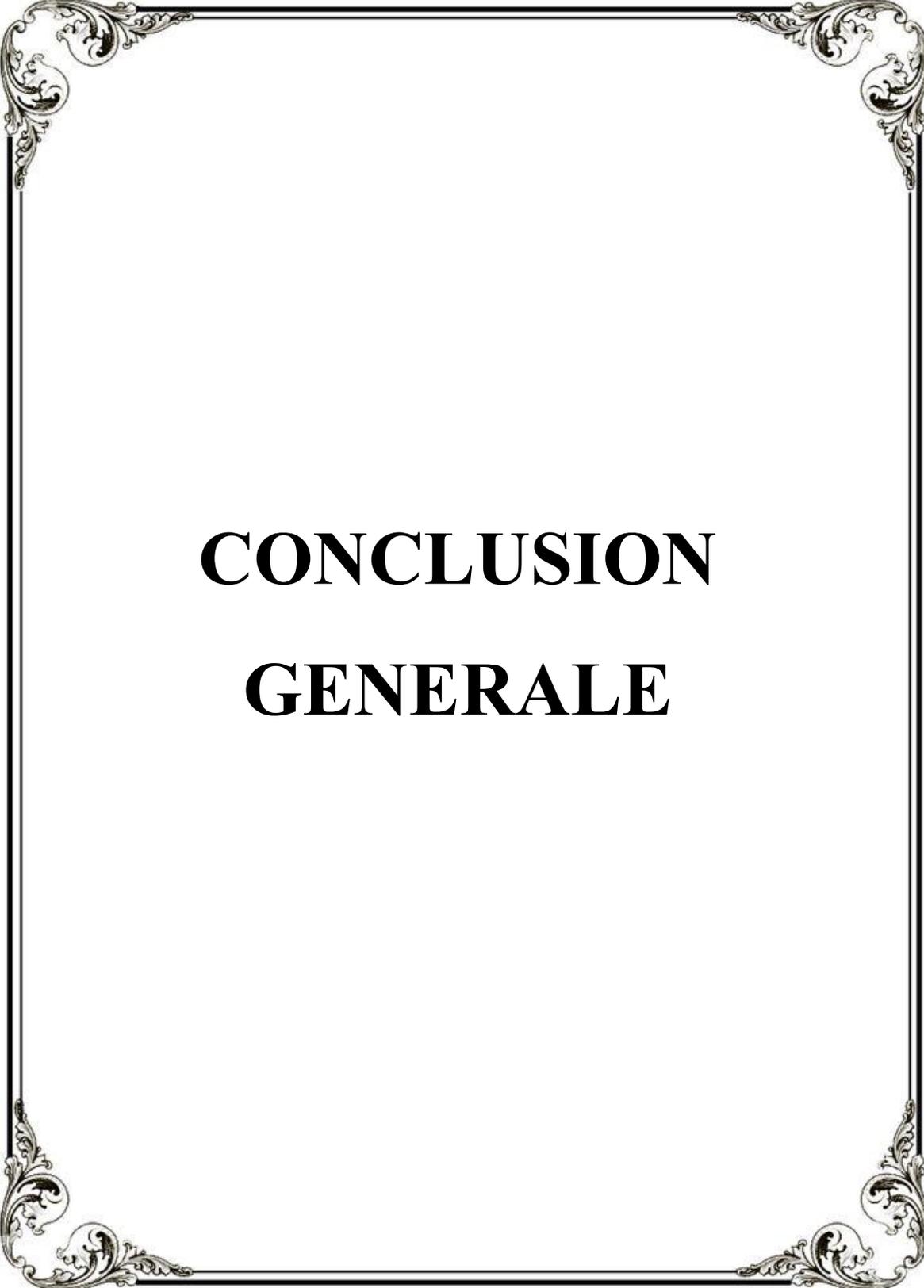


Figure VI. 7: Ferrailage de la longrine.

VI.8. Conclusion :

Le calcul des fondations est une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure et l'importance des charges à transmettre au sol d'assise.

Le type de fondation choisie est les semelles filantes après une justification de non-adoption des semelles isolées et du radier général, non répondant aux conditions réglementaires.



CONCLUSION
GENERALE

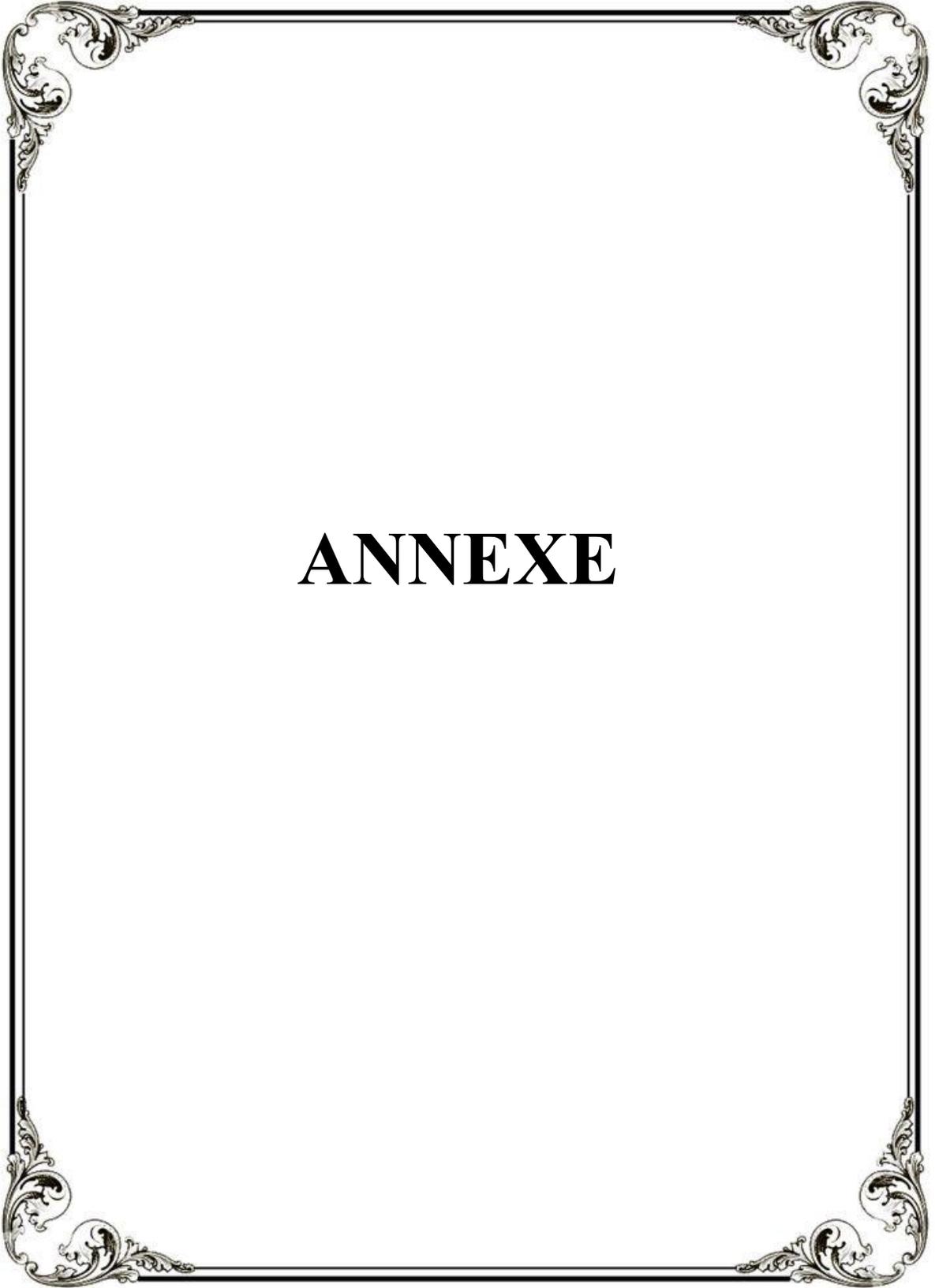
Conclusion générale :

Ce projet nous a aidés à mieux approfondir dans notre domaine, à concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout à apprendre les différentes techniques de calculs, les concepts et les règles régissant le domaine étudié. Notons que toute utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et effort.

Au premier lieu, l'étude a consisté à présenter l'ouvrage et à dimensionner les éléments principaux, poteaux, poutres, voiles suivant les règlements BAEL, Euro code 2 et le code du béton algérien CBA93 et à effectuer ensuite une descente de charges statiques. Il est donc important de comparer dans ce cas les règlements pour vérifier les processus de calcul ainsi que les dispositions constructives.

Une modélisation 3D par le logiciel Robot Structural Analysais a été menée. Les résultats donnés par ce logiciel ont permis de vérifier plusieurs points tels que la stabilité de l'ouvrage, le respect des déplacements maximaux et le choix des dimensions des éléments. Le pré dimensionnement des éléments structuraux peut être vérifié grâce à l'analyse dynamique. Les déplacements maximaux de ces derniers restent dans les limites raisonnables.

La descente de charges a permis de dimensionner les fondations. Pour notre projet, les calculs ont conduit à retenir des semelles filantes. Le dimensionnement et le ferrailage ont été calculés conformément aux règlements appliqués (RPA et BAEL). Enfin, nous espérons que ce modeste travail nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle et qu'il apporte de l'aide aux prochaines promotions.



ANNEXE

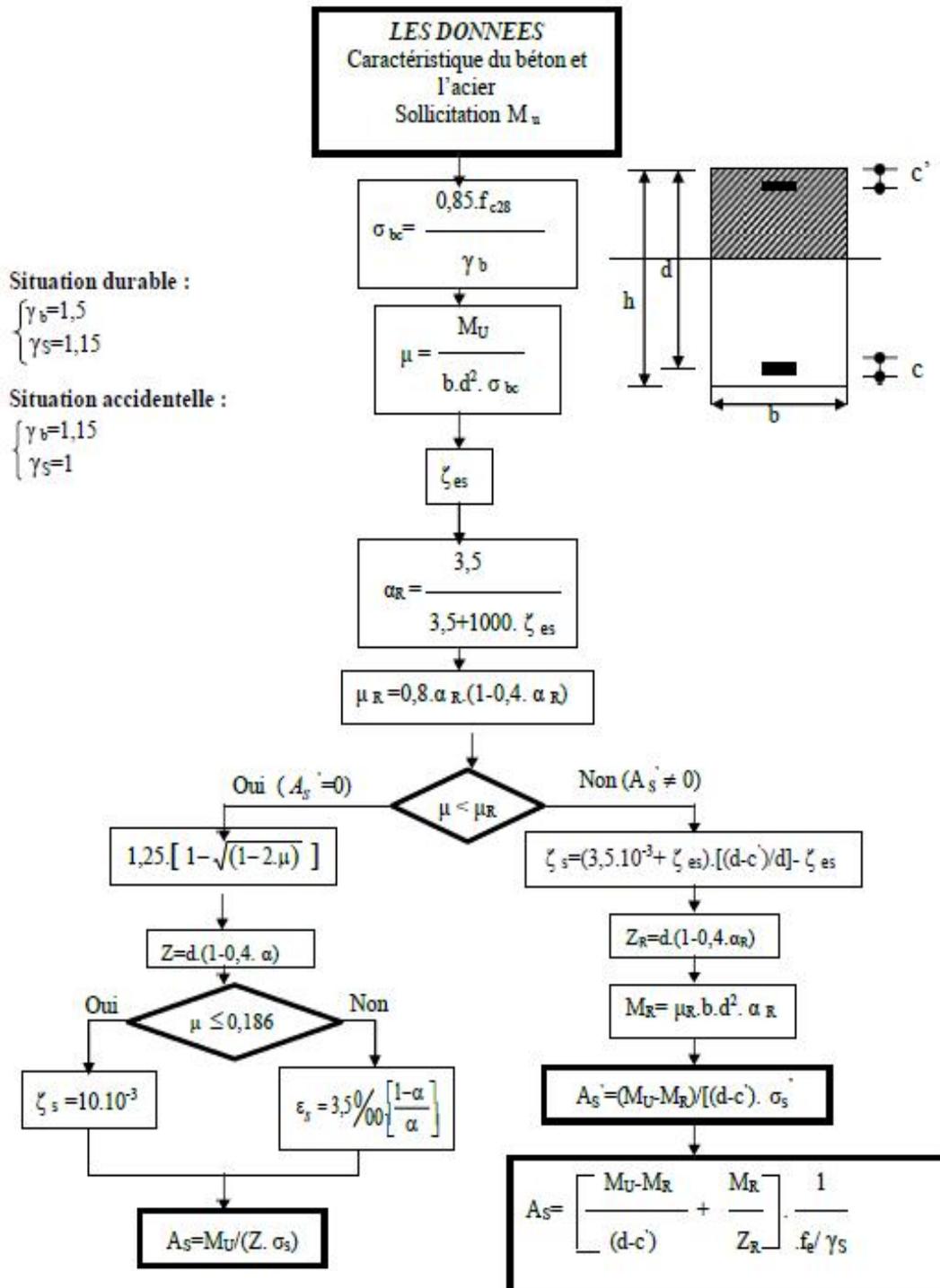
ANNEXE 1

Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

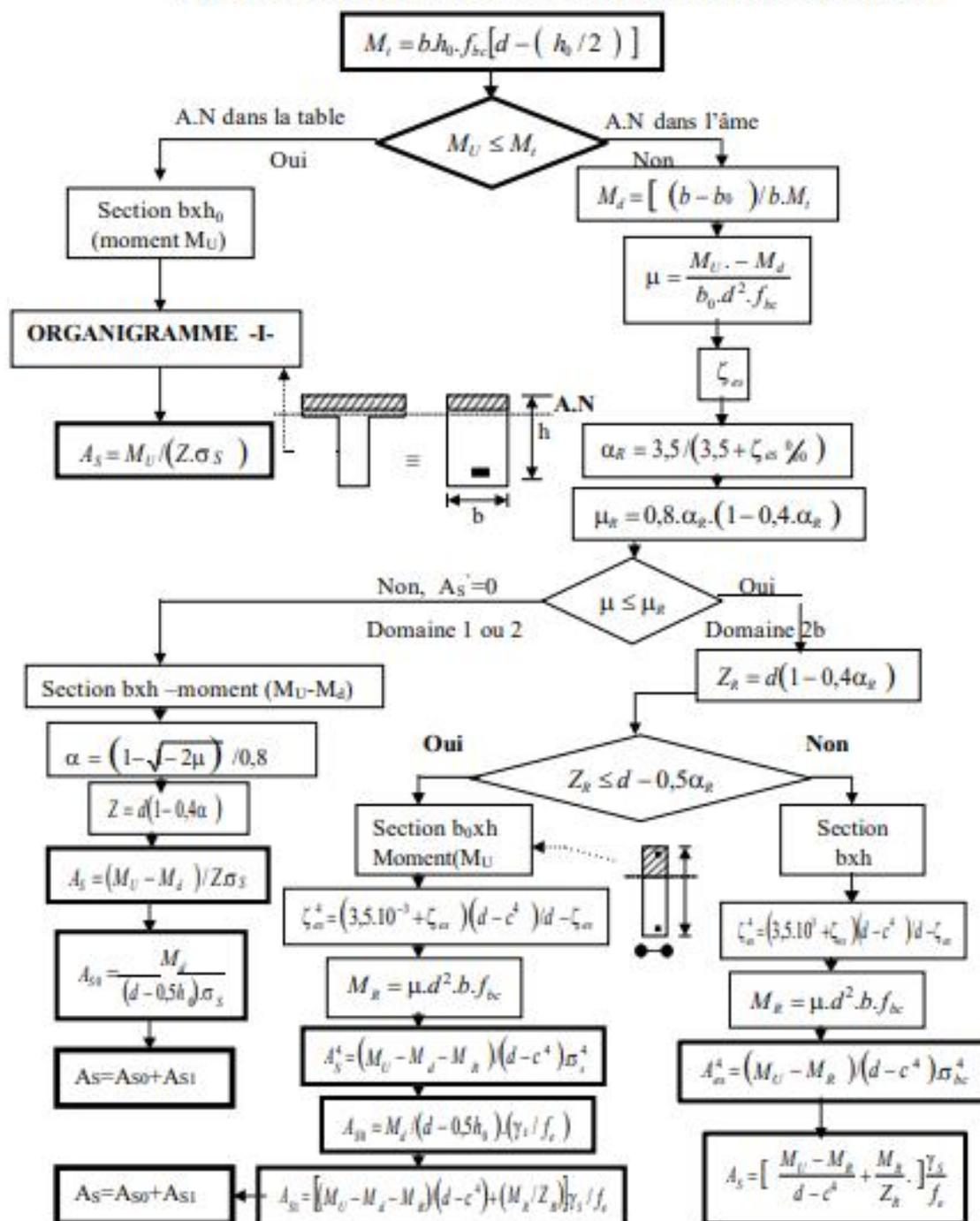
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



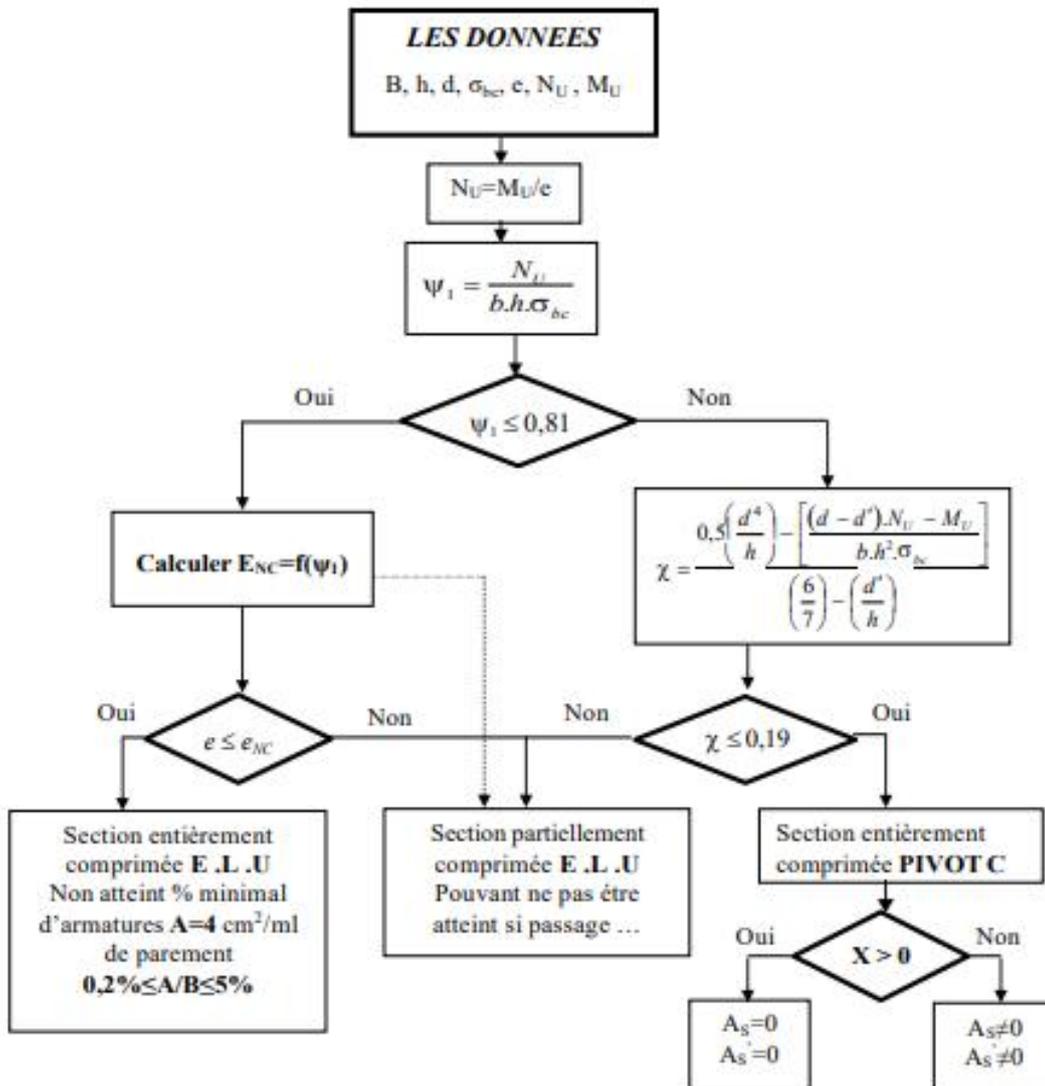
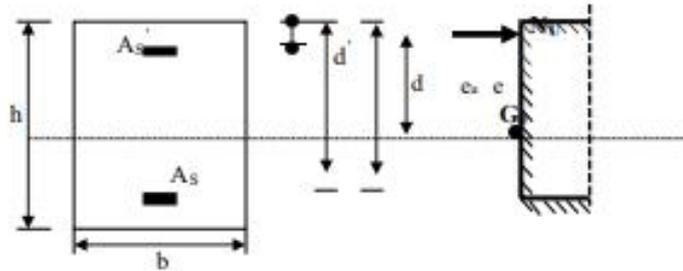
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

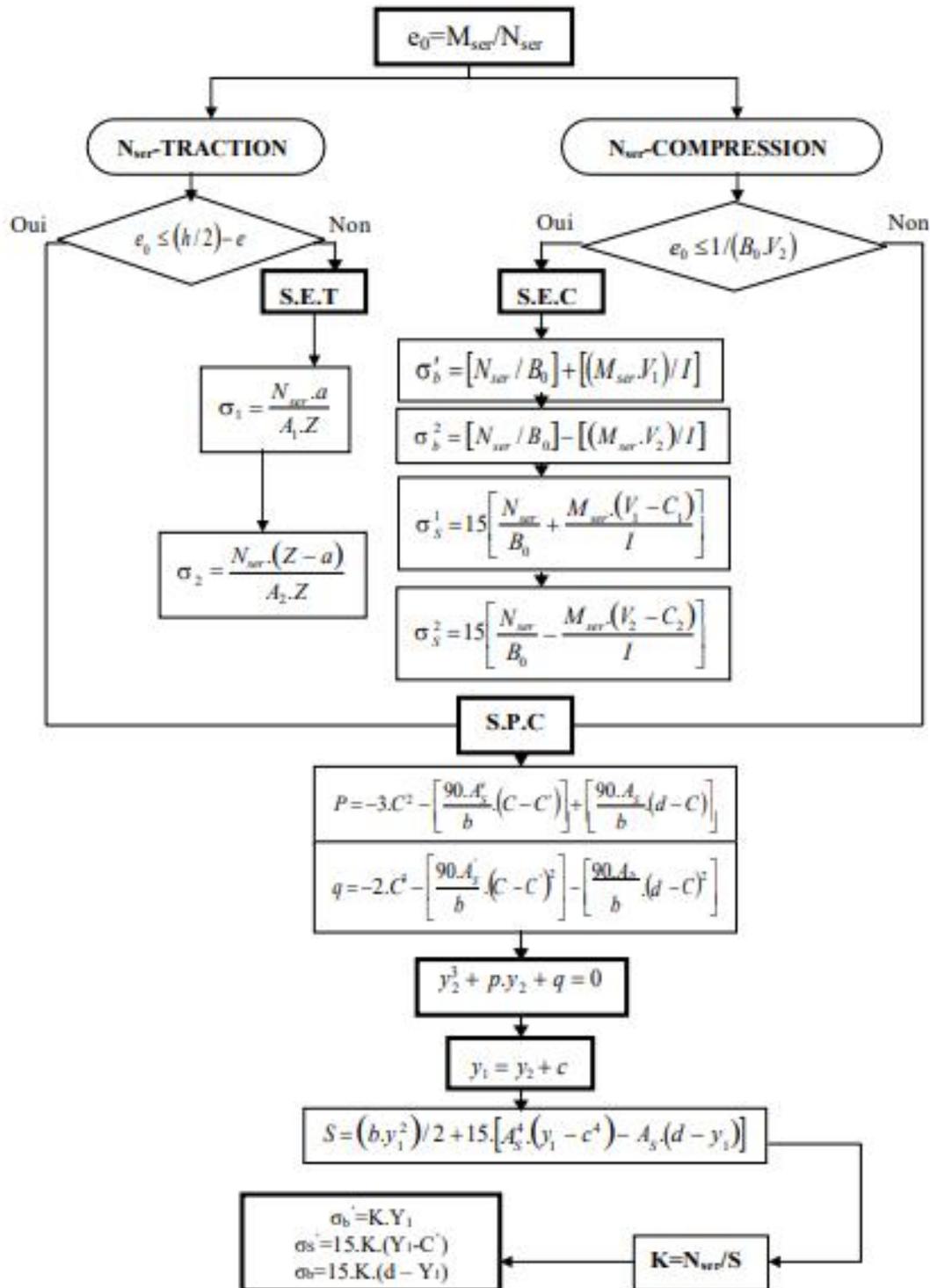


ORGANIGRAMME -III-

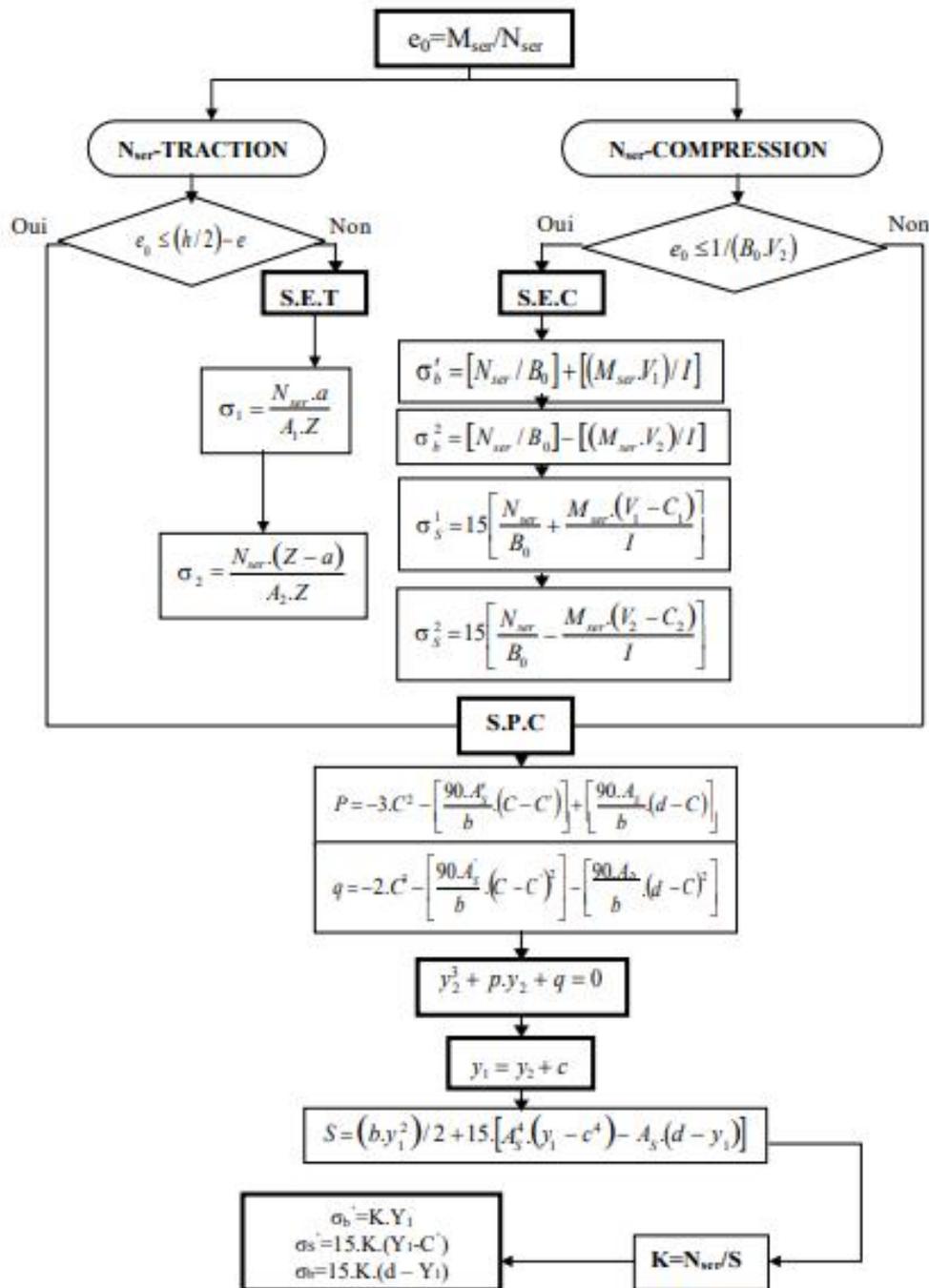
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE AL' E.L.S

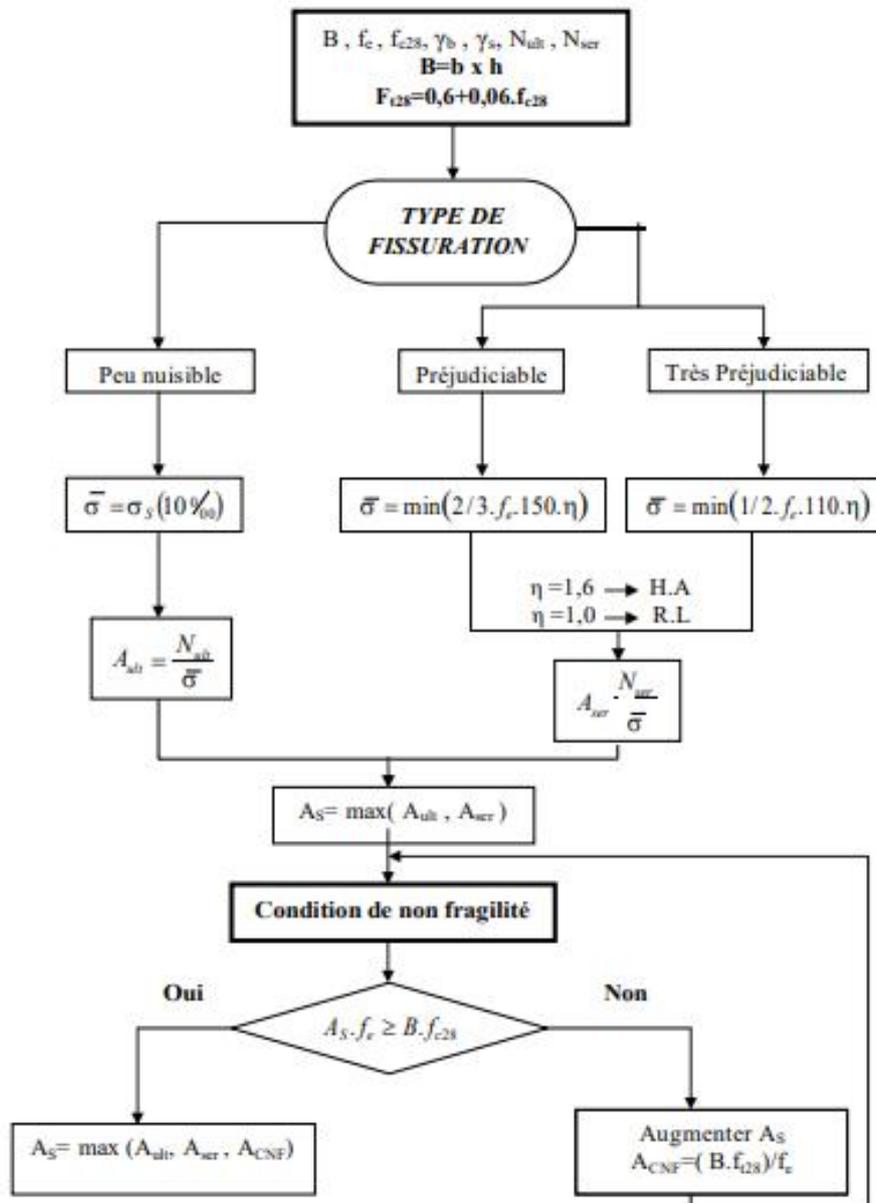


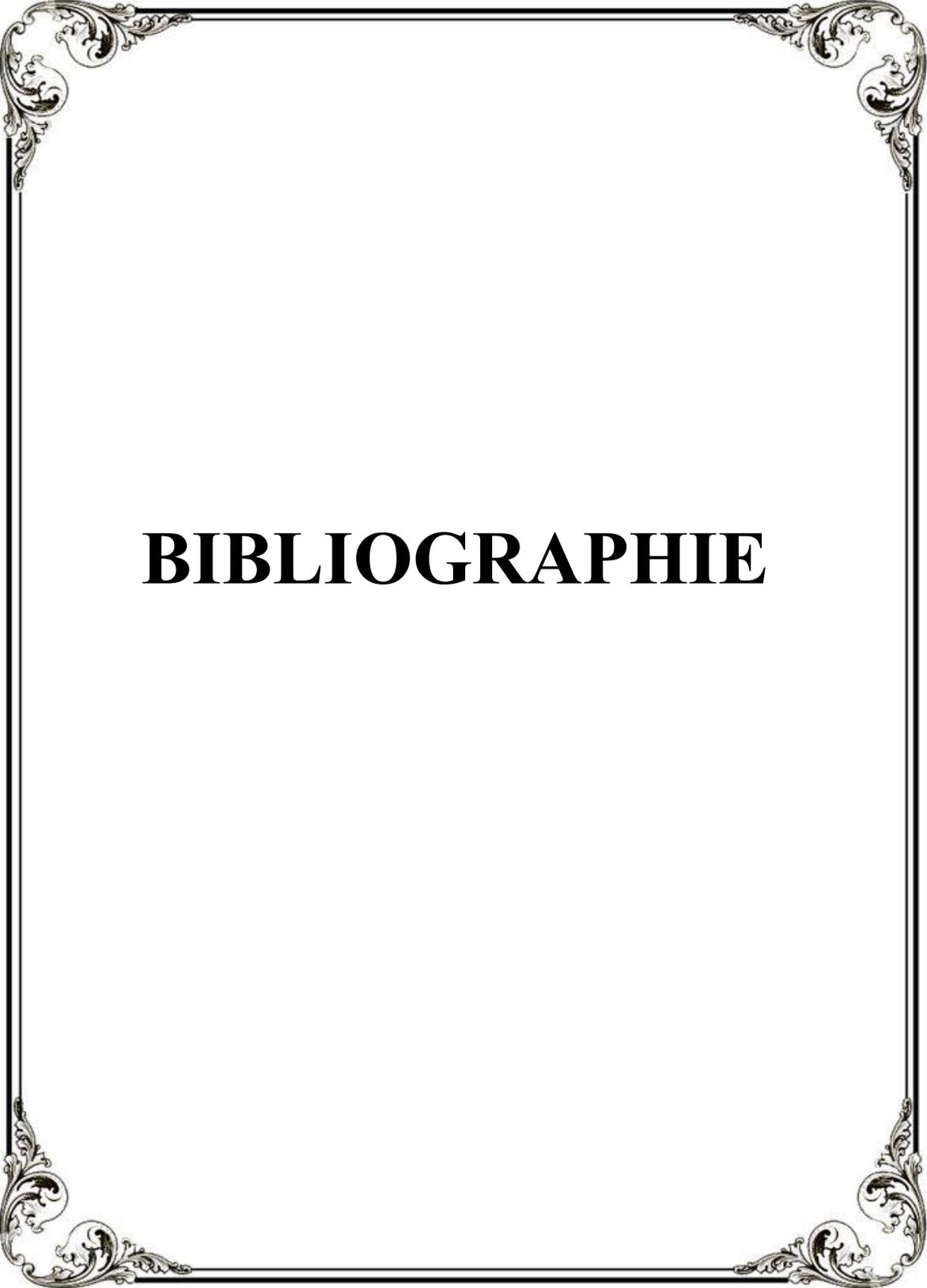
ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE AL' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE





BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie :

Règlements :

- [1] Règlement parasismique algérienne **RPA99V2003**.
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA93**.
- [3] Béton armé aux états limites **BAEL91modifié99**.
- [4] Charges permanentes et surcharges d'exploitation **DTR BC 2.2**.

Documents :

- Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) Dr. Abdelkader Brahim.
- Cours de modélisation de structure (Master 2 GC) Dr. Boukour Salima
- Guettiche A .2021 .Cours Master génie civil. Dynamique des structures 2. Centre universitaire Abdelhamid Boussof , Mila.

Mémoires :

- Boucheffa - Meraache étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation , master, centre universitaire MILA 2021/2022
- -Boufenghour Rofia -Laib Dimensionnement, calculs et modélisation d'un ouvrage en Béton Armé situé à Mila, master, centre universitaire MILA 2020/2021 .
- Meslem Selwa -Harek Djawharra Conception et calcul d'un bâtiment multi-étagé à usage d'habitation, master, centre universitaire MILA 2021/2022

Logiciels :

AUTODESK :

- Robot Structural Analysis Professional (Analyse des structures).
- AUTOCAD (Dessin).