

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعب

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2022



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2022

Mémoire de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation a
contreventement mixte (R+9) implante à Sétif**

Nom et Prénom de l'étudiant :
Baoudj Aymen Djaber

Encadreur : Chadli Mounira

Promotion: Juin 2022

الله اعلم
بما نزلنا من
القرآن
وما كنا
بالغافلين

Remerciements

*Après avoir rendu grâce à Dieu le Tout Puissant et le
Miséricordieux nous tenons à remercier vivement tous ceux qui,
de près ou de loin ont participé à la rédaction de ce document. Il s'agit plus
particulièrement de **Mm. Chadli** enseignant et chef de
département de génie civil pour sa disponibilité, sa rigueur
scientifique et son sens d'écoute et d'échange.
Tout le corps professoral du de département génie civil et
faculté de science technique qui nous a fait bénéficier d'une
formation pluridisciplinaire de très haut niveau et très adaptée aux
réalités du génie civil.
Tous nos camarades de promotion pour la solidarité et la
collaboration durant ces trois ans de formation.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

*A mon grand amour, ma mère qui a donné tout sa vie pour nous et
Notre bonheur et succès. A mon père qui lui témoignait affection .*

Mes frères et sœurs à mes amis et Toute ma famille baoudj

Avec chaque chapitre pour l'année 2021

Résumé :

Ce projet présente une étude d'un bâtiment en béton armé constitué de (RDC+9) avec une forme régulière en plan et en élévation, qui sera implantée dans la wilaya **SETIF**, classée en **zone-IIa** selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

En utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L 91modifié99), cette étude entame la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges.et calcul des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles, planchers) et secondaires (poutrelles, balcons, escaliers, acrotère,).

En fin on a effectué une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot 2018, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminera le travail avec une conclusion générale.

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لعمارة من الخرسانة المسلحة تتكون من تسعة طوابق + طابق ارضي والذي سيقع في ولاية سطيف المصنفة ضمن المناطق متوسطة زلزاليا تبعا للنظام الجزائري.

(RPA99 version2003 BAEL91)

استخدام قواعد الحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة تبعا للنظام الجزائري (RPA99 version2003 وBAEL91)، تبدأ هذه الدراسة في الوصف العام للمشروع بعرض تقديمي لخصائص المواد، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل ونزول الأحمال وحساب العناصر الأساسية من (الأعمدة، روافد، جدران) والثانوية (الروافد، الشرفات، السلالم، الحاجز، الأرضيات)

وأخيرا، تم إجراء دراسة ديناميكية للهيكل باستخدام برنامج الروبوت (2018) ، من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة والتشغيل والحمل زلزالي).

في الأخير سنتتهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.

Table Des Matières

Sommaire :

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

INTRODUCTION GENERALE..... 1

Chapitre 0I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1.Introduction :.....	2
I.2. Présentation de L'ouvrage :.....	2
I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :	2
I.3. Eléments constituant la construction :.....	2
I.3.1 : Les planchers :	2
I.3.2 : La terrasse :	3
I.3.3 : L'acrotère :	3
I.3.4 : Les escaliers :	3
I.3.5 : Les balcons :.....	3
I.3.6: La maçonnerie :	3
I.3.7: Enduits et revêtements :	3
I.4 : Hypothèse de calcul :	3
I.5. : Les Caractéristiques des matériaux :.....	3
I.5 .1.1 Béton :	3
I.5.1.2. Les composants du béton :	4
I. 5.1.3 Résistance du béton à la compression :	4
I.5.1.4 : Résistance à la traction : BAEL91 (Article A.1.2.12).....	5
I.5.1.5 : Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1,2)	5
I.5.1.6 : Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3).....	5
I.5.1.7. Contraintes limites :	5
I.5.2. L'acier :.....	7
I.5.2.1 Contrainte limite de l'acier :.....	7
I.6.Les actions et sollicitations :.....	8
I. 6.1 Les actions :.....	8

I.6.2 Les sollicitations :.....	8
I.7. Règlements et normes de calculs :	9
Chapitre II :_Pré dimensionnement des éléments et descentes des charge	
II. Prédimensionnement :	10
II.1 Introduction :	10
II.2.1 prédimensionnements des éléments :.....	10
II.2.1.1 Les poteaux :	10
II.2.1.2 Les poutres :.....	12
II.2.1.2.1 Les poutres principales :.....	12
II.2.1.2.2 Les poutres secondaires :.....	13
II.2.1.3 Les voiles :.....	14
II.2.1.4 Les planchers :	15
II.2.1.4.1 Planchers à Corps Creux :.....	15
II.2.1.4.2. Plancher en dalle pleine :	17
II.2.1.4.4 Dalle de Balcons :.....	17
II.2.1.5 Les escaliers :	17
II.3 Descente de charge :.....	19
II.3.1 Evaluation des charges appliquées :	20
II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :	20
II.3.1.2 Plancher courant à usage d'habitation :	21
II.3.1.3 Murs extérieurs (30 cm) :	21
II.3.1.4 Mur intérieurs : (10 cm)	22
II.3.1.5 Les balcons terrasse :.....	22
II.3.1.6 Balcon étage – courant :	23
II.3.1.7 L'escalier :	24
II.3.1.8 L'acrotère :	25
II.3.2. Descente des charges sur le poteau :	26
II.3.2.1 Loi de dégression : DTR B.C.2.2 (art 6.3 page 17).....	26

Chapitre III : Etude des éléments Secondaires

III.1. Introduction :.....	34
III.2. Calcul de l'acrotère :.....	34

III.2.1 Méthode de calcul :	34
III.2.2 Evaluation des charges et surcharges :	35
III.2.3. Calcul de ferrailage :	37
III.3. L'escalier :	41
III.3.1 Méthode de calcul :	41
III.3.2. Schéma statique :	41
III.3.3. Evaluation des charges :	41
III.3.3.1 Combinaison des charges :	42
III.3.3.2 Détermination des sollicitations :	42
III.3.3.3 Calcul du ferrailage :	43
III.3.3.4 Présentation ferrailage d'escalier :	50
III.4. Calcul de la poutre palière :	50
III.4.1. Introduction :	50
III.4.2. Pré dimensionnement :	50
III.4.3. Evaluation des charges :	51
III.4.4. Les sollicitations :	52
III.4.5. Calcul du ferrailage à l'E.L. U :	52
III.4.6. Vérification :	52
III.4.7. Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1).....	53
III.4.8. Armatures transversales : D'après le RPA (art.7.5.2.2)	54
III.4.9. Calcul de la poutre palière a la torsion :	55
III.4.10. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)	57
III.4.11. Dessin de ferrailage de la poutre palière :	58
III.5. Les Balcons :	58
III.5.1. Méthode De Calcul :	58
III.5.2 Évaluation des charges :	58
III.5.2.1 terrasses :	58
III.5.2.2 étage courant :	58
III.5.2.3 Combinaison des charges :	59
III.5.3 Calcul Des Sollicitations :	59
III.5.3.1 Terrasse :	59
III.5.3.2 Étage Courant :	59
III.5.4 Les Combinaisons D'action :	59
III.5.5 Calcul Du Ferrailage :	60
III.5.5.1 Armatures Longitudinales :	60

III.5.5.1.1 Terrasse :	60
5.2.2. Étage courant :	61
III.5.5.2 Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)	61
III.5.5.3 Les Armatures De Répartition :	61
III.5.5.4. Espacement Entre Les Armatures :	61
III.5.6 Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)	62
III.6. Etude des planchers :	63
III.6.1. Introduction :	63
III.6.2 Méthodes de calcul :	63
III.6.3. Calcul des poutrelles :	63
III.6.4. la méthode de Caquot :	64
III.6.5. Les charges appliquées sur les poutrelles :	65
III.6.6. Calcul des sollicitations :	66
III.7. Calcul du ferrailage :	74
III.7.1. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :	75
III.7.2. Calcul des armatures longitudinales :	75
III.8. Présentation du ferrailage :	80

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1.2. Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)	79
IV.1.2.1. Méthode statique équivalente :	79
IV.1.2.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	79
IV.1.2.2. Les Méthodes Dynamiques :	80
IV.1.2.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale :	80
IV.1.2.2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	80
IV.1.3. Classification de l'ouvrage : Selon les RPA99 / Version 2003	80
IV.1.4. Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99, version article 4.3)	81
IV.1.4.1. Principe :	81
IV.1.4.2. Description du logiciel ROBOT VERSION 2018 :	81
IV.1.4.3. Buts de l'analyse dynamique :	81
IV.1.4.4. Modélisation :	81
IV.1.4.5. Spectre de réponse de calcul :	82
IV.1.5. Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et interprétations :	84
IV.1.6. Vérification du système de contreventement :	88
IV.1.7. Calcul des actions sismiques selon Méthode Statique Equivalente :	89

IV.1.7.1. L'effort sismique a la base VT :	93
IV.1.7.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	93
IV.1.7.3. Vérification des déplacements :	95
IV.1.7.5. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure :	98
IV.1.7.6. Vérification de l'effort normal réduit : RPA99 V2003 (art 7.1.3.3)	101
IV.1.8. Conclusion :	102

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction :	103
V.2. Combinaisons des charges :	103
V.3. Ferrailage des éléments porteurs :	104
V.3.1. Ferrailage des poteaux :	104
V.4. Présentation du ferrailage des poteaux :	116
V.5. étude des poutres :	117
V.5.1. Introduction :	117
V.6. Présentation du ferrailage :	123
V.7. Ferrailage Des Voiles :	124
V.7.1. Introduction :	124
V.7.2 Types d'armatures :	124
V.7.2.1: Armatures verticales :	124
V.7.2.2 Aciers horizontaux :	124
V.7.2.3 Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :	125
V.7.3. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :	127
V.7.4. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :	128
V.7.5. Exemple de Calcul :	128

Chapitre VI : Ferrailage De L'Infrastructure

VI.1 Introduction :	132
VI.2 Etude des fondations :	132
VI.2.1 Charge admissible au sol : (σ_{Sol})	132
VI.2.2 Choix du type de fondation :	132
VI.2.3 Radiers :	133

VI.2.3.1 Généralités :	133
VI.2.3.2 Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :	134
VI.2.3.3 Critères de choix :	134
VI.2.3.4 Justification :	134
VI .3. Calcul le Radier :	135
VI .3.1. Prédimensionnement :	135
VI .3.2. Calcul de la surface minimale du radier :	137
VI .3.2.1 Détermination des efforts :	137
VI .3.2.2. Calcul de débordement D :	137
VI .3.2.3. Poids du radier :	137
VI .4. Vérifications de radier :	138
VI .4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1) :	138
VI .4.2. Vérification de l'effort de sous pression :	139
VI .4.3. Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$:	139
VI .4.4. Vérification au non soulèvement des fondations $(G+Q+E)$:	140
VI.5. Ferrailage du radier :	141
VI .5.1. Méthodes de calcul :	141
VI.6. Les sollicitations sur les nervures :	147
VI.6.1. Calcul des sollicitations :	148
VI.6.2. Diagrammes des sollicitations :	149
VI.6.3. Calcul du ferrailage :	151
VI.6.4. État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1):	153
VI.6.5. Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (Article A.5.1):	153
VI.6.6. Armatures minimales :	153
VI.7. Ferrailage des nervures :	155
VI.8. Ferrailage de la Dalle du Radier :	156
Conclusion générale	157

Liste des abréviations et symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.

R : Coefficient de comportement de la structure

BAEL Béton armé à l'état limite.

D_i: Facteur d'amplification dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).

E_{ij}: Module de déformation instantanée du béton.

E_{vj}: Module de déformation différée du béton.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

e : épaisseur, excentricité.

FP : Fissuration préjudiciable.

FPP : Fissuration peu nuisible.

FTP : Fissuration très préjudiciables.

G : Charge permanente, module d'élasticité transversal.

g : Largeur de la marche.

H : Hauteur totale du bâtiment.

I : Moment d'inertie.

K_s : Coefficient du site.

L : Portée.

M : Moment, masse.

M₀ : Moment en travée isostatique.

M_t : Moment en travée de la poutre considérée.

M_{app} : Moment sur appuis.

M_u : Moment ultime.

N_G : Effort normal développé par les charges permanentes.

N_Q : Effort normal développé par les charges d'exploitation.

N_u : Effort normal ultime..

P, W: Poids.

Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité.

q : Densité de charge répartie.

q₁₀ : Pression dynamique de base du vent.

q_H : Pression dynamique du vent agissant sur la hauteur H.

RPA : Règlement parasismique Algérien.

S : Surface de l'élément considéré, force sismique

S_t : Espacement entre armatures.

T : Effort tranchant, période.

V : Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base

d' : Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.

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

Liste des Figures

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

<i>Figure I 1 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton</i>	5
<i>Figure I 2 : diagramme contraintes-déformation</i>	7

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

<i>Figure II 1 : Coupe A-A' de section de poteau</i>	10
<i>Figure II 2 : Section de poteau (45x45) cm^2</i>	11
<i>Figure II 3 : Section de poteau (30x30) cm</i>	12
<i>Figure II 4 : Poutre principale (30x40) cm^2</i>	13
<i>Figure II 5 : Poutre secondaire (35x30) cm</i>	14
<i>Figure II 6 : Coupe transversale d'un voile</i>	15
<i>Figure II 7: Plancher à corps creux</i>	16
<i>Figure II 8 : Schéma des poutrelles</i>	16
<i>Figure II 9 : Schéma d'Escalier</i>	17
<i>Figure II 10 : Schéma d'Escalier Coupe (A-A)</i>	19
<i>Figure II 11 : Schéma statique d'escali</i>	19
<i>Figure II 12 : Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible</i>	20
<i>Figure II 13 : Schéma d'un plancher d'étage courant</i>	21
<i>Figure II 14 : Mur double cloison.</i>	22
<i>Figure II 15 : Composants d'un balcon terrasse en dalle pleine</i>	23
<i>Figure II 16 : Composants d'un balcon courant en dalle pleine</i>	23
<i>Figure II 17 : Composants d'un palier de repos</i>	24
<i>Figure II 18 : Composants d'un paillasse</i>	25
<i>Figure II 19 : L'acrotère</i>	25
<i>Figure II 20 : La surface afférente sur poteau intermédiaire (B3)</i>	27

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

<i>Figure III 1 : Schéma isostatique de l'acrotère.</i>	35
<i>Figure III 2 : Schéma de sollicitations de l'acrotère</i>	36
<i>Figure III 3 : Section de l'acrotère</i>	37
<i>Figure III 4 : Ferrailage d'acrotère.</i>	40
<i>Figure III 5 : Schéma statique d'escalier</i>	41
<i>Figure III 6 : Section à ferrailer</i>	43
<i>Figure III 7 : Schéma de ferrailage de l'escalier</i>	50
<i>Figure III 8 : Schéma de poutre à la torsion</i>	55
<i>Figure III 9 : Schéma de ferrailage de la poutre palier</i>	58
<i>Figure III 10 : Schéma statique</i>	59
<i>Figure III 11 : Ferrailage de la console d'étage courant.</i>	62
<i>Figure III 12 : Schéma statique des différents types de poutrelle</i>	65
<i>Figure III 13 : Schéma de ferrailage de poutrelle.</i>	80

Chapitre IV : Etude sismique

<i>Figure IV 1 : Vue 3D</i>	82
-----------------------------------	----

<i>Figure IV 2 : Courbe de spectre de réponse</i>	82
<i>Figure IV 3 : Disposition des voiles (1ère variante)</i>	84
<i>Figure IV 4 : Disposition des voiles (2ème variante)</i>	85
<i>Figure IV 5 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (2ème variante)</i>	87
<i>Figure IV 6 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (2ème variante)</i>	87
<i>Figure IV 7 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (2ème variante)</i>	88

Chapitre V : ferrailage d'éléments structuraux

<i>Figure V 1 : schéma de poteaux</i>	107
<i>Figure V 2 : Ferrailage des poteaux</i>	116
<i>Figure V 3 : section de Poutre. P</i>	117
<i>Figure V 4 : section de Poutre. S</i>	118
<i>Figure V 5 : Ferrailage des poutres principales</i>	123
<i>Figure V 6 : Ferrailage des poutres secondaires</i>	123
<i>Figure V 7 : Disposition des voiles</i>	128
<i>Figure V 8 : Les contraintes dans le voile</i>	130
<i>Figure V 9 : Ferrailage de voile</i>	132

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

<i>Figure VI 1 : Schéma du Radier</i>	133
<i>Figure VI 2 : Section équivalente au radier général</i>	135
<i>Figure VI 3 : Tableau de coefficient μ_x et μ_y</i>	142
<i>Figure VI 4 : Schéma de radier</i>	145
<i>Figure VI 5 : Schéma isostatique et sollicitations des débords</i>	145
<i>Figure VI 6 : Répartition des charges triangulaires sur les nervures</i>	147
<i>Figure VI 7 : Répartition des charges trapézoïdale sur les nervures</i>	147
<i>Figure VI 8 : Schéma statique de la nervure sens (x-x)</i>	148
<i>Figure VI 9 : Schéma statique de la nervure sens (y-y)</i>	148
<i>Figure VI 10 : Diagramme des moments fléchissant(x-x)</i>	149
<i>Figure VI 11 : Diagramme des efforts tranchant(x-x)</i>	149
<i>Figure VI 12 : Diagramme des moments fléchissant (y-y)</i>	149
<i>Figure VI 13 : Diagramme des efforts tranchant (y-y)</i>	149
<i>Figure VI 14 : Diagramme des moments fléchissant(x-x)</i>	150
<i>Figure VI 15 : Diagramme des efforts tranchant(x-x)</i>	150
<i>Figure VI 16 : Diagramme des moments fléchissant (y-y)</i>	150
<i>Figure VI 17 : Diagramme des efforts tranchant (y-y)</i>	150
<i>Figure VI 18 : Ferrailage des nervures (sens x-x)</i>	155
<i>Figure VI 19 : Ferrailage des nervures (sens y-y)</i>	155
<i>Figure VI 20 : Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures</i>	156

Liste des Tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

<i>Tableau II 1 : Charge permanente du plancher terrasse</i>	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
<i>Tableau II 2 : Charge permanente du plancher courant en corps creux.....</i>	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
<i>Tableau II 3 : Charge permanente du mur double cloison</i>	<i>21</i>
<i>Tableau II 4 : Charge permanente du mur.</i>	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
<i>Tableau II 5 : Charge permanente et surcharge d'exploitation de balcon terrasse</i>	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
<i>Tableau II 6 : Charge permanente et Surcharge d'exploitation de balcon étage – courant ..</i>	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
<i>Tableau II 7 : Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Palier</i>	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
<i>Tableau II 8 : Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Volée (paillasse)</i>	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
<i>Tableau II 9 : Descente de charge pour poteau central B3</i>	<i>28</i>
<i>_Toc106663022</i>	

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

<i>Tableau III 1 : Moments et effort tranchant</i>	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
<i>Tableau III 2 : Caractéristiques géométriques et mécaniques</i>	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
<i>Tableau III 3 : calcul de la section des armatures.....</i>	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
<i>Tableau III 4 : vérification de la contrainte</i>	<i>44</i>
<i>Tableau III 5 : Armatures longitudinales.</i>	<i>45</i>
<i>Tableau III 6 : Effort interne dans poutre palier</i>	<i>52</i>
<i>Tableau III 7 : Le ferrailage de poutre palier.....</i>	<i>52</i>
<i>Tableau III 8 : Vérification de la contrainte</i>	<i>53</i>
<i>Tableau III 9 : Évaluation des charges.....</i>	<i>65</i>
<i>Tableau III 10 : Évaluation des charges.....</i>	<i>66</i>
<i>Tableau III 11 : Moments pour les poutrelles type (1).</i>	<i>68</i>
<i>Tableau III 12 : Moments pour les poutrelles type (2).</i>	<i>69</i>
<i>Tableau III 13 : Moments pour les poutrelles type (3).</i>	<i>71</i>
<i>Tableau III 14 : Moments pour les poutrelles type (4).</i>	<i>73</i>
<i>Tableau III 15 : récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux.</i>	<i>74</i>

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV 1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle (1ère variante)	84
Tableau IV 2 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle (2ème variante)	86
Tableau IV 3 : Les efforts réduits sur les poteaux et les voiles	88
Tableau IV 4 : valeurs des pénalités P_q	91
Tableau IV 5 : Les résultats des forces sismiques	93
Tableau IV 6 : Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (X-X) au niveau de chaque étage	Error! Bookmark not defined.
Tableau IV 7 : Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques(Y-Y) au niveau de chaque étage ..	94
Tableau IV 8 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (XX)	95
Tableau IV 9 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (YY)	96
Tableau IV 10 : Vérification a L'effet (P-Δ) < Sens Longitudinal >	97
Tableau IV 11 : Vérification a L'effet (P-Δ) <Sens Transversal>	97
Tableau IV 12 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens (XX)	100
Tableau IV 13 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens (YY)	101
Tableau IV 15 : Vérification des efforts normaux réduits	102

Chapitre V : ferrailage d'élément structuraux

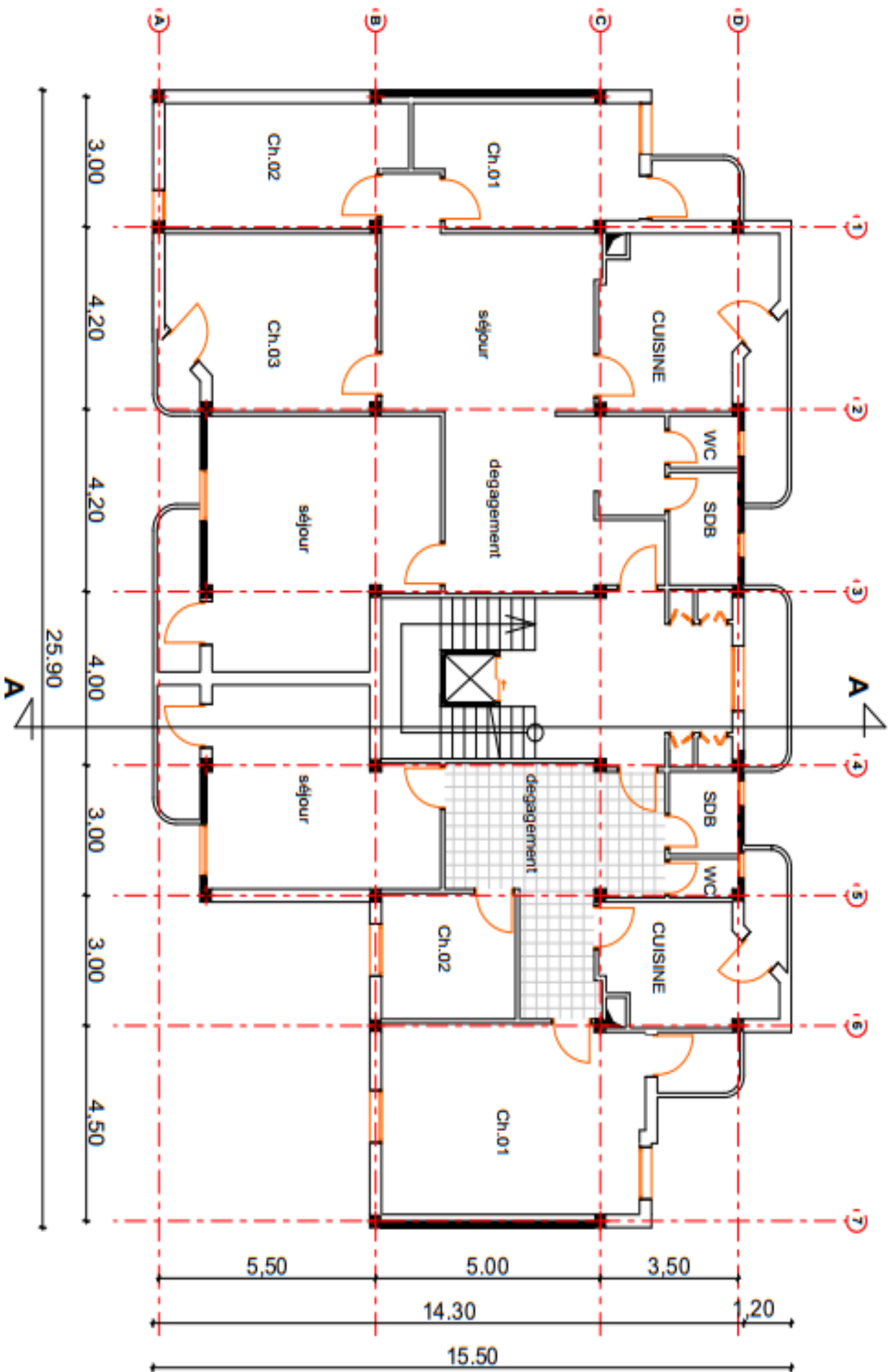
Tableau V 1 : Les choisit des sections	112
Tableau V 2 : Tableau récapitulatif du ferrailage en travée à ELU	119
Tableau V 3 : Vérification de la contrainte	119
Tableau V 4 : ferrailage en appuis à combinaison (G+Q+E)	120

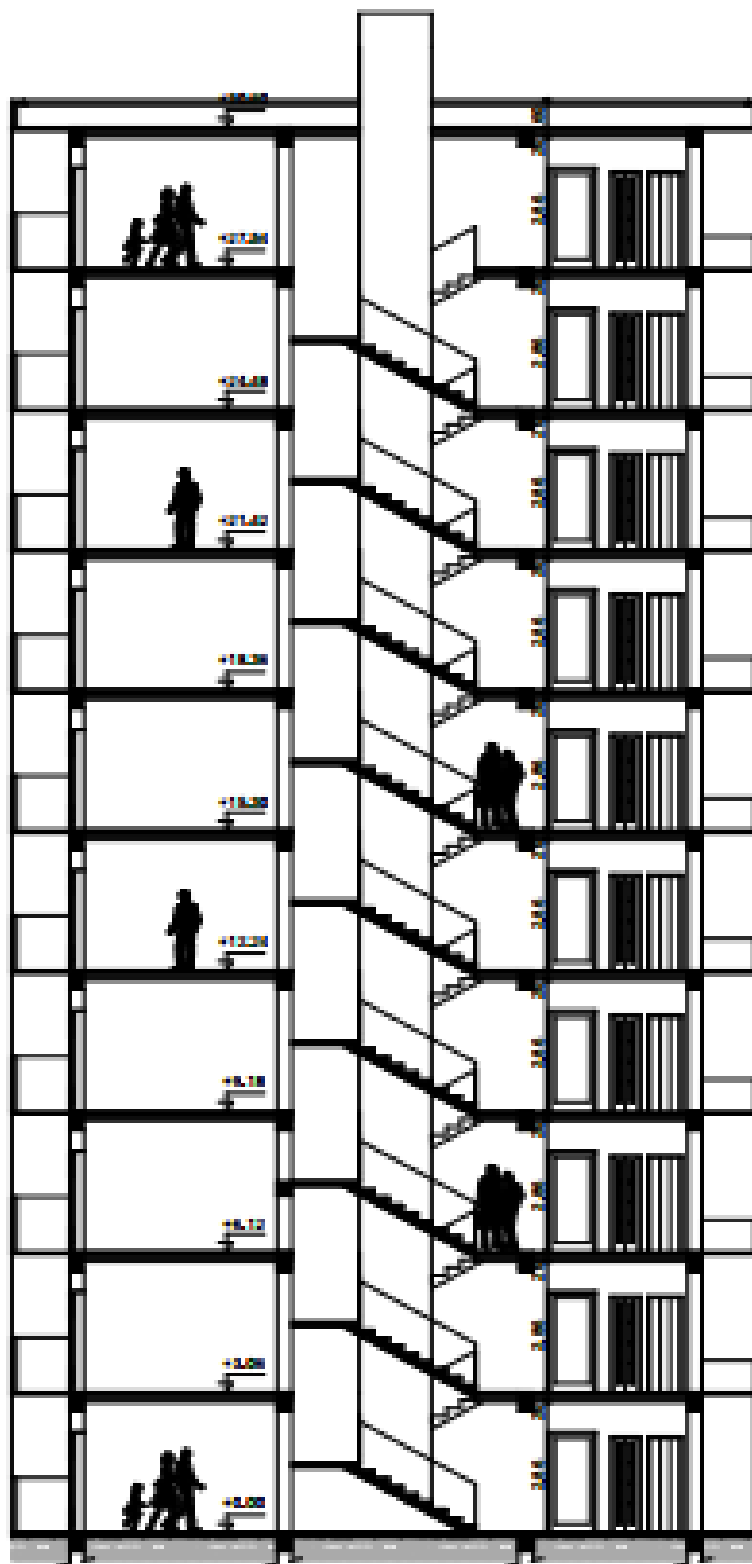
Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Tableau VI 1 : Ferrailage de radier à l'ELU	143
Tableau VI 2 : Ferrailage de radier à l'ELS	144
Tableau VI 3 : Ferrailage de débords	146
Tableau VI 4 : Sollicitation sur les nervures sens (x-x)	148
Tableau VI 5 : Sollicitation sur les nervures sens (y-y)	Error! Bookmark not defined.
Tableau VI 6 : Ferrailage de nervure sens (x-x) à l'ELU	151
Tableau VI 7 : Ferrailage de nervure sens (y-y) à l'ELU	151
Tableau VI 8 : Ferrailage de nervure sens (x-x) à l'ELS	152
Tableau VI 9 : Ferrailage de nervure sens (y-y) à l'ELS	152
Tableau VI 10 : Tableau récapitulatif des résultats sens (x-x)	Error! Bookmark not defined.
Tableau VI 12 : Tableau récapitulatif des résultats sens (y-y)	Error! Bookmark not defined.

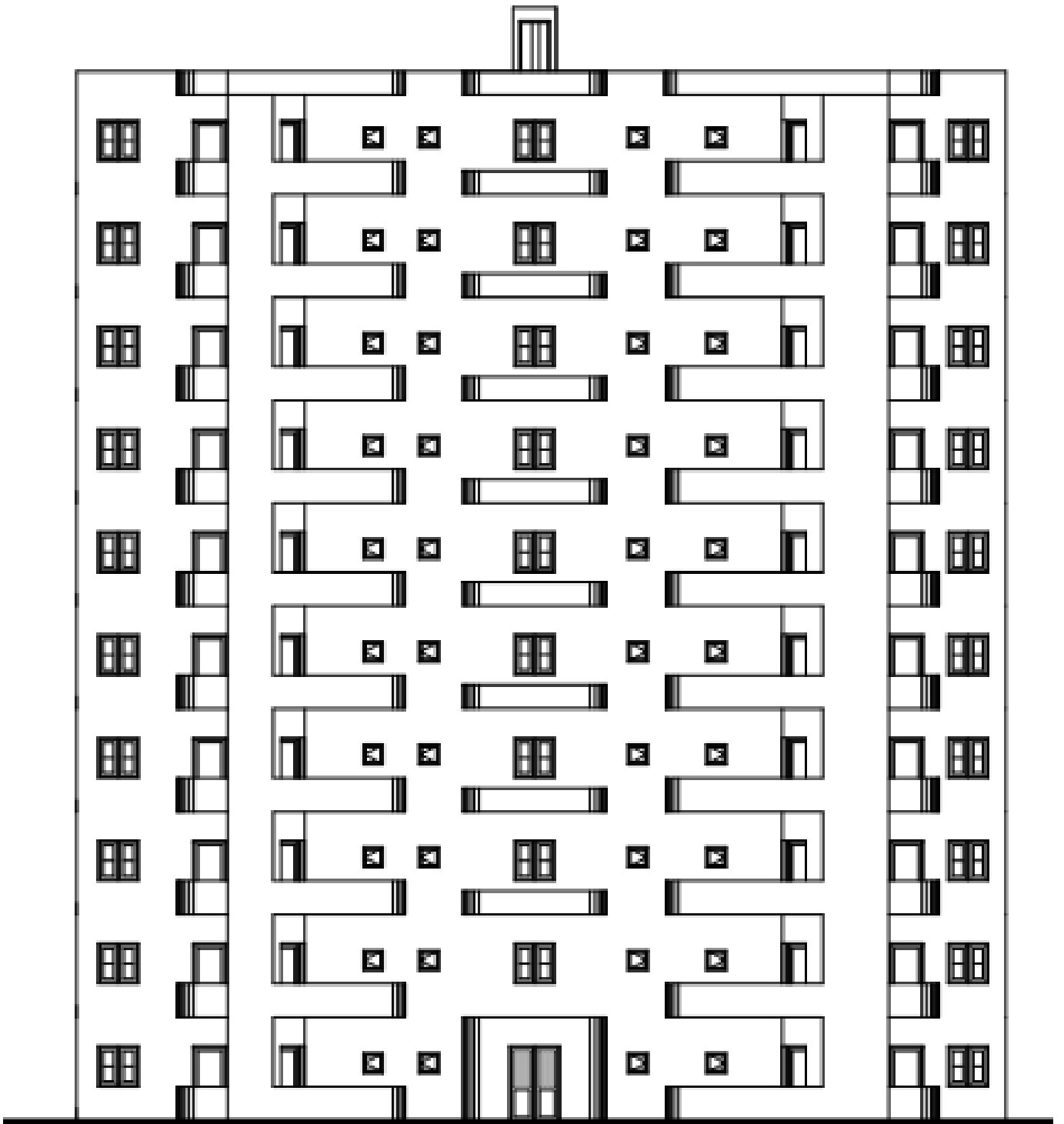
Les plans

PLAN RDC ECH:1/100





Coupe A-A



Facade Principale

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été l'un des soucis majeurs de l'homme depuis sa création et l'une de ses occupations privilégiées. Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Une structure doit être calculée et conçue de telle sorte qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été destinée, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout sont ce qui concerne l'ingénieur, la sécurité d'une construction reste primordiale.

L'étude des structures est une étape fondamentale et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, on utilise dans cette application toutes les connaissances acquises durant le parcours de formation d'ingénieur Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment relativement constitue de sept étage (**R+9**) a usage d'habitation, ce bâtiment situe à la wilaya de **Sétif** est classée d'après le RPA99 version 2003 ; Comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone II-a**) ; Le bâtiment est implanté dans un site ferme réalisé par un système de contreventement mixte (voiles-portiques)

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

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

- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux, tel que les poteaux, les poutres, les voiles et les planchers et les éléments secondaires
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers et les balcons).
- Le quatrième chapitre portera sur l'analyse de la structure, la détermination de caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de se vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2018.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT 2018 est présenté dans le septième chapitre.
- Pour le dernier chapitre (huitième) on présente l'étude de l'infrastructure.

On terminera ce travail par une conclusion générale

Chapitre 0I :

**Présentation de l'ouvrage
et caractéristique
des matériaux**

I.1.Introduction :

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

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

I.2. Présentation de L'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment **R+9** à usage d'habitation au groupe d'usage (2) Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de **Sétif** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le **RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003)**.

Le site est considéré comme un site meuble de catégorie **S3**

I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :

La structure se caractérise par :

• En plan :

- Longueur en plan..... **25.9 m.**
- Largeur en plan..... **15.5 m.**

• En élévation :

- Hauteur du RDC..... **3.06 m.**
- Hauteur d'étage courant.....**3.06 m.**
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère **30.60 m.**
- Acrotère.....**0.60 m**

I.3. Eléments constituant la construction :

I.3.1 : Les planchers :

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

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

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

I.3.2 : La terrasse :

Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

I.3.3 : L'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une Hauteur de **60 cm** et d'épaisseur de **10 cm**

I.3.4 : Les escaliers :

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

I.3.5 : Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine

I.3.6: La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

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

I.3.7: Enduits et revêtements :

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

I.4 : Hypothèse de calcul :

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

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

I.5. : Les Caractéristiques des matériaux :

I.5 .1.1 Béton :

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

I.5.1.2. Les composants du béton :

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

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

I. 5.1.3 Résistance du béton à la compression :

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

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

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

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

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

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

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

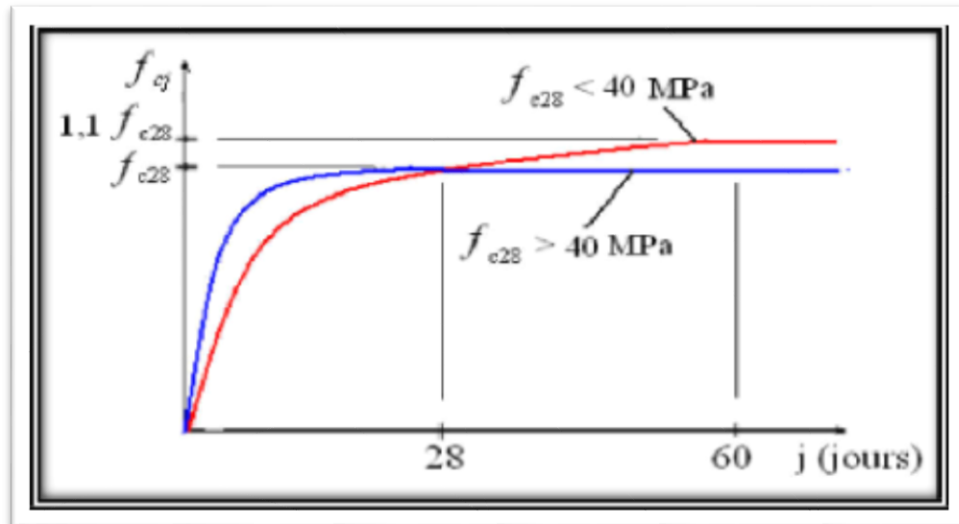


Figure I 1 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

I.5.1.4 : Résistance à la traction : BAEL91 (Article A.1.2.12)

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

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

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ donc $f_{tj} = 2.1 \text{ MPA}$

I.5.1.5 : Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1,2)

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

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

$$E_{i28} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{25} = 31820.93 \text{ MPA}$$

E_{vj} = Le module de déformation longitudinale différée de béton

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

I.5.1.6 : Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3)

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

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

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

I.5.1.7. Contraintes limites :

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

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

• **Etat limite ultime ELU :**

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

Il y'a 03 états limites :

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

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton ; est donnée par :

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

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

$$F_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPA}; & \text{action courantes} \\ 18.5 \text{ MPA}; & \text{action accidentelles} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

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

- Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min(0.13 f_{cj}, 4 \text{ MPA})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = (0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPA})$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors

$$\tau_u \leq \min(0.18 f_{cj}, 5.5 \text{ MPA})$$

- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90°, la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

V_u = effort tranchant ultime de calcul

b = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

• **Etat limite de service ELS :**

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

$$\bar{\gamma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow \overline{\gamma b} = 15 \text{ MPA}$

1.5.2. L'acier :

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

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

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

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique F_e

1.5.2.1 Contrainte limite de l'acier :

• Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte déformation suivante :

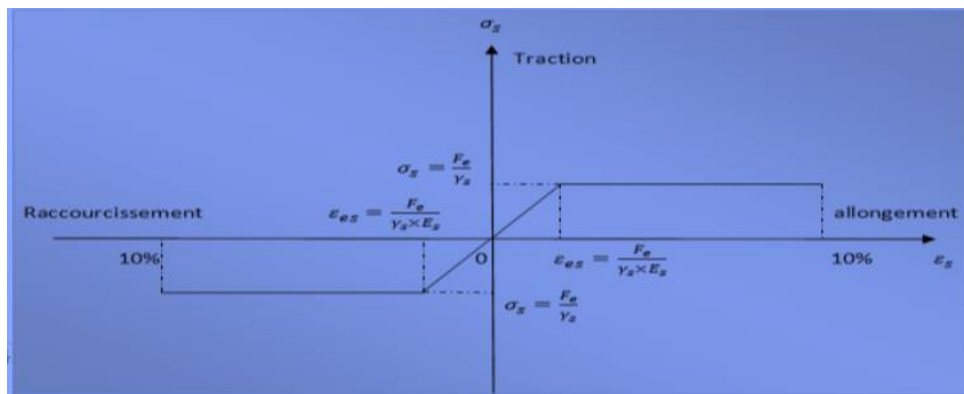


Figure I 2 : diagramme contraintes-déformation

Avec :

F_e : limite élastique de l'acier.

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

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

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

• Contrainte à ELS :

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

✓ **Fissuration peu nuisible** : (cas des éléments situés dans des clos ou des locaux ouverts).

Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

✓ **Fissuration préjudiciable** : $\sigma_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110\eta)$.

✓ **Fissuration très préjudiciable** : $\sigma_s = \text{Min} (1/2f_e ; 90\eta)$.

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses

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

I.6. Les actions et sollicitations :

I. 6.1 Les actions :

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

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

• Les actions permanentes (G) :

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

• Les actions variables (Q) :

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

• Les actions accidentelles (E) :

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

I.6.2 Les sollicitations :

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

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

Les combinaisons d'action à considérer sont :

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

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

I.7. Règlements et normes de calculs :

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

- Règles Parasismique Algérienne [**RPA2003 ; DTR-BC.2.48**].
- Charges permanentes et charges d'exploitations [**DTR-B.C.2.2**].
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en béton Armé suivant la Méthode des États Limites [**BAEL 91**]

Chapitre II :

**Pré dimensionnement des
éléments et descentes des
charges**

II. Prédimensionnement :

II.1 Introduction :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous référons aux recommandations du RPA99/version 2003 et (BAEL 91).

La transmission des charges se fait comme suit

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

II.2.1 prédimensionnements des éléments :

II.2.1.1 Les poteaux : Sont des éléments porteurs verticaux avec le rôle de :

- supporter les charges verticales.
- participer à la stabilité transversale par le système poteaux poutre pour résister les efforts H_z .

On dimensionne la section du poteau comme doivent satisfaire aux : Conditions de RPA 99 v 2003 (Art 7.4.1) : on **zone II**

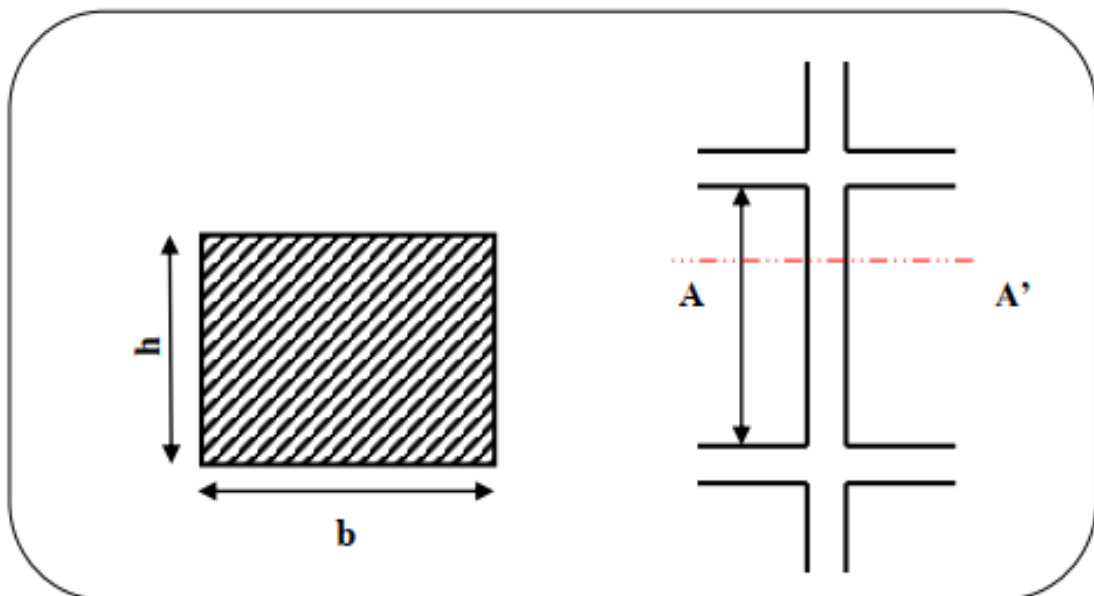


Figure II 1 : Coupe A-A' de section de poteau

• Les exigences de RPA :
$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$

Pour RDC, 1,2 ,3 ,4,5 et 6^{ème}

nous propres sections de (45x45) cm²

a. Vérification vis-à-vis du RPA 99 version 2003 (ART 7.4.1) : (en zones II-a)

Min (b, h) ≥ 25cm ⇒ 45 ≥ 25 cm CV

Min (b, h) ≥ 261 / 20 ⇒ 45 ≥ 13.05 cmC.V

1/4 < b/h < 4 ⇒ 1/4 < 1 < 4C.V

Alors Pour RDC, 1,2 ,3,4,5, et 6^{ème} étages : (45x45) cm²

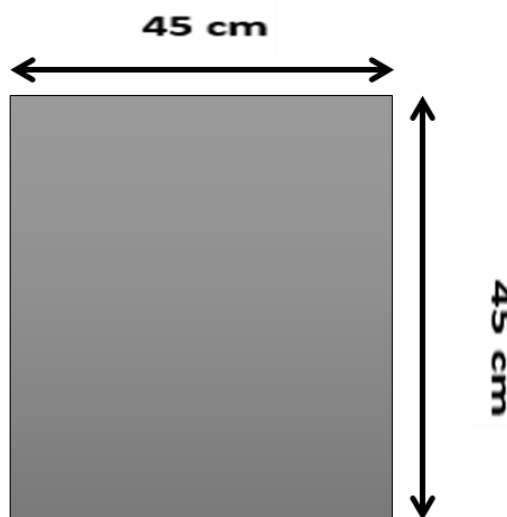


Figure II 2 : Section de poteau (45x45) cm²

Pour 7,8, et 9^{ème} étage :

On adopte section de (30x 30) cm²

b. Vérification vis-à-vis du RPA 99 version 2003 (ART 7.4.1) :(en zones II-a)

Min (b, h) ≥ 25cm ⇒ 30 ≥ 25 cm CV

Min (b, h) ≥ 276 / 20 ⇒ 30 ≥ 13.8 cmC.V

1/4 < b/h < 4 ⇒ 1/4 < 1 < 4C.V

Pour 7,8, et 9ieme étage : (30x30) cm²

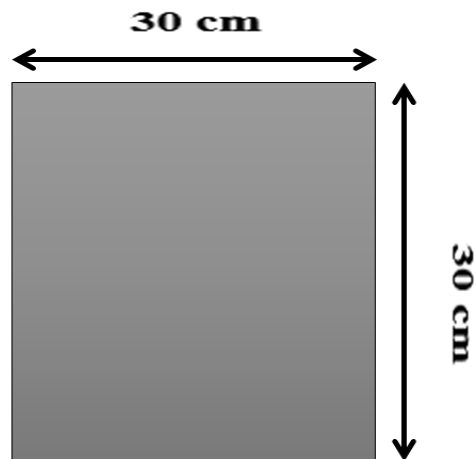


Figure II 3 : Section de poteau (30x30) cm

II.2.1.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant

de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon

le RPA99-2003

✓ Selon BAEL91 : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$0.3h \leq b \leq 0.4h$$

✓ Vérification d'après RPA99 version 2003 art.7.5.1. :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

II.2.1.2.1 Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad , \quad b = (0,3 \div 0,4) h$$

Lmax =550cm

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36.66 \leq h \leq 55 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte } h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 16 \Rightarrow \text{On adopte } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003),
on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \\ h = 40 > 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.33 < 4.00 \end{array} \right.$$

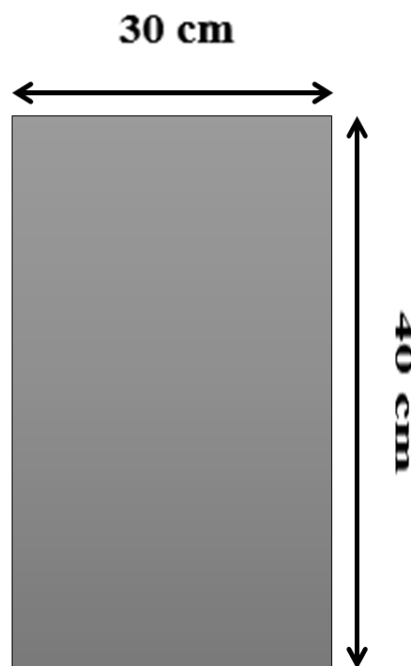


Figure II 4 : Poutre principale (30×40) cm²

II.2.1.2.2 Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche})$$

L_{max} : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{max} = 420 \text{ cm} \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm.}$$

On prend : **h = 35 cm** et **b = 30 cm**

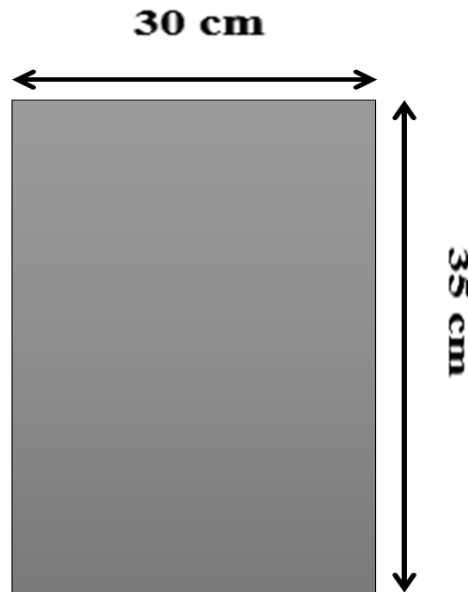


Figure II 5 : Poutre secondaire (35x30) cm

II.2.1.3 Les voiles :

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités :

$$a \geq h_e/20$$

$$h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$$

$$a \geq \max \left[\left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right] \right] \Rightarrow a \geq \max \left[\left[\frac{266}{20} ; 15 \text{ cm} \right] \right] \Rightarrow a \geq \left[\left[13.3 ; 15 \text{ cm} \right] \right]$$

Soit $a = 15 \text{ cm}$.

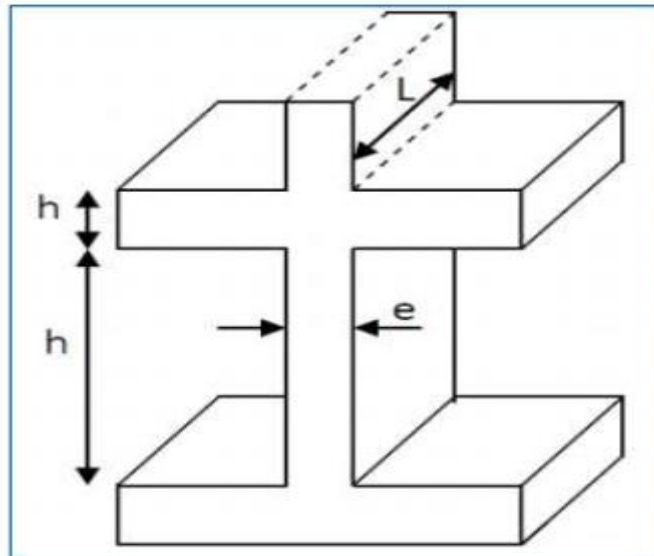


Figure II 6 : Coupe transversale d'un voile

II.2.1.4 Les planchers :

II.2.1.4.1 Planchers à Corps Creux :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le BAEL91 (art. B.6.8.4.2.3).

On doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante : $ht \geq \frac{L}{22.5}$

L : Longueur de la poutrelle entre nus d'appuis.

ht : Hauteur du plancher.

$$L = \min (L_x \text{ max}, L_y \text{ max}) \Rightarrow L = \min (420 , 550) \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{L = 420 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{L = 420\text{cm} \Rightarrow ht \geq 420 / 22.5 = 18.66 \text{ cm}}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16 + 4) = 20 \text{ cm}$

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

Pour obtenir une bonne isolation, on doit vérifier la condition suivante :

$$h_{\min} \geq 16 \text{ cm} , \dots\dots\dots 20 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{cv})$$

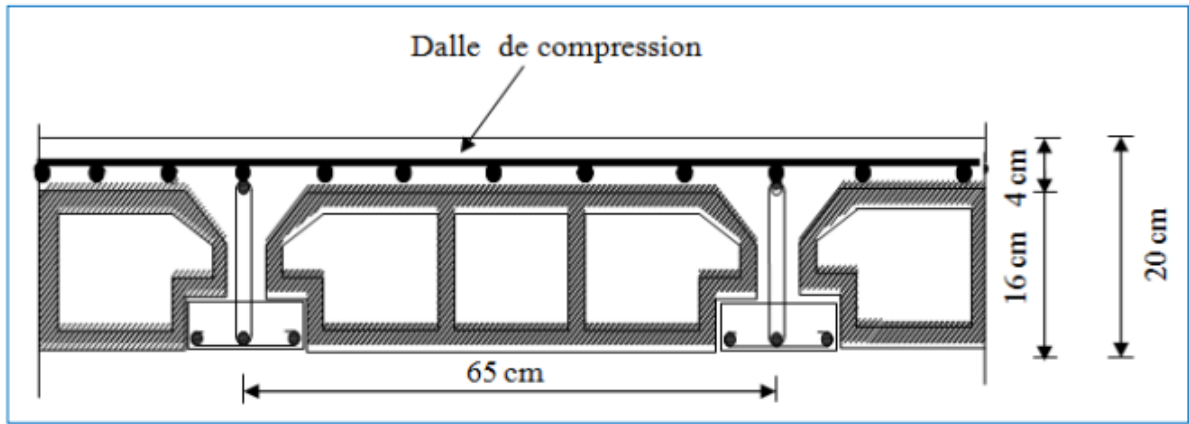


Figure II 7: Plancher à corps creux

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

- Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$.
- Le hourdis choisi est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.
- La section en travée à considérer est une section en T

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

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{ln}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{l}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \end{cases}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives .

L : la longueur de la nervure.

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

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad b = 65 \text{ cm}$$

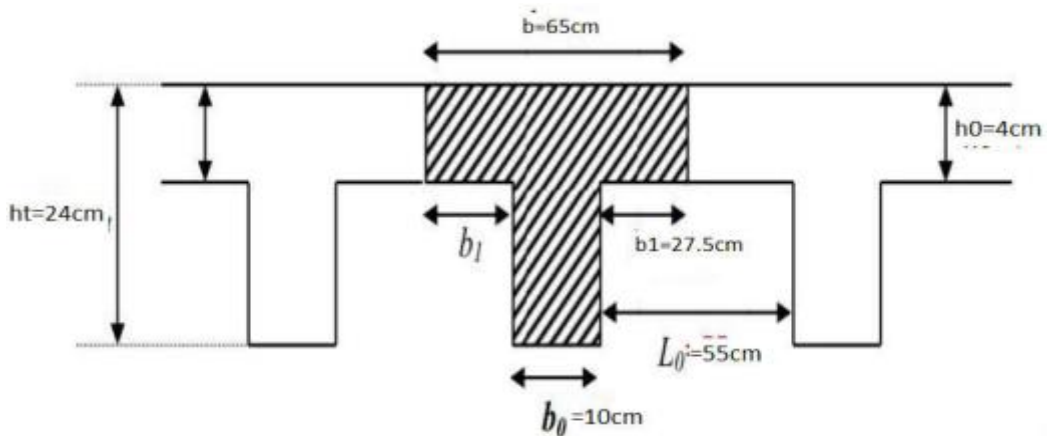


Figure II 8 : Schéma des poutrelles

II.2.1.4.2. Plancher en dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

- Résistance à la flexion :

- ✓ Les dalles reposant sur un seul appui : $e \geq \frac{Lx}{20}$
- ✓ Les dalles reposant sur deux côtés : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- ✓ Les dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

- Condition d'isolation phonique :

Selon les règles de « BAEL 91 » l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 16cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique. Donc : **$e \geq 16\text{cm}$**

- Condition de résistance au feu :

$e = 7,0 \text{ cm}$pour une heure de coupe de feu
 $e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe de feu
 $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe de feu

II.2.1.4.4 Dalle de Balcons :

$$h \geq \left(\frac{1}{50}, \frac{1}{40} \right) \times L_{max} \Rightarrow L_{max} = 1.20 \text{ m}$$

$$h \geq (2.4, 3) \text{ cm}$$

Donc on prend **$h = 15 \text{ cm}$**

II.2.1.5 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place

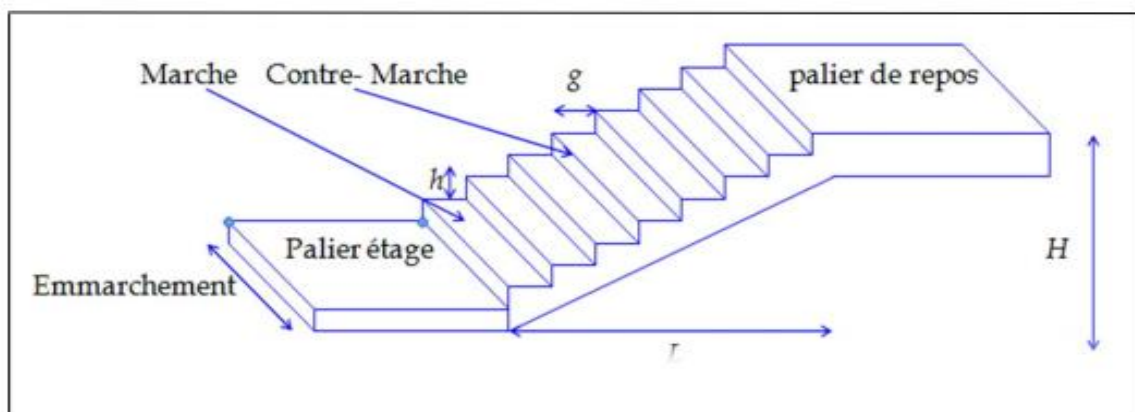


Figure II 9 : Schéma d'Escalier

➤ Les dimensions caractérisant un escalier sont :

E	Épaisseur du palier de repos
L	Projection horizontale de la volée
G	Giron largeur de la marche
H	Hauteur du contre marche
he /2	Hauteur de la volée
α	Inclinaison de la paillasse

• La marche et la contre marche :

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

On prend : $\Rightarrow h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$

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

➤ D'après la formule de BLONDEL on :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

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

✓ Le nombre de contre marche :

$$n = H / h = 306 / 17 = 18 \text{ contre marche}$$

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

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

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

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

L : longueur maximale de escaliers

▪ $e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \times 500 \Rightarrow e = (16.66 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$

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

• L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg} \alpha = (H / 2) / l = (306 / 2) / 240 = 0.638 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.51^\circ$$

• **Emmarchement :**

$$E > 90 \text{ cm pour un escalier de bâtiment d'habitation } E = 1.20 \text{ m}$$

$$E = 1.20 \text{ m} > 90 \text{ cm}$$

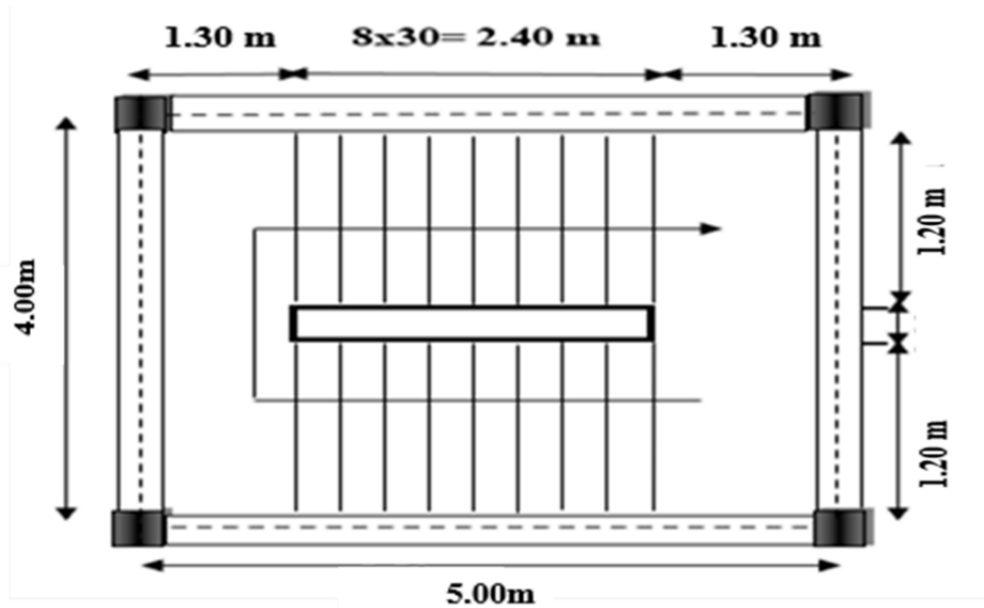


Figure II 10 : Schéma d'Escalier Coupe (A-A)

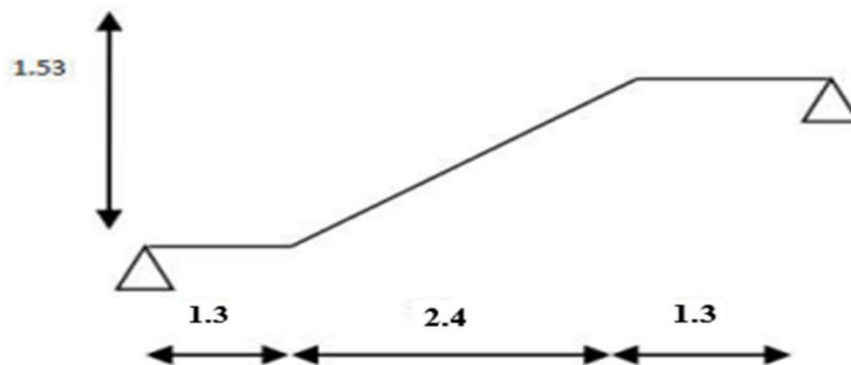


Figure II 11 : Schéma statique d'escali

II.3 Descente de charge :

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

- **Rôle de descente des charges :**

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTES DES CHARGES

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

II.3.1 Evaluation des charges appliquées :

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II 1 : Charge permanente du plancher terrasse

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (N/m ³)	Poids surfacique (N/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17000	1000
2	Étanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Isolation thermique	0.04	4000	160
4	Béton de pente.	0.12	22000	2400
5	Plancher à corps creux	0.20	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
<i>Charge permanente</i>			G	6680 (N/m ²)
<i>Surcharge d'exploitation</i>			Q	1000 (N/m ²)

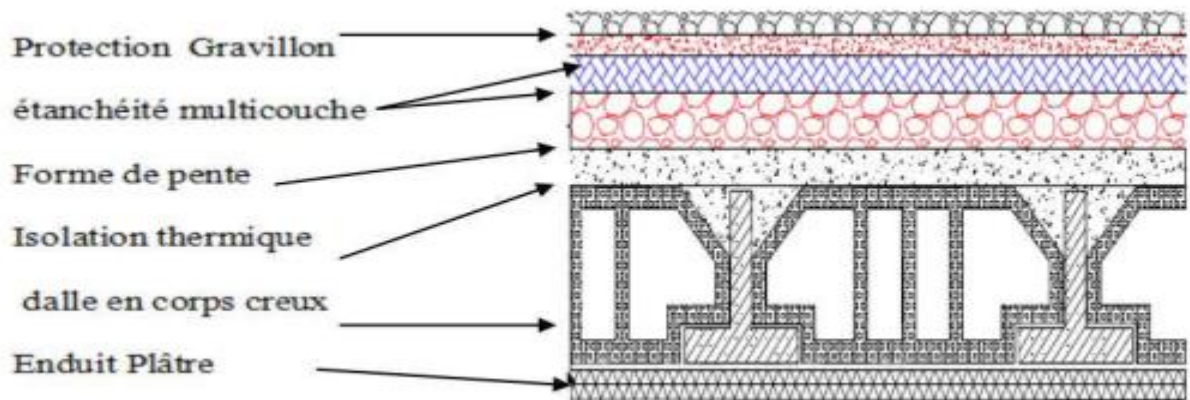


Figure II 12 : Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTES DES CHARGES

II.3.1.2 Plancher courant à usage d'habitation :

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

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (N/m ³)	Poids surfacique (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle en corps creux	0.2	14000	2800
5	Enduit de plâtre	0.02	10000	200
6	Cloisons	-	-	1000
<i>Charge permanente</i>			G	5200(N/m²)
<i>Surcharge d'exploitation</i>			Q	1500(N/m²)

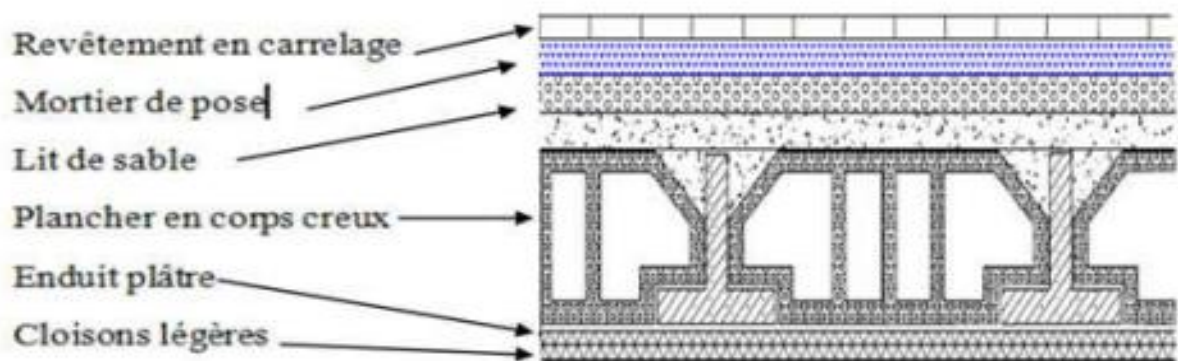


Figure II 13 : Schéma d'un plancher d'étage courant

II.3.1.3 Murs extérieurs (30 cm) :

Tableau II 3 : Charge permanente du mur double cloison

N°	Composants	Épaisseur	Poids volumique (N/m ³)	Poids surfacique N/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	18000	360
2	Brique creuse	0.15	9000	1300
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9000	900
5	Enduit en plâtre intérieur	0.02	10000	200
<i>Charge permanente</i>			G	2760 (N/m²)

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTES DES CHARGES

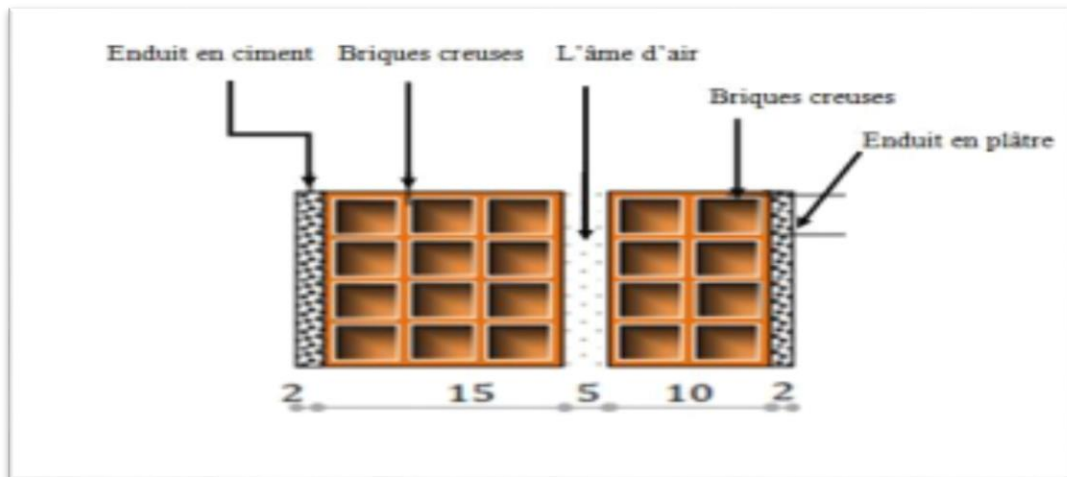


Figure II 14 : Mur double cloison.

II.3.1.4 Mur intérieurs : (10 cm)

Tableau II 4 : Charge permanente du mur.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (N/m ³)	Poids surfacique (N/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	18000	360
2	Brique creuse	0.10	---	900
3	Enduit extérieur en ciment	0.02	18000	360
<i>Charge permanente</i>			G	1620 (N/m²)

II.3.1.5 Les balcons terrasse :

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

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (N/m ³)	Poids surfacique (N/m ²)
1	Gravillon protection	0.05	20000	1000
2	Étanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Isolation thermique	0.04	4000	160
4	Béton de pente	0.12	20000	2400
5	Plancher dalle pleine	0.15	25000	3750
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
<i>Charge permanente</i>			G	7630(N/m²)
<i>Surcharge d'exploitation</i>			Q	1000(N/m²)

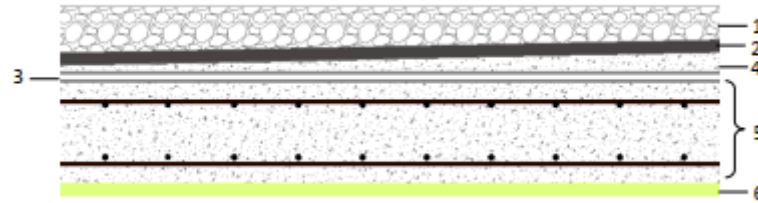


Figure II 15 : Composants d'un balcon terrasse en dalle pleine

II.3.1.6 Balcon étage – courant :

Tableau II 6 : Charge permanente et Surcharge d'exploitation de balcon étage – courant

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (N/m ³)	Poids surfacique (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Plancher dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit de plâtre	0.02	10000	200
<i>Charge permanente</i>			G	5150(N/m²)
<i>Surcharge d'exploitation</i>			Q	3500(N/m²)

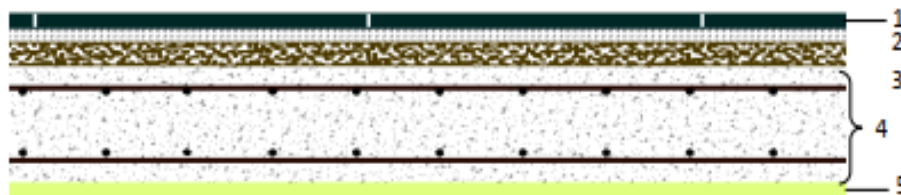


Figure II 16 : Composants d'un balcon courant en dalle pleine

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTES DES CHARGES

II.3.1.7 L'escalier :

•Palier de repos :

Tableau II 7 : Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Palier

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (N/m ³)	Poids surfacique (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Lite de sable	0.02	20000	400
3	Dalle pleine	0.18	25000	4500
4	Enduit en mortier de ciment	0.02	18000	360
<i>Charge permanente</i>			G	5700N/m²
<i>Surcharge d'exploitation</i>			Q	2500N/m²

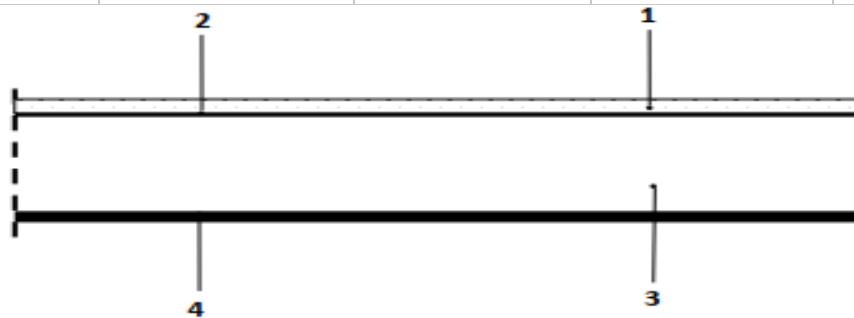


Figure II 17 : Composants d'un palier de repos

•Volée (paillasse) :

-Épaisseur de marche $\Rightarrow 0.5h = 0.5 \times 0.17 = 0.085 \text{ m}$

-Épaisseur de paillasse $\Rightarrow e/\cos \alpha = 0.2/\cos 32.51 = 0.2 \text{ m}$

Tableau II 8 : Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Volée (paillasse)

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (N/m ³)	Poids surfacique (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	La marche	0.085	22000	1870
4	Paillasse	0.2	25000	5000
5	Enduit en mortier de ciment	0.02	18000	360
<i>Charge permanente</i>			G	8070N/m²
<i>Surcharge d'exploitation</i>			Q	2500 N/m

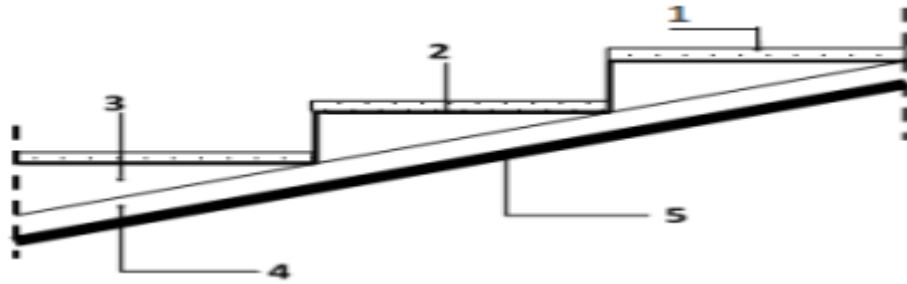


Figure II 18 : Composants d'un paillasse

II.3.1.8 L'acrotère :

Charge permanente : Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

B	Largeur = 100 cm
H	Hauteur = 60 cm
E	Epaisseur = 10 cm
G1	Poids de l'acrotère par mètre linéaire
G2	Poids de mortier de crépissage par mètre linéaire
Q	Force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est égale à 1000 N/m ²

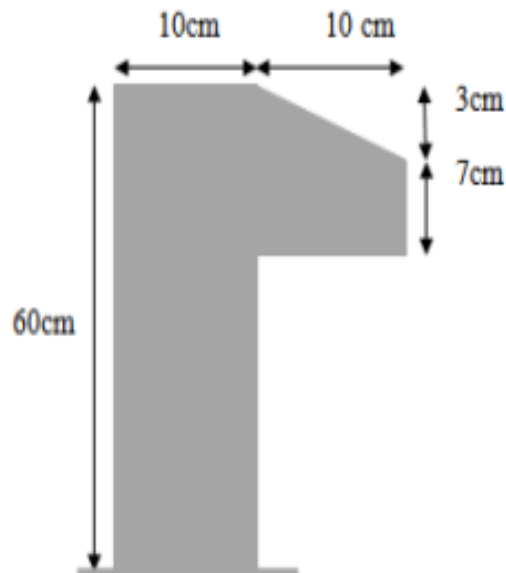


Figure II 19 : L'acrotère

▪ Surface de l'acrotère = $(0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \Rightarrow S_T = 0,0685 \text{ m}^2$

$G_1 = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$

$G_2 = 1 \times 0.6 \times 180 = 108 \text{ N/ml}$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 1712.5 + 108 = 1820.5 \text{ N/ml}$

D'après D.T.R.BC.2.2

$\begin{cases} G = 1820.5 \text{ N/ml} \\ Q = 1000 \text{ N/ml} \end{cases}$ Dans une bonde d'un mètre de largeur

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3) : Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant

la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W$

A	Coefficient d'accélération de zone
Cp	Facteur de force horizontale

Groupe 2, zone (IIa) donc : $A = 0.15 \Rightarrow$ selon le tableau 4.1

$C_p = 0.80 \Rightarrow$ élément en console tableau 6.1

Donc : $FP = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1820.5 \Rightarrow FP = 873.84 \text{ N/ml}$

$582.56 \text{ N/ml} < 1000 \text{ N/ml}$

$F = \max(Q \times FP) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml}$

$G = 1820.5 \text{ N/ml} \quad Q = 1000 \text{ N/ml}$

II.3.2. Descente des charges sur le poteau :

II.3.2.1 Loi de dégression : DTR B.C.2.2 (art 6.3 page 17)

Les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- pour le toit ou terrasse : **Q0**
- Pour le dernier étage : **Q**
- Pour l'étage immédiatement inférieur : **0,9 Q**
- Pour l'étage immédiatement inférieur : **0,8 Q**

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

➤ Surface afférente :

- ✓ La surface afférente pour la charge permanente :

$$SG = (2,1+2,1) \times (2,75+2,5) = 22,05 \text{ m}^2$$

- ✓ La surface afférente pour la charge d'exploitation :

$$SQ.T = (2,1+2,1+0,3) \times (2,75+2,5+0,3) = 24,98 \text{ m}^2$$

- -pour RDC, 1,2 ,3 ,4,5, et 6 étages :

$$SQ. \acute{E} = 24,98 - (0,45 \times 0,45) = 24,77 \text{ m}^2$$

- Pour 7,8, et 9ieme étage :

$$SQ. \acute{E} = 24,98 - (0,30 \times 0,30) = 24,89 \text{ m}^2$$

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

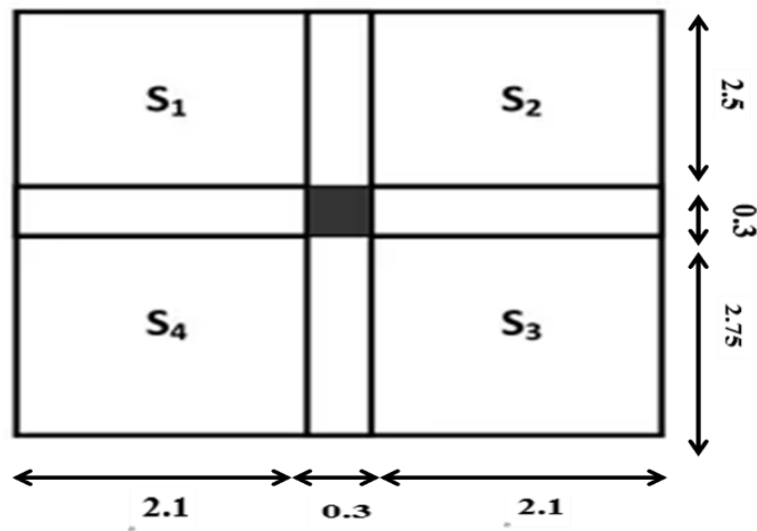


Figure II 20 : La surface afférente sur poteau intermédiaire (B3)

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTES DES CHARGES

Tableau II 1 : Descente de charge pour poteau central B3

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
	Plancher terrasse = 6.68×22.05 Poutre principal = $(0.30 \times 0.40) \times 4.2 \times 25$ Poutre secondaire = $(0.30 \times 0.35) \times 3.75 \times 25$ Poteau = $(0.30 \times 0.30) \times 3.06 \times 25$ Surcharge = (1×24.98)	147.30 12.60 9.84 6.89 24.98	24.98
	Total	201.61	24.98
2 – 2	Venant 1 – 1 Plancher étage courant= (5.20×22.05) Poutre principal = $(0.30 \times 0.40) \times 4.2 \times 25$ Poutre secondaire = $(0.30 \times 0.35) \times 3.75 \times 25$ Poteau = $(0.30 \times 0.30) \times 3.06 \times 25$ Surcharge = (1.5×24.89)	201.61 114.66 12.60 9.84 6.89 37.34	37.34
	Total	382.94	62.32
3 – 3	Venant 2 – 2 Plancher étage courant= (5.20×22.05) Poutre principal = $(0.30 \times 0.40) \times 4.2 \times 25$ Poutre secondaire = $(0.30 \times 0.35) \times 3.75 \times 25$ Poteau = $(0.30 \times 0.30) \times 3.06 \times 25$ Surcharge = $(1.5 \times 0.9 \times 24.89)$	382.94 114.66 12.60 9.84 6.89 33.60	33.60
	Total	560.53	95.92
4 – 4	Venant 3 – 3 Plancher étage courant= (5.20×22.05) Poutre principal = $(0.30 \times 0.40) \times 4.2 \times 25$ Poutre secondaire = $(0.30 \times 0.35) \times 3.75 \times 25$ Poteau = $(0.30 \times 0.30) \times 3.06 \times 25$ Surcharge = $(1.5 \times 0.8 \times 24.89)$	560.53 114.66 12.60 9.84 6.89 29.87	29.87
	Total	734.39	125.80
5 – 5	Venant 4 – 4 Plancher étage courant= (5.20×22.05) Poutre principal = $(0.30 \times 0.40) \times 4.2 \times 25$ Poutre secondaire = $(0.30 \times 0.35) \times 3.75 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.45) \times 3.06 \times 25$ Surcharge = $(1.5 \times 0.7 \times 24.77)$	734.39 114.66 12.60 9.84 15.50 26.00	26.00
	Total	912.99	151.80
6 – 6	Venant 5 – 5 Plancher étage courant= (5.20×22.05) Poutre principal = $(0.30 \times 0.40) \times 4.2 \times 25$ Poutre secondaire = $(0.30 \times 0.35) \times 3.75 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.45) \times 3.06 \times 25$	912.99 114.66 12.60 9.84 15.50	151.80
	Total	912.99	151.80

**CHAPITRE II :
PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTES DES CHARGES**

	Surcharge = $(1.5 \times 0.6 \times 24.77)$	22.94	22.94
	Total	1088.53	174.74
7 – 7	Venant 6 – 6	1088.53	174.74
	Plancher étage courant= (5.20×22.05) Poutre principal = $(0.30 \times 0.40) \times 4.2 \times 25$ Poutre secondaire = $(0.30 \times 0.35) \times 3.75 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.45) \times 3.06 \times 25$ Surcharge = $(1.5 \times 0.5 \times 24.77)$	114.66 12.60 9.84 15.50 18.57	 18.57
	Total	1259.70	193.31
8 – 8	Venant 7 – 7	1259.70	193.31
	Plancher étage courant= (5.20×22.05) Poutre principal = $(0.30 \times 0.40) \times 4.2 \times 25$ Poutre secondaire = $(0.30 \times 0.35) \times 3.75 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.45) \times 3.06 \times 25$ Surcharge = $(1.5 \times 0.5 \times 24.77)$	114.66 12.60 9.84 15.50 18.57	 18.57
	Total	1430.87	211.88
9 – 9	Venant 8 – 8	1430.87	211.88
	Plancher étage courant= (5.20×22.05) Poutre principal = $(0.30 \times 0.40) \times 4.2 \times 25$ Poutre secondaire = $(0.30 \times 0.35) \times 3.75 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.45) \times 3.06 \times 25$ Surcharge = $(1.5 \times 0.5 \times 24.77)$	114.66 12.60 9.84 15.50 18.57	 18.57
	Total	1602.04	230.45
10 – 10	Venant 9 – 9	1602.04	230.45
	Plancher étage courant= (5.20×22.05) Poutre principal = $(0.30 \times 0.40) \times 4.2 \times 25$ Poutre secondaire = $(0.30 \times 0.35) \times 3.75 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.45) \times 3.06 \times 25$ Surcharge = $(1.5 \times 0.5 \times 24.77)$	114.66 12.60 9.84 15.50 18.57	 18.57
	Total	1772.55	230.45
11 – 11	Venant 10 – 10	1772.55	230.45
	Plancher étage courant= (5.20×22.05) Poutre principal = $(0.30 \times 0.40) \times 4.2 \times 25$ Poutre secondaire = $(0.30 \times 0.35) \times 3.75 \times 25$ Poteau = $(0.45 \times 0.45) \times 3.06 \times 25$ Surcharge = $(1.5 \times 0.5 \times 24.77)$	114.66 12.60 9.84 15.50 18.57	 18.57
	Total	1943.72	249.02

✓ **Vérification de la section de poteau** : BAEL91 (B.8.4,1)

L'effort normal agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante

▪ **- Pour 7,8, et 9ieme étage :**

$$\Rightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\Rightarrow N_u = 1.35 * 734.39 + 1.5 * 125.80$$

$$\Rightarrow N_u = 1180.13 \text{ KN}$$

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

$$\Rightarrow N_{ser} = 734.39 + 125.80$$

$$\Rightarrow N_{ser} = 199.20 \text{ KN}$$

▪ **-pour RDC, 1,2 ,3 ,4,5, et 6 étages :**

$$\Rightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\Rightarrow N_u = 1.35 * 1943.72 + 1.5 * 249.02$$

$$\Rightarrow N_u = 2997.552 \text{ KN}$$

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

$$\Rightarrow N_{ser} = 1943.72 + 249.02$$

$$\Rightarrow N_u = 2192.74 \text{ KN}$$

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

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

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

$$-\lambda = \text{Max}(\lambda_x, \lambda_y)$$

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

- $L_f = 0.7L_0$ (Selon BAEL, le poteau est encasté dans la fondation et/ou assemblé à des poutres)

$$-b < h \Rightarrow \lambda_x > \lambda_y = \lambda_x$$

- - **Pour 7,8, et 9ieme étage : (30*30)**

$$\lambda = \sqrt{12} * \frac{0.7*3.06}{0.30} = 24.73$$

$$\lambda = 24.73 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\left(\frac{24.73}{35}\right)^2\right)} = 0.77 \quad \alpha = 0.77$$

- - **pour RDC, 1,2 ,3 ,4,5, et 6 étages : (45*45)**

$$\lambda = \sqrt{12} * \frac{0.7*3.06}{0.45} = 16,48$$

$$\lambda = 16.48 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\left(\frac{16.48}{35}\right)^2\right)} \Rightarrow \alpha = 0.81$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm

- - **pour RDC, 1,2 ,3 ,4,5, et 6 étages : (45*45)**

$$B_r = (h-2) * (b-2) = (45-2) * (45-2) = 1859 \text{ cm}^2.$$

On: $\gamma_b = 1.50 \quad \gamma_s = 1.15$

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

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

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

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 * b * h}{100} = \frac{0.2 * 45 * 45}{100} = 4.05 \text{ cm}^2 \\ 4 * \frac{2 * (b + h)}{100} = 8 * \frac{(45 + 45)}{100} = 7.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min}^{BAEL} = 7.2 \text{ Cm}^2$$

- $A_{min}^{RPA} = 0.8 \%B$ (zone IIa) $\Rightarrow A_{min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} (45 * 45) = 16.2 \text{ cm}^2$

- ♦ **Pour 7,8, et 9ieme étage : (30*30) :**

$$B_r = (h-2) * (b-2) = (30-2) * (30-2) = 784 \text{ cm}^2.$$

**CHAPITRE II :
PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTES DES CHARGES**

$$- A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0.2 \cdot 30 \cdot 30}{100} = 1.8 \text{ cm}^2 \\ 8 \cdot \frac{b+h}{100} = 8 \cdot \frac{30+30}{100} = 4.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$- A_{min}^{BAEL} = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.8 \% B \text{ (zone IIa)} \Rightarrow A_{min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} * (30 * 30) = 7.2 \text{ cm}^2$$

✓ **Tableau Récapitulatif :**

Niveau	Nu (N)	A_{min}^{BAEL}	A_{min}^{RPA}	A (Mm ²)	Br (Mm ²)	\bar{N} (N)	Condition
Pour RDC, 1,2 ,3 ,4,5, et 6 étages	299755,2	720	1620	1620	185900	3244917.40	(Cv)
Pour 7,8, et 9ieme étage	118013	480	720	720	78400	1310760.70	(Cv)

➤ **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 P 50) :**

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

Où :

- **Nd** : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- **Bc** : est l'aire (section brute) de cette dernière
- **f_{c28}** : est la résistance caractéristique du béton

➤ **Pour 5, 6, 7 et 8ième étages :**

$$v = \frac{199.20}{300 \cdot 300 \cdot 25} = 5.29 * 10^{-5} \leq 0.3 \dots\dots\dots (cv)$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (30×30) cm²

✓ **Pour RDC, 1,2,3,4,5, et 6 étages :**

$$v = \frac{2997.552}{450 * 450 * 25} = 5.92 * 10^{-4} \leq \mathbf{0.3} \dots \dots \dots (cv)$$

Donc : on garde les dimensions de poteau **(45×45) cm²**

Chapitre III :

Etude des éléments

Secondaires

III. Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- L'acrotère ;
- Les escaliers ;
- Les planchers à corps creux
- Les Balcons

III.2. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume. Il sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors de l'opération d'entretien de la terrasse.

III.2.1 Méthode de calcul :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courante

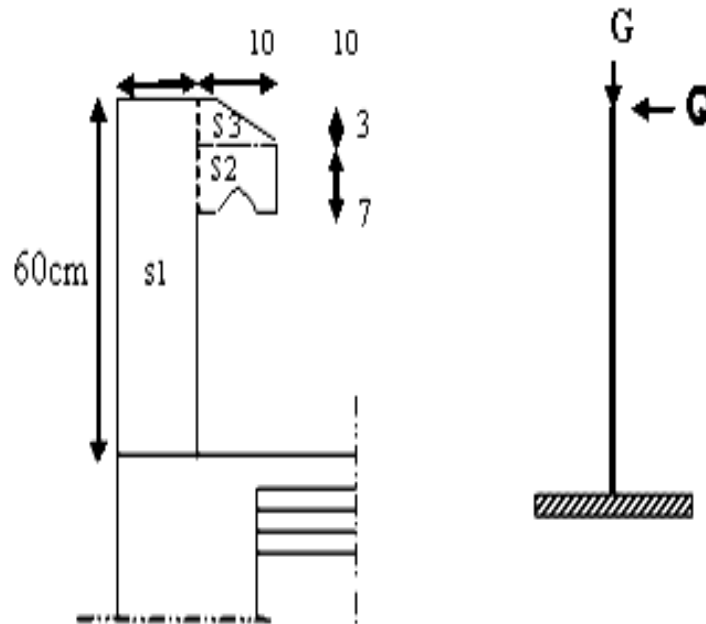


Figure III 1 : Schéma isostatique de l'acrotère.

- Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur
 - **Surface :**
 $S_1 + S_2 + S_3 = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$
 $S_T = 0.0685 \text{ m}^2$
 - **Charge :**
 G : poids de L'acrotère par mètre linéaire
 $G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$
 - **Surcharge :** D'après D.T.R.BC.2.2
 Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m
 $Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$

III.2.2 Evaluation des charges et surcharges :

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales

Suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (IIa) donc :

$A = 0.15 \Rightarrow$ selon le tableau 4.1

$C_p = 0.80 \Rightarrow$ élément en console tableau 6.1, donc :

$$FP = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow FP = 822 \text{ N/ml}$$

$$F = \max(Q, FP) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml}$$

$$G = 171.25 \text{ da N/ml} , \quad Q = 100 \text{ da N/ml}$$

$$MQ = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$\text{D'une force tranchante : } T_{\mu} = Q = 1000 \text{ N}$$

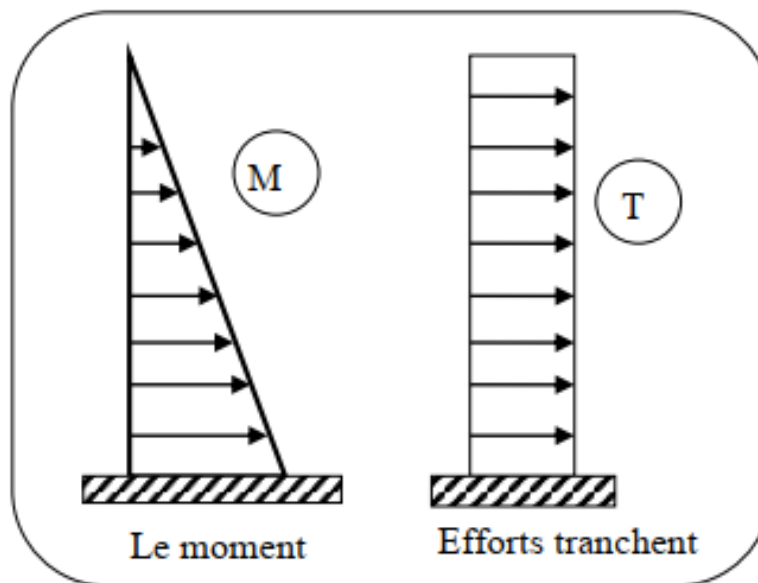


Figure III 2 : Schéma de sollicitations de l'acrotère

Sollicitation :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base)

$$\Rightarrow M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m}$$

$$\Rightarrow N_u = g = 171.25 \text{ kg.}$$

$$\Rightarrow T = q = 100 \text{ kg.}$$

➤ **Combinaison d'action :**

✓ **E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_g = 1712.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

✓ **E.L.S :**

$$N_{ser} = N_g = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser} = M = 600 \text{ N.m}$$

III.2.3. Calcul de ferrailage :

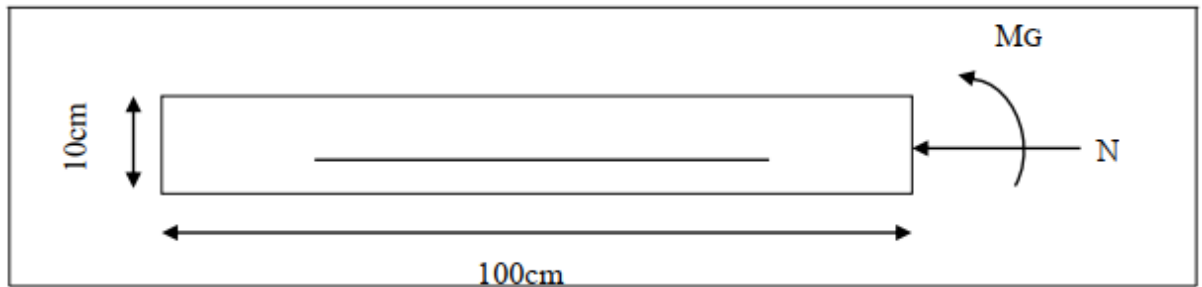


Figure III 3 : Section de l'acrotère

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100\text{cm}$ et de hauteur $h = 10\text{ cm}$ (épaisseur) On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries

- **Armatures longitudinales :**

✓ **E.L.U :**

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

- $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.52\text{ m}$
- $\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05\text{ m} \Rightarrow e_G = 0.491\text{ m} > 0.05\text{ m}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues

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

$$M_1 = M_u + N_u * \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 * \left[\left(\frac{0.1}{2} \right) - 0.03 \right] = 934.25\text{ N. m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{934.25}{14.2 * 100 * (7^2)} = 0.0134 < \mu_l = 0.392$$

- **Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$) :**

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 * 0.993 * 7} = 0.386\text{ cm}^2$$

▪ **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

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

$\Rightarrow A = 0.386 - \frac{1712.5}{100 * 348} = 0.337 \text{ cm}^2$

M1(N.m)	μ	α	β	A1 (cm ²)	A(cm ²)
934.25	0.0134	0.017	0.993	0.386	0.337

▪ **E.L.S :**

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

$-e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.0175 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

▪ **Calcul de la section à la flexion simple :**

$-M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 * \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$

$-\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s^1 * b * d^2} = \frac{634.25}{201.63 * 100 * (7^2)} = 0.0006$

$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 ; k = 0.0095$

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

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

$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\bar{\sigma}_s^1 * \beta_1 * d} = \frac{634.25}{0.956 * 7 * 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$

▪ **Calcul de la section à la flexion composée :**

$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 * \bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1712.5}{100 * 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$

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

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

$\Rightarrow A^{min} \geq 0.23 * 100 * 7 * \frac{2.1}{400}$

$\Rightarrow A^{min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage minimal d'armature longitudinale** : (B.5.3.1)

$$A^{min} \geq 0.0025 * b * h = 0.0025 * 100 * 10 = 25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \text{Max} (A^u, A^{ser}, A^{min}) \Rightarrow \text{Max} (0.386, 0.38, 25)$$

$$\text{On adopte : } A_l = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

- **Vérification De L'effort Tranchant** : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{1500}{1000 * 70} = 0.021 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

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

$$\tau_u = 0.021 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Cv})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armatures De Répartition** :

$$A' = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2}\right) A^l = (0.35 \div 0.705) \Rightarrow \text{On adopte : } A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **Espacement Des Armatures** :

$$A_l = 5\text{T}8 \Rightarrow S_T = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4\text{ } \emptyset 6 \Rightarrow S_T = 25 \text{ cm}$$

➤ Schéma du ferrailage :

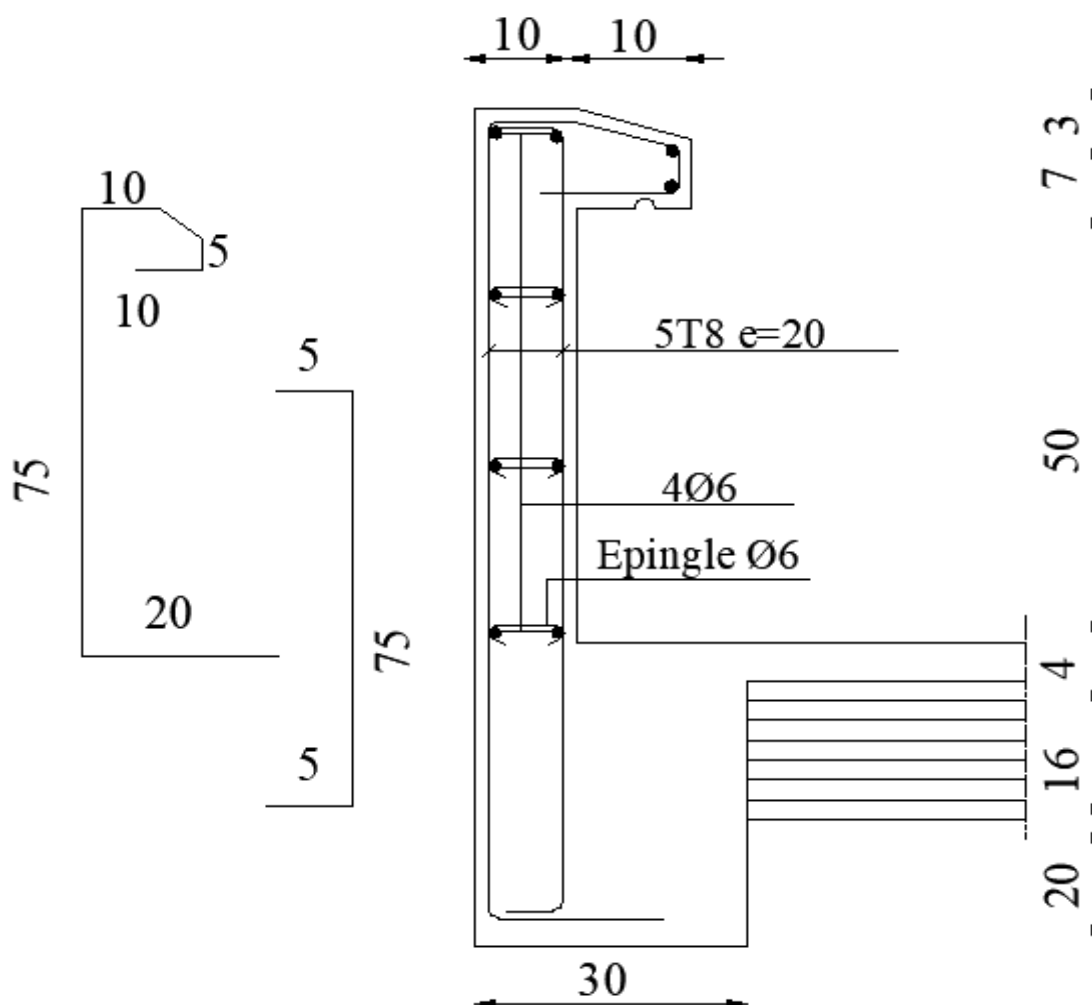


Figure III 4 : Ferrailage d'acrotère.

III.3. L'escalier :

III.3.1 Méthode de calcul :

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

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

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

III.3.2. Schéma statique :

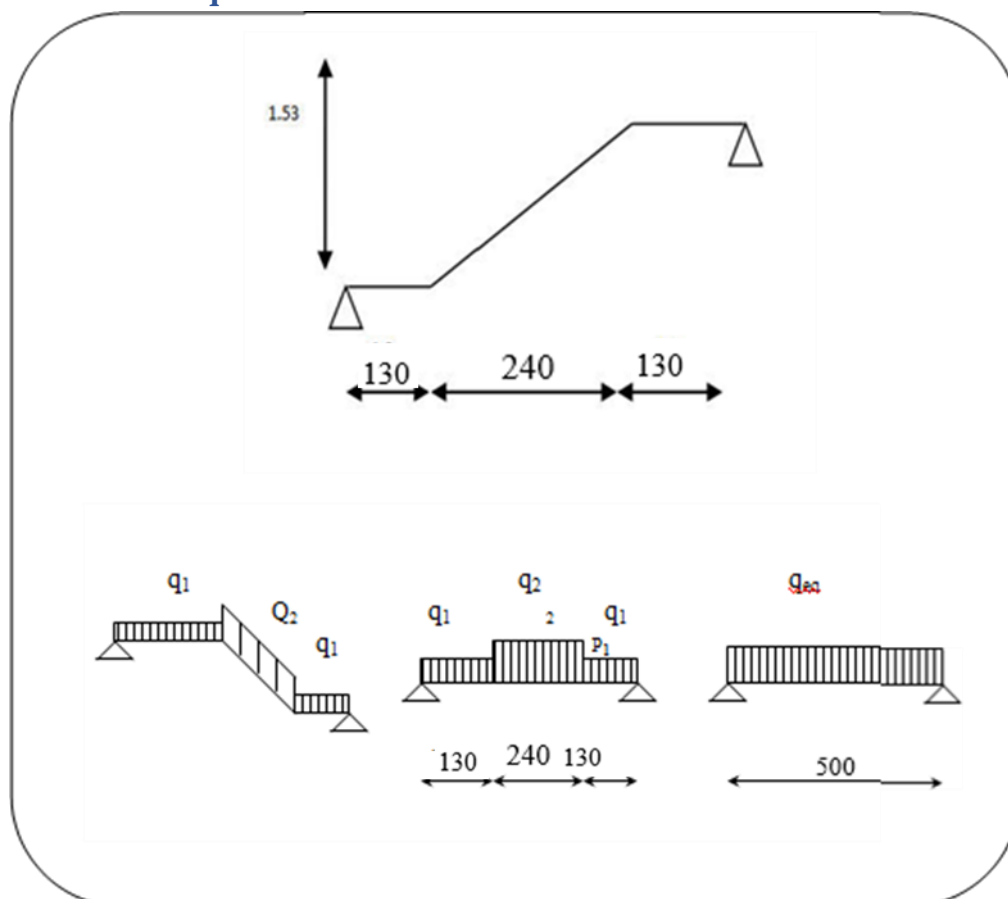


Figure III 5 : Schéma statique d'escalier

III.3.3. Evaluation des charges :

Le Palier $G1 = 5.7 \text{ KN/m}^2$; $Q1 = 2.50 \text{ KN/m}^2$.

Le volée $G2 = 8.07 \text{ KN/m}^2$; $Q2 = 2.50 \text{ KN/m}^2$.

III.3.3.1 Combinaison des charges :

À l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

➤ $q_1 = 1.35 * 5700 + 1.5 * 2500 = 11.45 \text{ kn/m}^2$

➤ $q_2 = 1.35 * 8.07 + 1.5 * 2.5 = 14.64 \text{ kn/m}^2$

À l'ELS : $q_s = G + Q$

▪ $q_1 = 5.7 + 2.5 = 8.2 \text{ kn/m}^2$

▪ $q_2 = 8.07 + 2.5 = 10.57 \text{ kn/m}^2$

III.3.3.2 Détermination des sollicitations :

La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i * l_i}{l_i}$

À l'ELU : $q_{eq} = \frac{q_1 * l_1 + q_2 * l_2 + q_1 * l_1}{l_1 + l_2 + l_1} = \frac{11.45 * 1.30 + 14.64 * 2.40 + 11.45 * 1.30}{1.30 + 2.40 + 1.30} = 13 \text{ kn/m}$

À l'ELS : $q_{eq} = \frac{q_1 * l_1 + q_2 * l_2 + q_1 * l_1}{l_1 + l_2 + l_1} = \frac{8.2 * 1.30 + 10.57 * 2.40 + 8.2 * 1.30}{1.30 + 2.40 + 1.30} = 9.34 \text{ kn/m}$

▪ **Moments et Effort Tranchants :**

▪ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} * l^2}{8}$

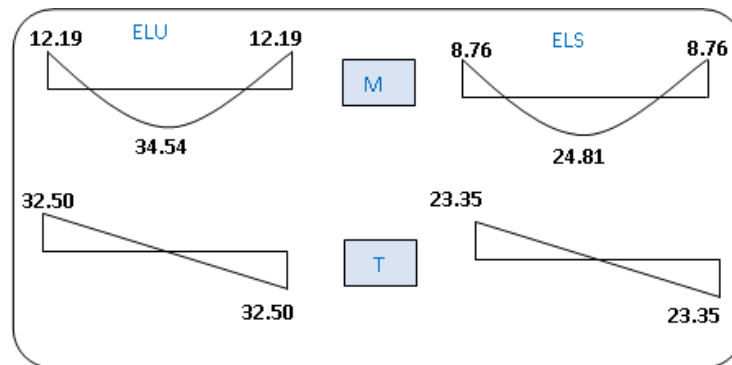
▪ Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0$

▪ Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

▪ L'effort tranchant : $T_\mu = \frac{q_{eq} * l}{2}$

Tableau III 1 : Moments et effort tranchant

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	13	40.63	12.19	34.54	32.50
ELS	9.34	29.19	8.76	24.81	23.35



III.3.3.3 Calcul de ferrailage :

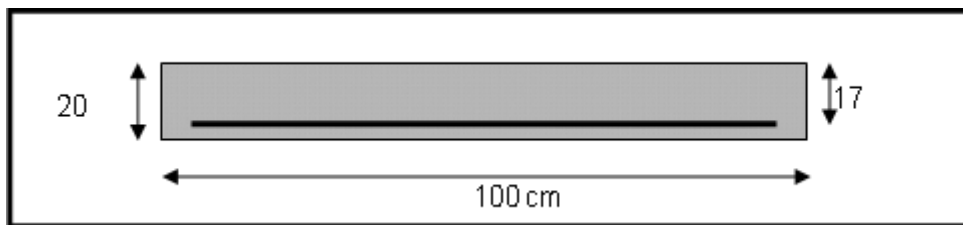


Figure III 6 : Section à ferrailer

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).
Avec : de largeur **b=100** cm de hauteur **h=20** cm.

➤ L'enrobage :

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

$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable) [(BAEL91 article.A.7.1)

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

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

Donc on adopte : $C = 3\text{cm}$; $d = h - c = 20 - 3 = 17\text{cm} \Rightarrow d = 17\text{cm}$

▪ Armatures longitudinales :

• En travée :

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

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III 2 : Caractéristiques géométriques et mécaniques

Fc28 (Mpa)	ft28 (mpa)	σ_b	σ_s	d (m)	f_{bu} (MPa)	σ_s (mpa)	f_e (mpa)
25	2.1	1.5	1.15	0.17	14.20	348	400

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

Tableau III 3 : calcul de la section des armatures.

Elément	Mu (KN.m)	M	μ_l	α	Z	A cal (cm)
Travée	34,54	0.084	0,392	0,110	0,162	6.107
Appuis	12,19	0,03	0,392	0,038	0,167	2.155

➤ **E.L. S** :

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

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

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

Tableau III 4 : vérification de la contrainte

	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	fc28 (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0,172	34540	1.38	25	0.44	Vérifiée
Sur appuis	0,0576	12190	1.38	25	0.44	Vérifiée

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

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

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 * 100 * 17 * \frac{2.1}{400} = 2.053 \text{ cm}^2$$

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

$$A'_{min} \geq 0.001 * b * h \Rightarrow A'_{min} \geq 0.001 * 100 * 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc : A = max (A calcul ; Amin)

➤ **Tableau Récapitulatif :**

Tableau III 5 : Armatures longitudinales.

	Au (cm ²)	Amin (cm ²)	A'min (cm ²)	A max (cm ²)	A adp (cm ²)
Travée	6.124	2.053	2.00	6.124	6HA12=6.70
Appuis	2.098	2.053	2.00	2.098	4HA10 = 3.14

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

$$A_t = A_L / 4$$

Travées : $A_t = 6.80 / 4 = 1.70 \text{ cm} \Rightarrow$ **Soit :** $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Appui : $A_t = A_L / 4 = 2.36 / 4 = 0.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Soit :** $A_r = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

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

➤ **Armatures longitudinales :**

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

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

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

➤ **Armatures transversales :**

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

➤ Travée : $S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$

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

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

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

$$T_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right)$ (BAEL (A. 5. 1, 211))

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{32500}{1000 * 170} = 0.191 \text{ MPA}$$

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

$$\bar{\tau}_U = \min (0,15f_c/28 / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,191 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

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

$$\blacksquare \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{20}{500} \geq \frac{0,85 M_0}{10 \cdot M_0} \Rightarrow 0,04 > 0,084 \dots\dots\dots (\text{CNV})$$

$$\blacksquare \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,16}{100 \cdot 20} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,00308 \leq 0,0105 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$\blacksquare \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{500} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,04 \leq 0,0625 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

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

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} - f_{gi} + f_{pi} < f_{adm}$$

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

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

➤ Position de centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2}\right) + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta A_s}$$

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

$$Y_G = \frac{100 \cdot 20 \cdot \frac{20}{2} + 15 \cdot 6,80 \cdot 17}{100 \cdot 20 + 15 \cdot 6,80} = 10,31 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } Y_G' = h - Y_G = 20 - 10,31 = 9,69 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 17 - 10,31 = 6,69 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{100 \cdot 20^3}{12} + 100 \cdot 20 \cdot \left[\left(\frac{20}{2} \right) - 10,31 \right]^2 + 15 \cdot 6,16 \cdot (17 - 10,31)^2 = 70994,33 \text{ cm}^4$$

➤ Déformations instantanées :

$$\lambda_I = \frac{0.05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right) * \rho} ; \quad \rho = \frac{A}{d * b_0} = \frac{6.16}{17 * 100} = 0.00362$$

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

$$\lambda_I = \frac{0.05 * 2.1}{\left(2 + 3 * \frac{100}{100}\right) * 0.00362} = 5.801$$

▪ Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 * 2.1}{\left(2 + 3 * \frac{100}{100}\right) * 0.00362} = 2.32$$

➤ Calcul du moment fléchissant d'ELS :

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

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

$$g = \frac{2 * (5700 * 1.3) + (8070 * 2.4)}{2.6 + 2.4} = 6837.6 \text{ N/m}$$

$$j = \frac{(G_{dalle\ pleine} * L_{palier}) + [(poids\ de\ paillasse) + (poids\ de\ marche)] * L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j = \frac{2 * (4500 * 1.30) + (5000 + 1870) * 2.4}{5} = 5637.6 \text{ N/m}$$

$$\rho = g + j = 6837.6 + 5637.6 = 12475.2 \text{ N/m}$$

$$M_g = \frac{0.85 * g * l^2}{8} = \frac{0.85 * 6837.6 * (5^2)}{8} = 18162.34 \text{ N/m}$$

$$M_j = \frac{0.85 * j * (l^2)}{8} = \frac{0.85 * 5637.6 * (5^2)}{8} = 14976.88 \text{ N/m}$$

$$M_p = \frac{0.85 * \rho * l^2}{8} = \frac{0.85 * 12475.2 * (5^2)}{8} = 33137.25 \text{ N/m}$$

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

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a

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

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

On tire la valeur

$$\beta_1 : \rho_1 = 0.362 \Rightarrow \beta_1 = 0.9065$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A * \beta * d} = \frac{18162.34}{6.16 * 0.9065 * 17} = 191.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A * \beta * d} = \frac{14976.88}{6.16 * 0.9065 * 17} = 157.77 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A * \beta * d} = \frac{33137.25}{6.16 * 0.9065 * 17} = 349.08 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g^s + f_{t28}} = \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.00362 * 191.33 + 2.1} = 0.754$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j^s + f_{t28}} = \frac{1.75 * 2.1}{4 * 157.77 * 0.00362 + 2.1} = 0.838$$

$$\mu_p = \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p^s + f_{t28}} = \frac{1.75 * 2.1}{4 * 349.08 * 0.00362 + 2.1} = 0.514$$

Donc :

$$I_{fv}^g = \frac{(1.1 * I_0)}{(1 + \lambda_v * \mu_g)} = \frac{1.1 * 70994.33}{1 + 2.32 * 0.754} = 28405.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{(1.1 * I_0)}{(1 + \lambda_i * \mu_g)} = \frac{(1.1 * 70994.33)}{(1 + 5.801 * 0.754)} = 14531.90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = \frac{(1.1 * I_0)}{(1 + \lambda_i * \mu_j)} = \frac{(1.1 * 70994.33)}{(1 + 5.801 * 0.838)} = 13323.77 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = \frac{(1.1 * I_0)}{(1 + \lambda_1 * \mu_p)} = \frac{(1.1 * 70994.33)}{(1 + 5.801 * 0.514)} = 19613.10 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{t28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPA (BAEL 91. art A. 2. 1. 21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPA (BAEL 91. art A. 2. 1. 22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g * l^2}{10 E_v * I_{fv}^g} = \frac{(18162.34 * 500^2)}{(10 * 10818.87 * 28405.17)} = 1.47 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{(M_g * l^2)}{(10 * E_i * I_{fv}^g)} = \frac{(14531.90 * 500^2)}{(10 * 32164.2 * 14531.90)} = 0.97 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{(M_j * l^2)}{(10 * E_v * I_{fv}^j)} = \frac{(14976.88 * 500^2)}{(10 * 10818.87 * 13323.77)} = 2.59 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{(M_p * l^2)}{(10 * E_i * I_{fv}^p)} = \frac{(33137.25 * 500^2)}{(10 * 32164.2 * 19613.10)} = 1.31 \text{ cm}$$

Donc :

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{jv} - f_{gi} + f_{pi} = 0,94 \leq f_{adm} = \frac{500}{500} = 1 \dots \dots \dots (CV)$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.3.3.4 Présentation ferrailage d'escalier :

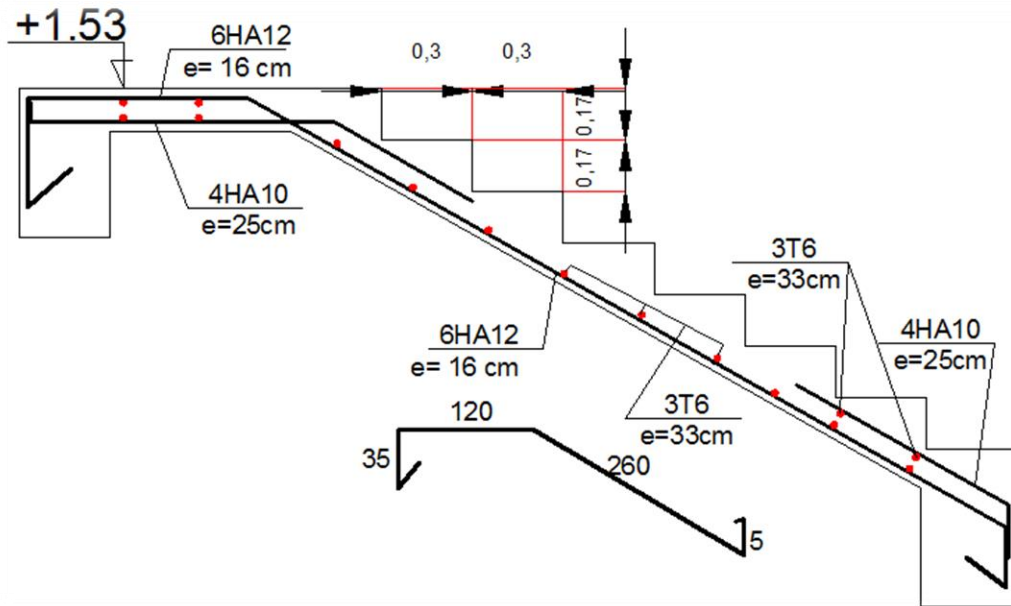


Figure III 7 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4. Calcul de la poutre palière :

III.4.1. Introduction :

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

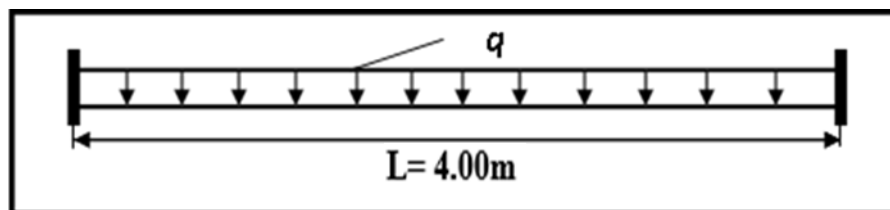
- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur **pm**.
- La réaction de la volée

III.4.2. Pré dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BAEL et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

Selon le BAEL 91 A partir de la condition de la flèche.

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :



$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{16} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 25 \leq h \leq 40$$

D'après le RPA ; on prend : **h = 35cm**

La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\begin{cases} 0.3h \leq b \leq 0.4h \\ 10.5 \leq b \leq 14 \text{ cm} \end{cases} \text{ on prend : } b = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA99/ version 2003 art (7.5.1)

$$\begin{cases} h \geq 30 : \text{vérifier , } h = 35 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ b \geq 20 : \text{vérifier , } b = 30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ h/b = 35/30 = 1.16 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on choisit une section de la poutre palière : **(30 ÷ 35)cm²**

III.4.3. Evaluation des charges :

On prend une largeur d'escalier qui est : **b = 1m**

-Poids du palier : **G= 5.7 KN/ml**

-Poids de la paillasse : **G=8.07 KN/ml**

-Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma = 0.35 \times 0.30 \times 2500 = 262.5 \text{ N/ml} = 0.26 \text{ KN/ml}$$

➤ **La réaction d'escalier ou niveau du palier :**

$$P = P_{eq} * \frac{L}{2} = \frac{(8.07 * 2.4 + 5.7 * 1.3 * 1.3)}{(5)} * \frac{5}{2} = 14.039 \text{ KN/ml}$$

➤ **La surcharge :**

$$q = Q * \frac{L}{2} = 2.5 * \frac{5}{2} = 6.25 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids du mur :**

$$P_m = G_m * \left(\frac{h}{2} - h_{p-p} \right) = 2.8 * \left(\frac{3.06}{2} - 0.40 \right) = 3.16 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul de la poutre en flexion :**

➤ **Combinaison d'action :**

ELU :

$$u = 1.35(g + p + pm) + 1.5q$$

$$P_u = 1.35(0.26 + 14.039 + 3.16) + 1.5(6.25) = 33 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$P_{ser} = g + p + p_m + q$$

$$P_{ser} = 0.26 + 14.039 + 3.16 + 6.25 = 23.71 \text{ KN/ml}$$

III.4.4. Les sollicitations :

$$M_a = P_u * \frac{L^2}{12} ; M_t = P_u * \frac{L^2}{24} ; T_u = P_u * \frac{L}{2}$$

Tableau III 6 : Effort interne dans poutre palier.

	P_u (N/m)	M_a (N/m)	M_t (N/m)	T_u (N/m)
ELU	33000	68750	34375	82500
ELS	23710	49395.83	24697.91	59275

III.4.5. Calcul du ferrailage à l'E.L. U :

• Armatures Longitudinales :

On va calculer le balcon plus sollicité : fissuration peu nuisible On prend :

➤ **L'ELU :**

$$f_e = 400 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPA} ; \sigma_b = 14.2 \text{ MPA} ; c = 3 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ;$$

$$d = h - c = 32 \text{ cm}$$

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

Tableau III 7 : Le ferrailage de poutre palier.

Elément	M_u (N.m)	μ	A	B	A_{cal}
Sur appuis	68750	0.157	0.214	0.914	6.75
Sur travée	34375	0.078	0.101	0.960	3.22

III.4.6. Vérification :

a) Vérification à l'E.L. U :

➤ **Condition de non fragilité :** BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{min}^1 \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 32 * \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :** BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_{min}^2 \geq 0.001 * b * h = 1.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :** ARP (art7.5.1.2)

$$A_s = \max(A_u; A_{min}; A'_{min}; A_{min}^{Rpa})$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$A_{min}^{Rpa} \geq 0.5\% * b * h = \frac{0.5}{100} * 30 * 35 = 5.25 cm^2$$

Elément	As	A_{min}^1	A_{min}^2	A_{min}^{Rpa}	A_{max}
En travée	6.75	1.16	1.05	5.25	6.75
En appui	3.22	1.16	1.05	5.25	5.25

-Donc on adopte :

-Sur travée. On adopte : **3HA16**

-Sur appui. On adopte : **3HA14**

b) Vérification à l'E.L. S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type **fe E400**, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III 8 : Vérification de la contrainte

Elément	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	fc28 (MPa)	$\bar{\alpha}$	α	Condition
Sur appui	68750	49395.83	1.39	25	0.445	0.214	Cv
Sur travée	34375	24697.91	1.39	25	0.445	0.101	Cv

III.4.7. Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{68750}{300 * 320} = 0.72 \text{ MPA}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ MPA}$$

➤ **L'ELU** : $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPA}$; $\tau_u = 0.72 \text{ MPA}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.4.8. Armatures transversales : D'après le RPA (art.7.5.2.2)

$$A_t = 0.003 * s * b$$

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S = 8.75$$

$$A_t = 0.003 * 8.75 * 30 = 0.788 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Dans la zone nodale on adopte } 2\text{HA}8(1.01 \text{ cm}^2)$$

$$S \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S \leq 17.5 \Rightarrow S = 17 \text{ (Dans la zone courante)}$$

✓ La quantité des armatures transversales :

Selon le BAEL91 : (Art A.5.1, 22) :

$$A_t \geq 0.4 * b_0 * \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t = 0.4 * 30 * \frac{17}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.51 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL91 : (Art A.5.1, 23)

$$A_t \geq \frac{b_0 * S' * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})}{0.8 * f_e} = \frac{30 * 17 * (0.72 - 0.3 * 2.1)}{0.8 * 400} \Rightarrow A_t \geq 0.14$$

Selon le RPA 99 (ver. 2003 Art 7.5.2.2) page 69

$$A_t = 0.003 * 17 * 30 = 1.53 \text{ cm}^2 \text{ Dans on adopte } 4\text{HA}8(2.01 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = \text{Max}(A_{t,BAEL}; A_{t,RPA}) = A_{t,RPA} = 1.53 \text{ cm}^2$$

III.4.9. Calcul de la poutre palière a la torsion :

Torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_{tor} = M_{app}(Escalier) = 6875 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion maximale

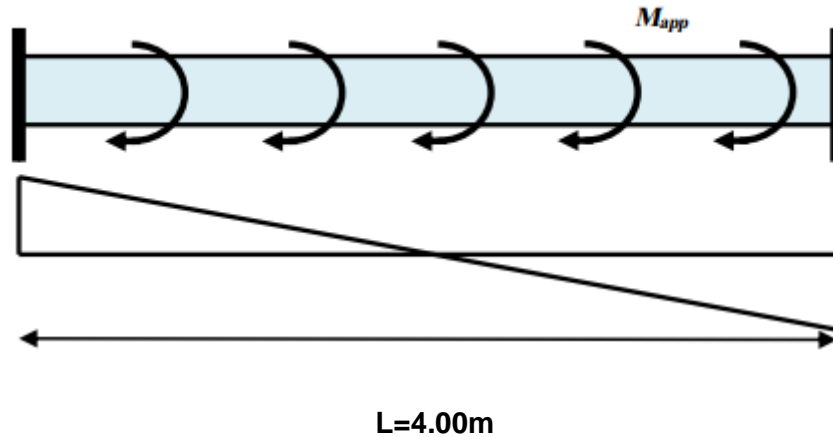


Figure III 8 : Schéma de poutre à la torsion

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH BAEL91 (art.A.5.4) : Le moment de torsion maximale

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot e}$$

M_{tor} : moment de torsion = 6875 N.m

e : épaisseur de la paroi au point considérée

Ω : L'air du contour tracé à mi-épaisseur de la paroi fictive

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \quad ; \quad \Omega = (b - e) * (h - e) = (30 - 5) * (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{6875}{2 * 750 * 5} = 9.17 \text{ MPA}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad (\text{section plein}) \dots \dots \dots (\text{BAEL 91 ver 99 ; Art 5. 4. 3})$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = (0.91)^2 + (0.72)^2 = 1.34 \text{ MPA} \leq (3.25)^2 = 10.56 \dots \dots \dots (CV)$$

➤ Les armatures longitudinales : (BAEL 91 ver 99; Art 5.4.4)

$$\sum A_l = \frac{U * M_{tor}}{2 * \Omega * \sigma_s}$$

U = Le périmètre du contour d'aire Ω de la section efficace

$\sum A_l$ = la des sommes des sections aciers longitudinaux

Tu = le moment de torsion maximale.

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

$$A_l = \frac{110 * 6875}{2 * 750 * 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

➤ Les armatures transversales : (BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.4)

$$A_T = \frac{T_u * S'_t}{2 * \Omega * \sigma_s} = \frac{6875 * 17}{2 * 750 * 348} = 0.22 \text{ cm}^2$$

c) Section minimale des armatures : BAEL 91 :

$$\frac{\sum A_L * f_e}{b_0 * U} \geq 0.4 \text{ MPA} \Rightarrow \frac{1.45 * 400}{5 * 110} = 1.05 \text{ MPA} \geq 0.4 \text{ MPA} \dots \dots (CV)$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S'_t} = \frac{0.22 * 400}{5 * 17} = 1.03 \text{ MPA} \geq 0.4 \text{ MPA} \dots \dots (CV)$$

Condition de la Flèche : pour une poutre encastree dans ses extremités, la flèche est :

$$f = \frac{P * L^4}{384 * E * I} \quad ; \quad I = \text{l'inertie de la poutre}$$

$$I = \frac{30 * 35^3}{12} = 3062.5 \text{ cm}^4$$

E= model de YOUNG E = 3.2×10^5 daN/cm²

L: longueur de la poutre L= 4.00m

P= Pu = 1,35 (g + p + pm) + 1,5 q = 33000 N/ml

Donc :

$$f = \frac{33000 * 4^4}{384 * 3.2 * 10^5 * 0.30625} = 0.22 \leq f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.80 \dots \dots (CV)$$

III.4.10. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0.088 < 0.06 \dots \dots \dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0.088 \geq 0.033 \dots \dots \dots (CV)$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.006 \leq 0.01 \dots \dots \dots (CV)$$

▪ Les armatures totales :

a) Armatures longitudinales : $A_L^{tot} = A_L^f + \frac{A_L^{tor}}{2}$

▪ Nappe supérieure :

$$A_L^{tot} = A_L^{fl} + \frac{A_L^{tor}}{2} = 6.75 + \frac{1.45}{2} = 7.48 cm^2$$

Soit : $A_{tout} = 3HA14 + 3HA16 = 10.65 cm^2$

▪ Nappe inférieure :

$$A_L^{tot} = \frac{A_L^{tor}}{2} = \frac{1.45}{2} = 0.73 cm^2$$

Soit : $A_{tout} = 3HA8 = 1.51 cm^2$

b) Armatures transversales :

$$A_L^{tot} = A_L^{fl} + A_L^{tor} = 1.45 + 0.22 = 1.67 cm^2$$

Donc soit : $A_1^{tot} = 4HA8 = 2.01 cm^2$

II.4.11. Dessin de ferrailage de la poutre palier :

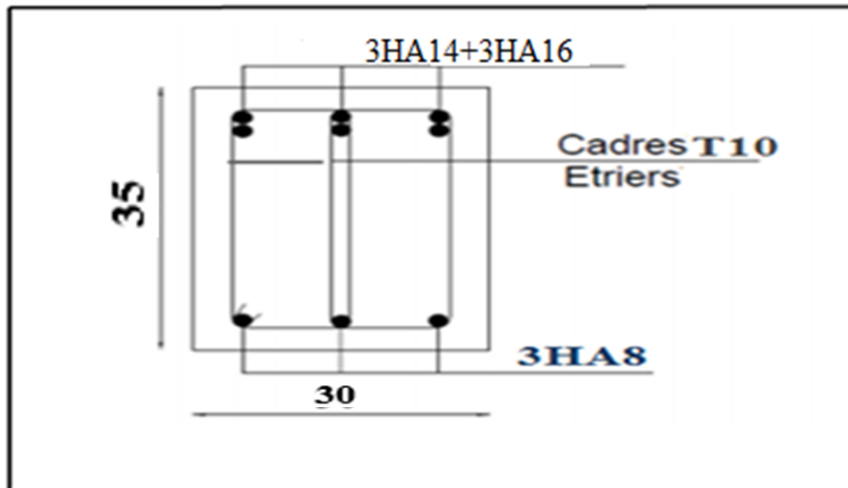


Figure III 9 : Schéma de ferrailage de la poutre palier

III.5. Les Balcons :

III.5.1. Méthode De Calcul :

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

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

III.5.2 Évaluation des charges :

III.5.2.1 terrasses :

$$g = G \times 1m = 7630 \text{ N/ml (charge permanentes).}$$

$$q = Q \times 1m = 1000 \text{ N/ml (surcharge d'exploitation) .}$$

$$P = 1820.5 \times 1m = 1820.5 \text{ N/ml (Poids de l'acrotère) .}$$

III.5.2.2 étage courant :

$$g = G \times 1m = 5150 \text{ N/ml (charge permanentes).}$$

$$q = Q \times 1m = 3500 \text{ N/ml (surcharge d'exploitation).}$$

$$P = 1620 \times 1.20 \text{ m} = 1944 \text{ N/ml (poids du mur extérieure 10 cm)}$$

III.5.2.3 Combinaison des charges :

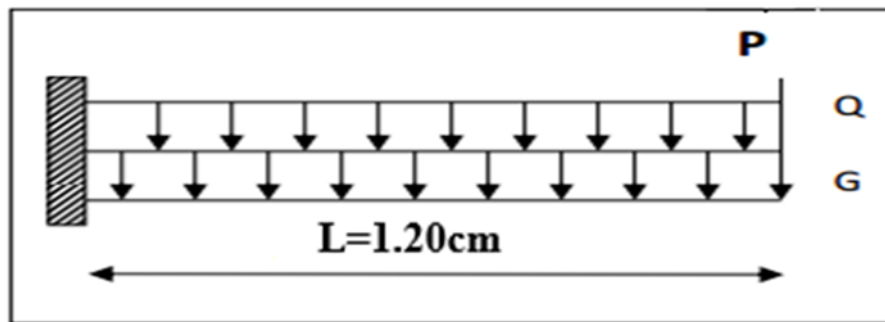


Figure III 10 : Schéma statique

III.5.3 Calcul Des Sollicitations :

III.5.3.1 Terrasse :

$$M_g = gl^2 / 2 = 7630 \times (1.2)^2 / 2 = 5493.6 \text{ N.m}$$

$$M_q = ql^2 / 2 = 1000 \times (1.2)^2 / 2 = 720 \text{ N.m}$$

$$M_p = P \times \ell = 1820.5 \times 0.6 = 1092.3 \text{ N.m}$$

$$T_g = g \times \ell = 7630 \times 1.2 = 9156 \text{ N}$$

$$T_q = q \times \ell = 1200 \text{ N}$$

$$T_p = P = 1820.5 \text{ N}$$

III.5.3.2 Étage Courant :

Mg (N.m)	Mq (N.m)	Mp (N.m)	Tg(N)	Tq(N)	Tp(N)
3708	2520	2138.4	6180	4200	1944

III.5.4 Les Combinaisons D'action :

• E.L. U :

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T$$

• E.L.S :

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	Mu (N.m)	9970.97	11672.64
	Tg (N)	16618.28	17267.4
ELS	Mser (N.m)	7305.9	8366.4

III.5.5 Calcul Du Ferrailage :

III.5.5.1 Armatures Longitudinales :

III.5.5.1.1 Terrasse :

On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s * b * d^2} = \frac{9970.97}{14.2 * 100 * 12^2} = 0.0488 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.0488 \Rightarrow \alpha = 0.0626 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{9970.97}{348 * 0.975 * 12} = 2.45 \text{ cm}^2$$

• E.L.S :

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

Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie

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

Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
9970.97	7305.9	1.36	0.0626	0.43	CV

• Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0.001 * b * h = 0.001 * 100 * 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 12 * \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

• Tableau récapitulatif : $A = \max(A_u, A_{min}, A'_{min})$

Au (cm2)	Amin (cm2)	A'min (cm2)	A (cm2)	Aadp (cm2)
2.45	1.45	1.5	2.45	4T10 = 3.14

5.2.2. Étage courant :

• **E.L. U :**

Mu (N.m)	M	$\mu\ell$	α	β	Au (cm ²)
11672.64	0.0571	0.392	0.0735	0.971	2.88

• **E.L. S :**

Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
11672.64	8366.4	1.40	0.00735	0.205	CV

• **Tableau récapitulatif :** $A = \max(A_u, A_{min}, A'_{min})$

Au (cm ²)	Amin (cm ²)	A'min (cm ²)	A (cm ²)	Aadp (cm ²)
2.88	1.45	1.5	2.88	4T10 = 3.14

III.5.5.2 Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{17267.4}{1000 * 120} = 0.144 \text{ MPA}$$

La fissuration est peu nuisible : $\tau_u = \min(0.15 f_{c28/\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.26 \text{ MPA}$

$$\tau_u = 0.144 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA} \dots \dots \dots (CV)$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.5.5.3 Les Armatures De Répartition :

• **Terrasse :**

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit : } A_r = 5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

• **Étage courant :**

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit : } A_r = 5\emptyset 8 = 1.41 \text{ cm}^2$$

III.5.5.4. Espacement Entre Les Armatures :

• **Les armatures longitudinales :**

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

- **Étage courant :** $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

• **Les armatures transversales :**

- **Terrasse :** $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit : } S_t = 30 \text{ cm}$

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{3} = 30cm$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs max données par :

$S_t^1 \leq \min(3h ; 33cm) \Rightarrow S_t^1 = 25cm < 30cm$

$S_t^r \leq \min(4h ; 45cm) \Rightarrow S_t^r = 30cm < 40cm$

III.5.6 Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 \geq 0.0625 \dots \dots \dots (cv)$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 \geq 0.012 \dots \dots \dots (cv)$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

A/ Étage courant : $\frac{5.65}{100 \cdot 12} = 0.00407 < 0.0105$

B/ Terrasse : $\frac{3.14}{100 \cdot 12} = 0.00262 < 0.0105$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

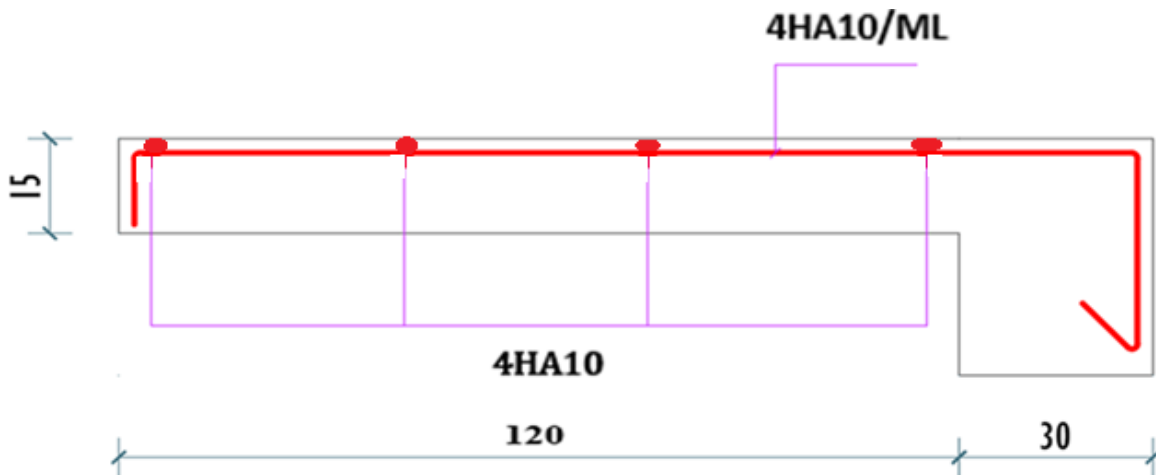


Figure III 11 : Ferrailage de la console d'étage courant.

III.6. Etude des planchers :

III.6.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages

{ **16 cm : Corps creux**
4 cm : Dalle de compression

▪ **Fonctions nécessaires de plancher :**

- Résistance mécanique
- Rigidité aux déformations
- Isolation acoustique.
- Etanchéité
- Isolation thermique
- Résistance à l'incendie accidentelle
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...

III.6.2 Méthodes de calcul :

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

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

➤ **Plancher à corps creux :**

Il est constitué de :

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

III.6.3. Calcul des poutrelles :

▪ **Méthode forfaitaire :**

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

- La fissuration n'est pas préjudiciable
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la même travée
- les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) $\Rightarrow 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

▪ Méthode de Caquot :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
 - Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées
 - Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants
- Dans ce cas on utilise la méthode de CAQUOT

III.6.4. la méthode de Caquot :

$l' = l$ (pour les travées de rives)

$l' = 0.8l$ (pour les travées de intermédiaire)



➤ Moments aux appuis :

$$G' = \frac{2}{3}G \quad ; \quad M_{AP} = \frac{P_w * l_e'^3 + P_e * l_w'^3}{8.5 * (l_e' + l_w')}$$

➤ Moments en travée :

$$M_{tm} = \frac{Px_m^2}{2} + M_w \quad ; \quad x_m^t = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{P.l} \quad ; \quad x_1 = x_m^t - \sqrt{\frac{2M_{tm}}{P}} \quad ; \quad x_2 = x_m^t + \sqrt{\frac{2M_{tm}}{P}}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant T :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \quad ; \quad T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \quad ; \quad T_0 = \frac{ql}{2}$$

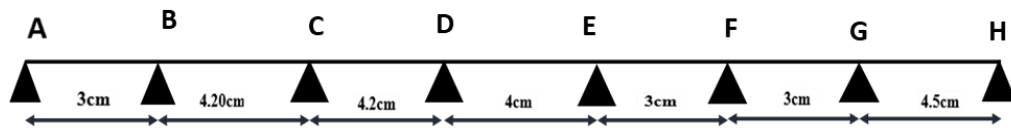
▪ Type des poutrelles :

Nous avons un (4) type des poutrelles à calculer.

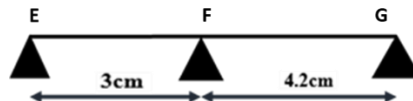
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :



Figure III 12 : Schéma statique des différents types de poutrelle

III.6.5. Les charges appliquées sur les poutrelles :

• Calcul des moments et les efforts tranchant des poutrelles :

▪ Travée :

ELU : $q_u = (1,35G+1,5Q) \times b$

ELS : $q_s = (G+Q) \times b$

Tableau III 9 : Évaluation des charges.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	B(m)	ELU (KN/ml)		ELS (KN/ml)	
				$Q_u = (1,35G+1,5Q) \times b$	$Q_s = (G+Q) \times b$		
Terrasse inaccessible	6.68	1	0.65	6.84		5	
Etage Courant	5.2	1.5	0.65	6.03		4.36	

- Appuis :

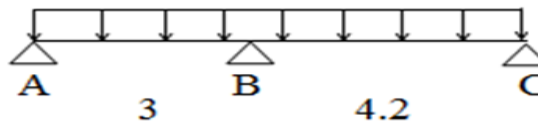
Tableau III 10 : Évaluation des charges.

Niveau	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	B(m)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
				Qu = (1,35G+1,5Q) × b	Qs = (G+Q) × b
Terrasse inaccessible	4.45	1	0.65	4.87	3.54
Etage Courant	3.47	1.5	0.65	4.51	3.23

III.6.6. Calcul des sollicitations :

- Type 01 : Poutre repose sur 3 appuis

-Terrasse inaccessible : (E.L.U)



1) Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

$$-M_B = \frac{P_w * l_e^3 + P_e * l_w^3}{8.5 * (l_e + l_w)} = -\frac{3^3 * 4.87 + 4.2^3 * 4.87}{8.5 * (3 + 4.2)} = -8.04 \text{ kN.m}$$

2) Moments en travée :

Travée AB :

$$-M_0 = \frac{Pl^2}{8} = \frac{6.84 * 3^2}{8} = 7.70 \text{ KN.m}$$

$$-x_m^t = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{P.l} = \frac{3}{2} - \frac{0 - (-8.04)}{(6.84 * 3)} = 1.11 \text{ m}$$

$$-M_{tm} = \frac{Px_m^2}{2} + M_w = \frac{6.84 * 1.11^2}{2} - 0 = 4.21 \text{ KN.m}$$

$$-x_1 = x_m^t - \sqrt{\frac{2M_{tm}}{P}} = 1.11 - \sqrt{\frac{2 * 4.21}{6.84}} = 0 \text{ m}$$

$$-x_1 = x_m^t + \sqrt{\frac{2M_{tm}}{P}} = 1.11 + \sqrt{\frac{2 * 4.21}{6.84}} = 2.22 \text{ m}$$

Travée BC :

$$-M_0 = \frac{Pl^2}{8} = \frac{6.84 * 4.2^2}{8} = 15.08 \text{ KN.m}$$

$$-x_m^t = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{P.l} = \frac{4.2}{2} - \frac{-8.04 - 0}{6.84 * 4.2} = 2.50 \text{ m}$$

$$-M_{tm} = \frac{Px_m^2}{2} + M_w = \frac{6.84 * 2.50^2}{2} - 8.04 = 13.34 \text{ KN.m}$$

$$-x_1 = x_m^t - \sqrt{\frac{2M_{tm}}{P}} = 2.50 - \sqrt{\frac{2 * 13.34}{6.84}} = 0 \text{ m}$$

$$-x_1 = x_m^t + \sqrt{\frac{2M_{tm}}{P}} = 2.50 + \sqrt{\frac{2 * 13.34}{6.84}} = 4.47 \text{ m}$$

3) Effort tranchant :

Travée AB :

$$-T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6.84 * 3}{2} = 10.26 \text{ KN}$$

$$-T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 10.26 + \frac{0 - (-8.04)}{3} = 12.94 \text{ KN}$$

$$-T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -7.5 + \frac{0 - (-8.04)}{3} = -7.58 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$-T_0 = \frac{ql}{2} = \frac{6.84 * 4.2}{2} = 14.36 \text{ KN}$$

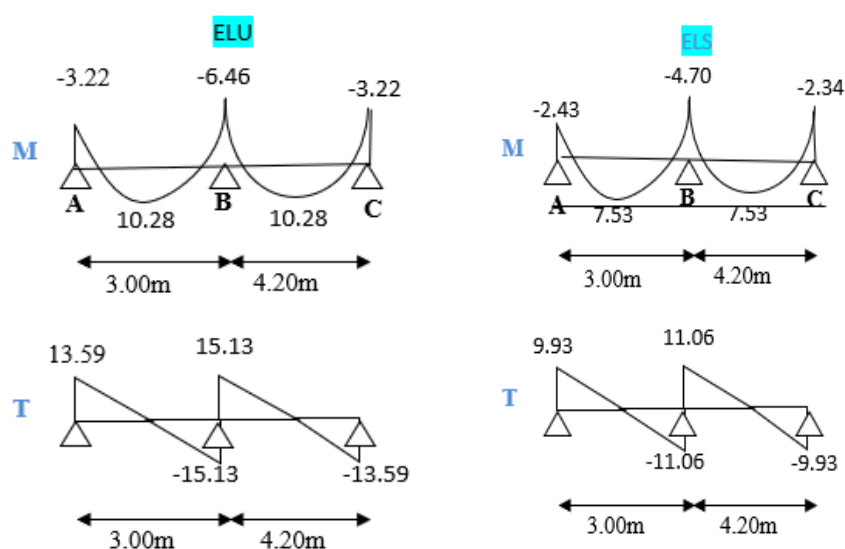
$$-T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = 14.36 + \frac{(-8.04) - (0)}{4.2} = 12.44 \text{ KN}$$

$$-T_w = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -14.36 + \frac{(-8.04) - 0}{4.2} = -16.27 \text{ KN}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III 11 : Moments pour les poutrelles type (1).

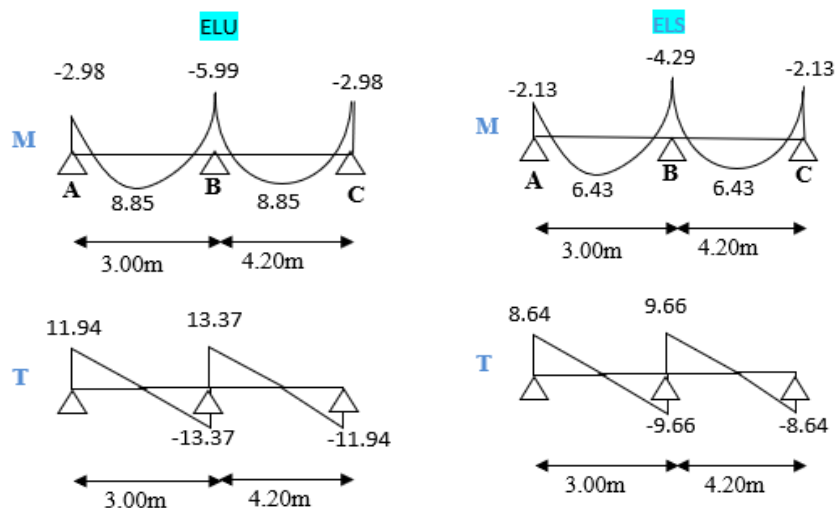
Elément	Travée	L (m)	Mw (KN/m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Vw (KN.m)	Ve (KN.m)	
Plancher Terrasse	ELU	A-B	3	-3.22	-6.46	10.28	13.59	-15.13
		B-C	4.2	-6.46	-3.22	10.28	15.13	-13.59
	ELS	A-B	3	-2.34	-4.70	7.53	9.93	-11.06
		B-C	4.2	-4.70	-2.34	7.53	11.06	-9.93



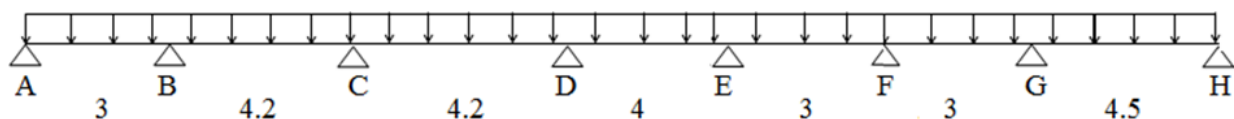
-Etage Courant :

Elément	Travée	L (m)	Mw (KN/m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Vw (KN.m)	Ve (KN.m)	
Etage Courant	ELU	A-B	3	-2.98	-5.99	8.85	11.94	-13.37
		B-C	4.2	-5.99	-2.98	8.85	13.37	-11.94
	ELS	A-B	3	-2.13	-4.29	6.43	8.64	-9.66
		B-C	4.2	-4.29	-2.13	6.43	9.66	-8.64

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES



- **Type 02 :** Poutre repose sur 8 appuis



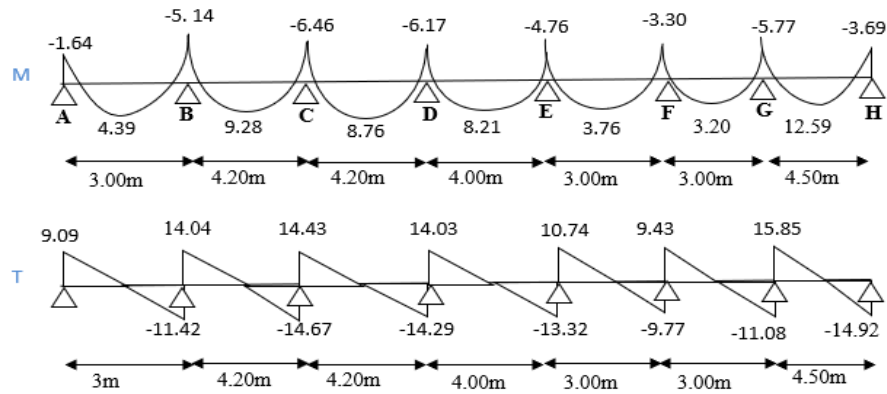
-Terrasse inaccessible :

Tableau III 12 : Moments pour les poutrelles type (2).

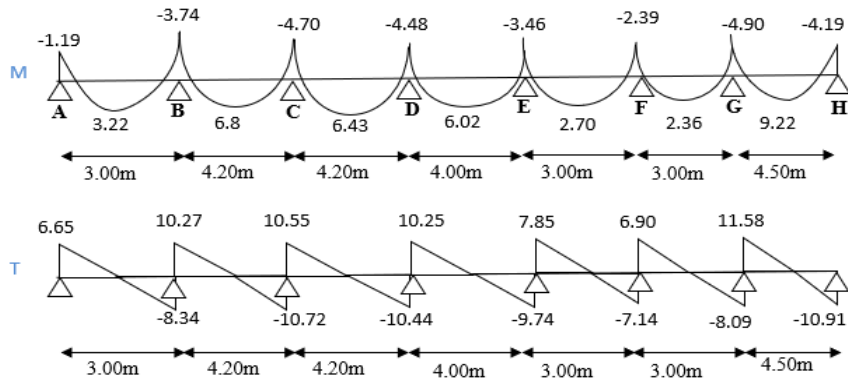
Elément	Travée	L (m)	M _w (KN/m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN.m)	V _e (KN.m)	
Plancher Terrasse	ELU	A-B	3	-1.64	-5.14	4.39	9.09	-11.42
		B-C	4.2	-5.14	-6.46	9.28	14.04	-14.67
		C-D	4.2	-6.46	-6.17	8.76	14.43	-14.29
		D-E	4	-6.17	-4.76	8.21	14.03	-13.32
		E-F	3	-4.76	-3.30	3.76	10.74	-9.77
		F-G	3	-3.30	-5.77	3.20	9.43	-11.08
		G-H	4.5	-5.77	-3.69	12.59	15.85	-14.92
	ELS	A-B	3	-1.19	-3.74	3.22	6.65	-8.34
		B-C	4.2	-3.74	-4.70	6.80	10.27	-10.72
		C-D	4.2	-4.70	-4.48	6.43	10.55	-10.44
		D-E	4	-4.48	-3.46	6.02	10.25	-9.74
		E-F	3	-3.46	-2.39	2.70	7.85	-7.14
		F-G	3	-2.39	-4.19	2.36	6.90	-8.09
		G-H	4.5	-4.19	-2.68	9.22	11.58	-10.91

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

ELU



ELS

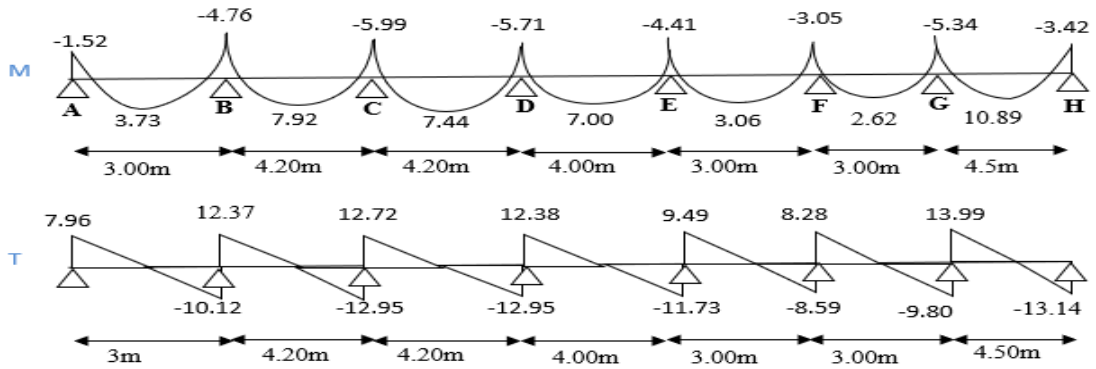


-Etage Courant :

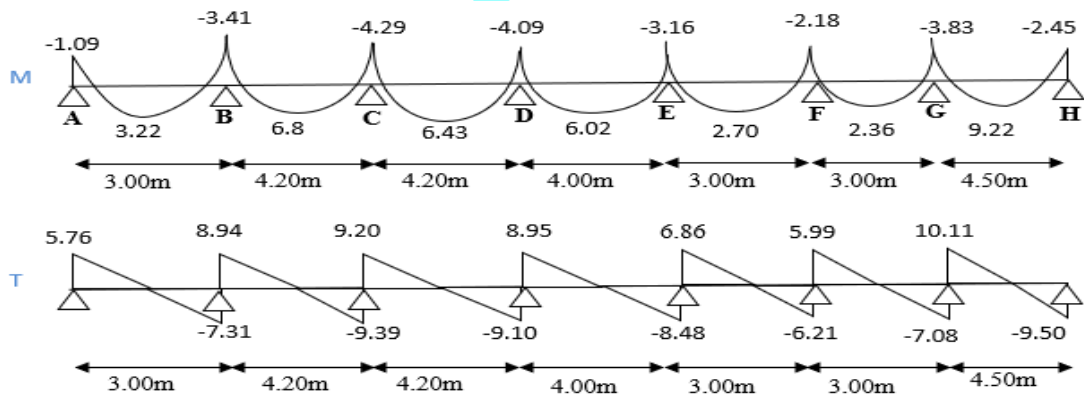
Elément	Travée	L (m)	M _w (KN/m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN.m)	V _e (KN.m)	
Plancher Etage Courant	ELU	A-B	3	-1.52	-4.76	3.73	7.96	-10.12
		B-C	4.2	-4.76	-5.99	7.92	12.37	-12.95
		C-D	4.2	-5.99	-5.71	7.44	12.72	-12.59
		D-E	4	-5.71	-4.41	7.00	12.38	-11.73
		E-F	3	-4.41	-3.05	3.06	9.49	-8.59
		F-G	3	-3.05	-5.34	2.62	8.28	-9.80
		G-H	4.5	-5.34	-3.42	10.89	13.99	-13.14
	ELS	A-B	3	-1.09	-3.41	2.70	5.76	-7.31
		B-C	4.2	-3.41	-4.29	5.76	8.94	-9.39
		C-D	4.2	-4.29	-4.09	5.42	9.20	-9.10
		D-E	4	-4.09	-3.16	5.09	8.95	-8.48
		E-F	3	-3.16	-2.18	2.24	6.86	-6.21
		F-G	3	-2.18	-3.83	1.92	5.99	-7.08
		G-H	4.5	-3.83	-2.45	7.90	10.11	-9.50

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

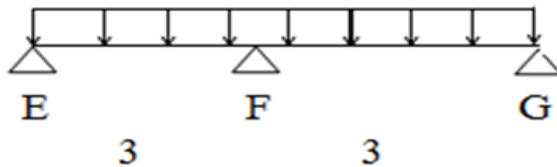
ELU



ELS



Type 03 : Poutre repose sur 3 appuis

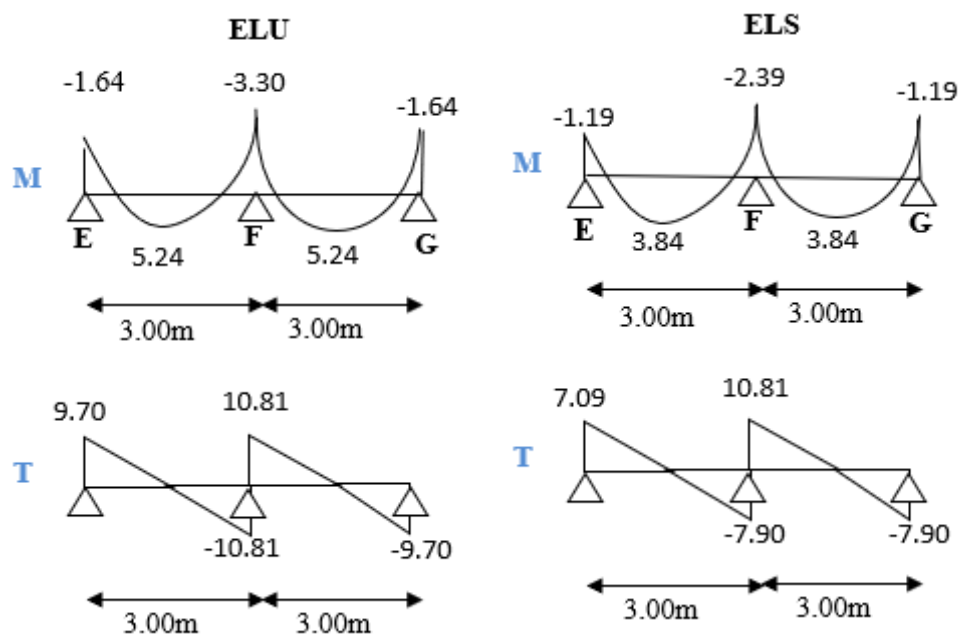


-Terrasse inaccessible :

Tableau III 13 : Moments pour les poutrelles type (3).

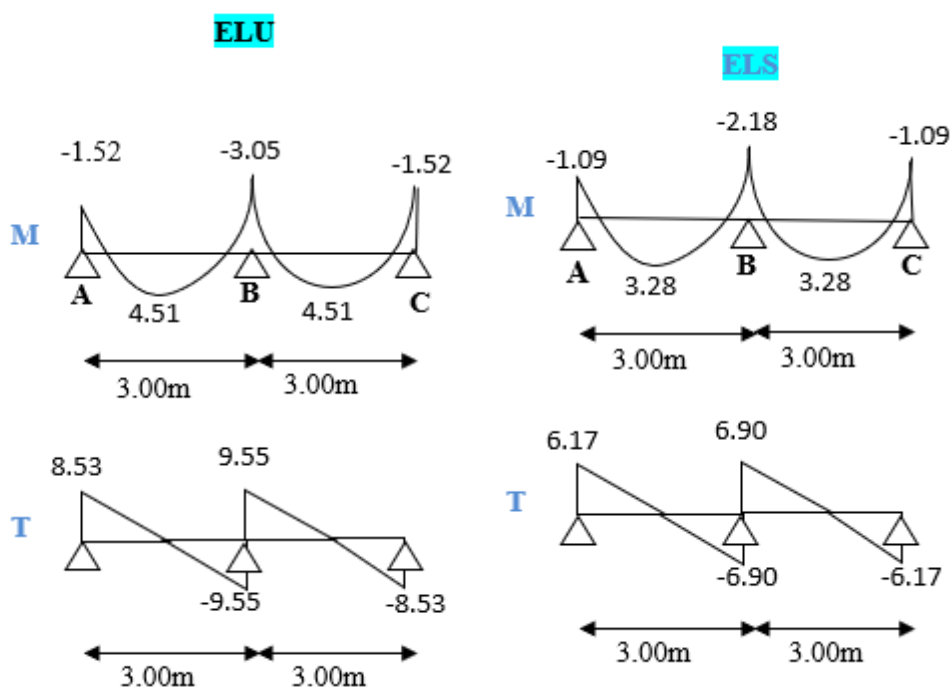
Elément	Travée	L (m)	M _w (KN/m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN.m)	V _e (KN.m)	
Terrasse inaccessible	ELU	E-F	3	-1.64	-3.30	5.24	9.70	-10.81
		F-G	3	-3.30	-1.64	5.24	10.81	-9.70
	ELS	E-F	3	-1.19	-2.39	3.84	7.09	-7.90
		F-G	3	-2.39	-1.19	3.84	7.90	-7.09

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES



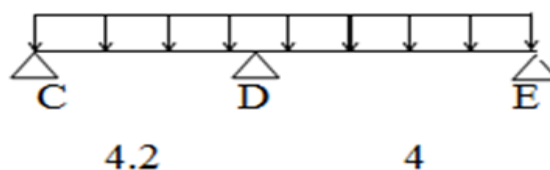
-Etage Courant :

Elément		Travée	L (m)	Mw (KN/m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Vw (KN.m)	Ve (KN.m)
Etage Courant	ELU	E-F	3	-1.52	-3.05	4.51	8.53	-9.55
		F-G	3	-3.05	-1.52	4.51	9.55	-8.53
	ELS	E-F	3	-1.09	-2.18	3.28	6.17	-6.90
		F-G	3	-2.18	-1.09	3.28	6.90	-6.17



CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

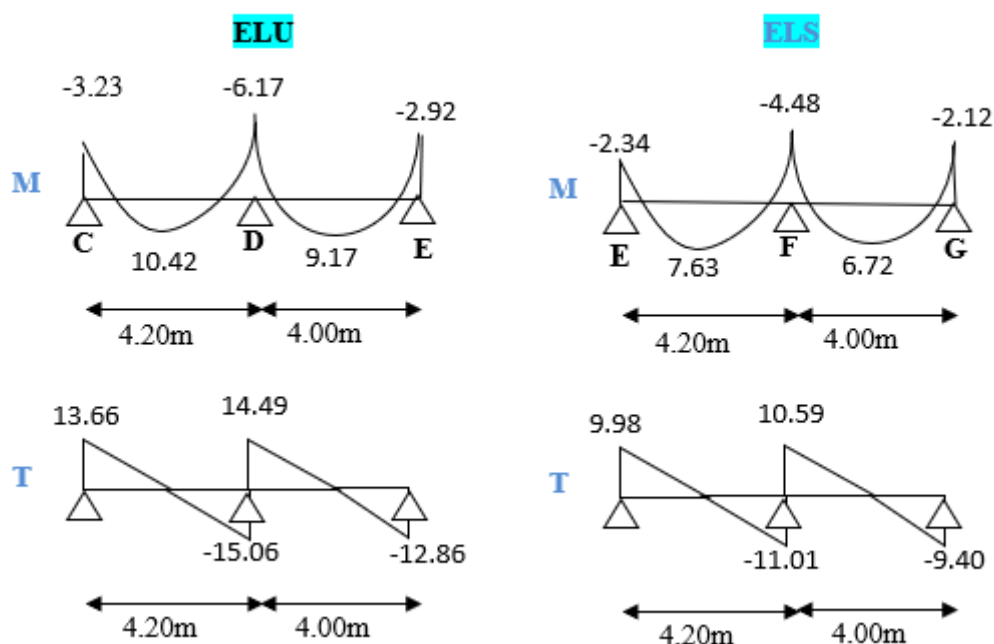
- **Type 04 :** Poutre repose sur 3 appuis



-Terrasse inaccessible :

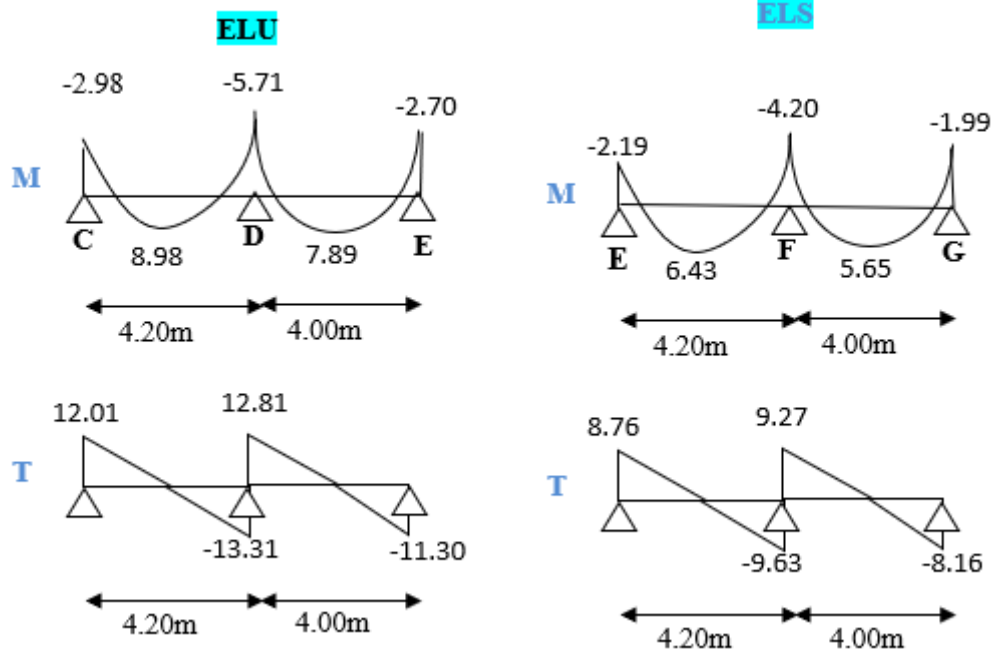
Tableau III 14 : Moments pour les poutrelles type (4).

Elément	Travée	L (m)	Mw (KN/m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Vw (KN.m)	Ve (KN.m)	
Terrasse inaccessible	ELU	C-D	4.2	-3.23	-6.17	10.42	13.66	-15.06
		D-E	4	-6.17	-2.92	9.17	14.49	-12.86
	ELS	C-D	4.2	-2.34	-4.48	7.63	9.98	-11.01
		D-E	4	-4.48	-2.12	6.72	10.59	-9.40



-Etage Courant :

Elément	Travée	L (m)	Mw (KN/m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Vw (KN.m)	Ve (KN.m)	
Etage Courant	ELU	C-D	4.2	-2.98	-5.71	8.98	12.01	-13.31
		D-E	4	-5.71	-2.70	7.89	12.81	-11.30
	ELS	C-D	4.2	-2.19	-4.20	6.43	8.76	-9.63
		D-E	4	-4.20	-1.99	5.65	9.27	-8.16



III.7. Calcul du ferrailage :

Tableau III 15 : récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux.

Niveau	Type	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Etage courante	1	8.85	6.43	5.99	4.29	13.37	9.66
	2	10.89	7.90	5.71	4.29	13.99	10.11
	3	4.51	3.28	3.05	2.18	9.55	6.70
	4	8.98	6.43	5.71	4.20	12.81	9.27
Terrasse	1	10.28	7.53	6.46	4.70	15.13	11.06
	2	12.59	9.22	6.46	4.48	15.85	10.55
	3	5.24	3.84	3.30	2.39	10.81	7.90
	4	10.42	7.63	6.17	4.48	14.49	10.59

➤ Les moments max dans les types :

$$E. L. U : \begin{cases} M_t = 12.59 \text{ KN.m} \\ M_a = 6.46 \text{ KN.m} \\ T_u = 15.85 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$E. L. S : \begin{cases} M_t = 9.22 \text{ KN.m} \\ M_a = 4.70 \text{ KN.m} \\ T_s = 11.06 \text{ KN/m} \end{cases}$$

III.7.1. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

• L'enrobage :

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

* $c_0 \geq 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable). BAEL9 1.A.7.1

$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

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

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} & b_0 = 10 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} \\ d = 17 \text{ cm} & c = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

III.7.2. Calcul des armatures longitudinales :

• E.L.U :

-En travées :

$$M_t^{\max} = 12.59 \text{ KN.m} = 12590 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}) :

$$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{Tab} = 14.2 * 65 * 4 * \left(17 - \frac{4}{2} \right) = 55380 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 12590 \text{ N.m} \leq 55380 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur

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

a) En appuis :

$$M_{\text{appui}}^{\max} = -6.46 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

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

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

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

▪ Tableau Récapitulatif Des Résultats :

Elements	M (Nm)	μ	μ_1	α	β	A (cm ²)
Sur appuis	6460	0.024	0.392	0.030	0.988	1.11
Sur travée	12590	0.047	0.392	0.060	0.976	2.18

a) Vérification

➤ Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$\text{➤ } A_{\min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{➤ } f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$1) \text{ En travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$2) \text{ En appuis : } A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.205 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\text{En travée : } A'_{\min} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A'_{\min} \geq 0,001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

b) Tableau Récapitulatif Du Ferrailage : $A = \max(A_{calcul} ; A_{\min} ; A'_{\min})$

Elément	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ' (cm ²)	A (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	2.18	1,33	1,3	1.33	2T12 = 2.26
Appui	1.11	0,205	0,2	0.74	1T12 = 1.13

a) Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :

Calcule de (y₁) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{bY_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme :

$$D = 15 \frac{A}{b} \quad ; \quad E = 2 D \cdot d$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E \alpha_1} = \frac{Y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\alpha_1 \beta_1 d} \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

➤ Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

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

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{15850}{100 \cdot 170} = 0.93 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1, 211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.20 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} > \tau_u = 0.93 \text{ (Condition et vérifier.)}$$

➤ Diamètre minimale Φ :BAEL91 (A.7.2, 2)

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10} \right) = \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min (5.71, 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

-Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

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

$$* St_1 \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min (0.9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}.$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.49 \text{ cm}.$$

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

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 \times (0.92 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 36.148 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St \leq \min (St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 15.3$$

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

1) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1 ,313)

- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm}$

$$V_u = 15850 \text{ N} \leq \frac{0.8 * 10 * 15.3 * 2500}{1.5 * 2} = 102000 \text{ N} \dots \dots \dots (CV)$$

➤ Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle

$$\text{que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2. \quad A = 226 \text{ mm}^2.$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \frac{15850}{400} = 45.57 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (CV)$$

2) La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit :

- 1) 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 2) 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- 3) FeE400 $f_e = 400MPa$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

***Espacement :**

n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 20 \text{ cm}$

***Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0,49$$

$$\text{On adopte } 3\emptyset 5 = 0,59 \text{ cm}^2$$

***Espacement:**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

$S_t = 30 \text{ cm}$

3) Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30) cm².

4) Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)

$$-\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{420} = 0.047 \leq \frac{12590}{15 \times 17290} = 0.048 \dots \dots \dots CV$$

$$-\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 17} = 0.002 \leq 0.009 \dots \dots \dots CV$$

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{420} = 0.047 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots CV$$

III.8. Présentation du ferrailage :

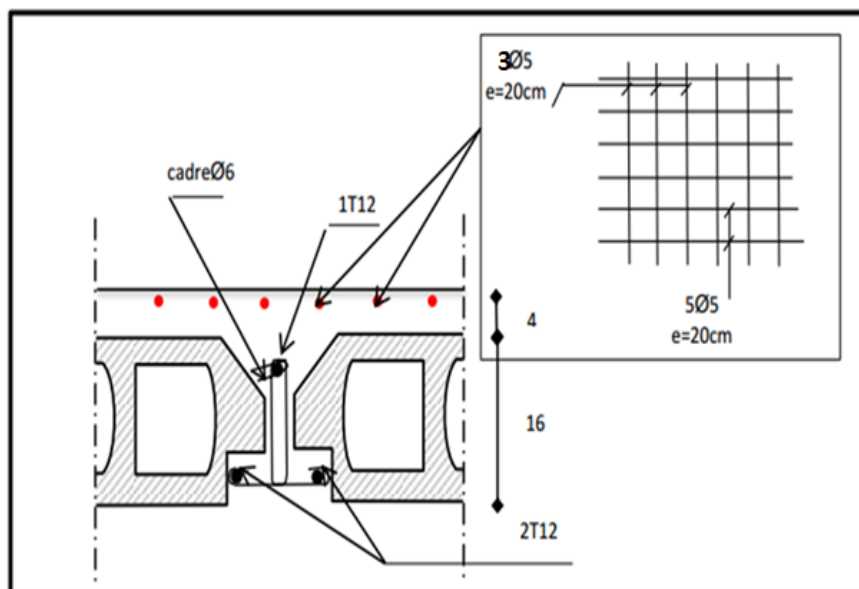


Figure III 13 : Schéma de ferrailage de poutrelle.

Chapitre IV

Etude de sismique

IV.1. Etude sismique :

IV.1.1. Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques. 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. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.1.2. Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.1.2.1. Méthode statique équivalente :

IV.1.2.1.1. 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.

IV.1.2.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

Zone I :

- Tous groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- 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 IIb et III :

- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.1.2.2. Les Méthodes Dynamiques :

IV.1.2.2.1. 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.1.2.2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant 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.

Remarque : Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par **la méthode d'analyse modale spectrale.**

IV.1.3. Classification de l'ouvrage : Selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Sétif donc en zone IIa.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

IV.1.4. Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99, version article 4.3)

IV.1.4.1. Principe :

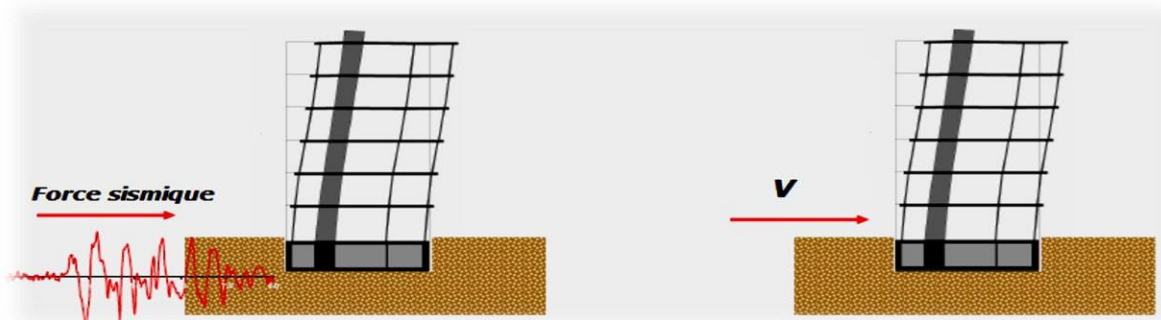
Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.1.4.2. Description du logiciel ROBOT VERSION 2018 :

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape générée par Robot est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

IV.1.4.3. Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation Q ($\beta = 0,2$)



IV.1.4.4. Modélisation :

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) ddl (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

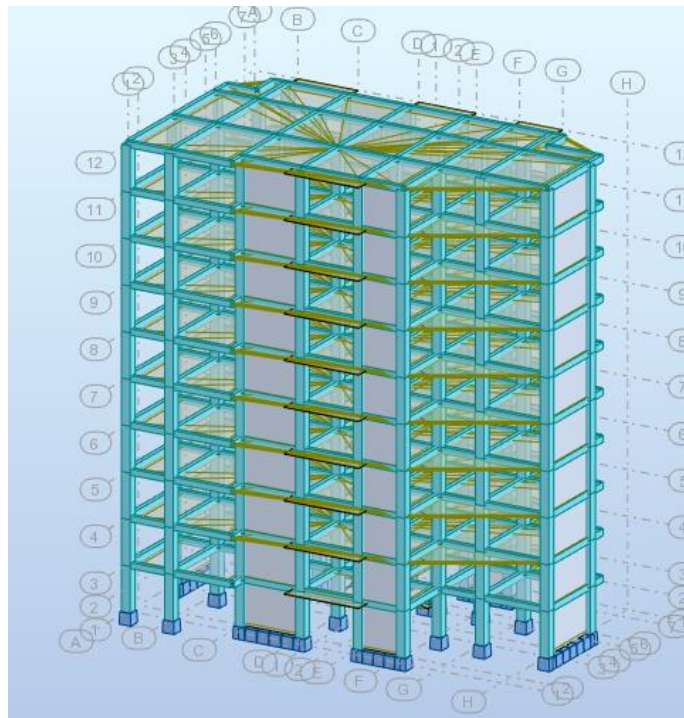


Figure IV 1 : Vue 3D

IV.1.4.5. Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

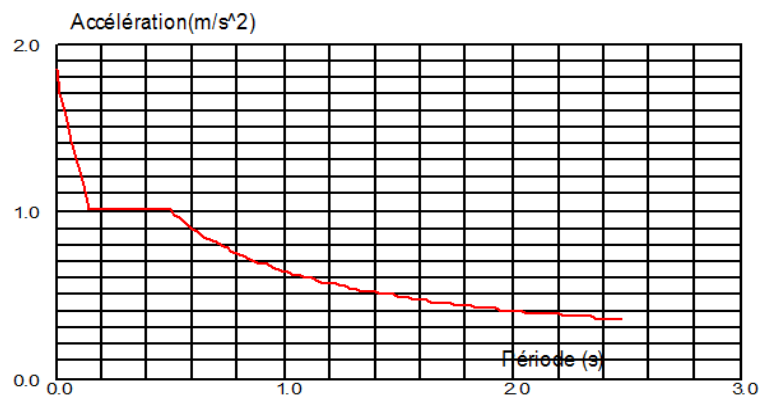


Figure IV 2 : Courbe de spectre de réponse

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le **tableau 4.2 du RPA99**

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense :

$$\text{Donc } \xi = 7 \% \implies \eta = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.88 > 0.7$$

R : coefficient de comportement de la structure donnée par le **tableau 4.3 du RPA99**, en fonction de système de contreventement.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV.1.5. Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et interprétations :

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

1^{er} disposition :

La structure initiale est présentée dans la figure suivante :

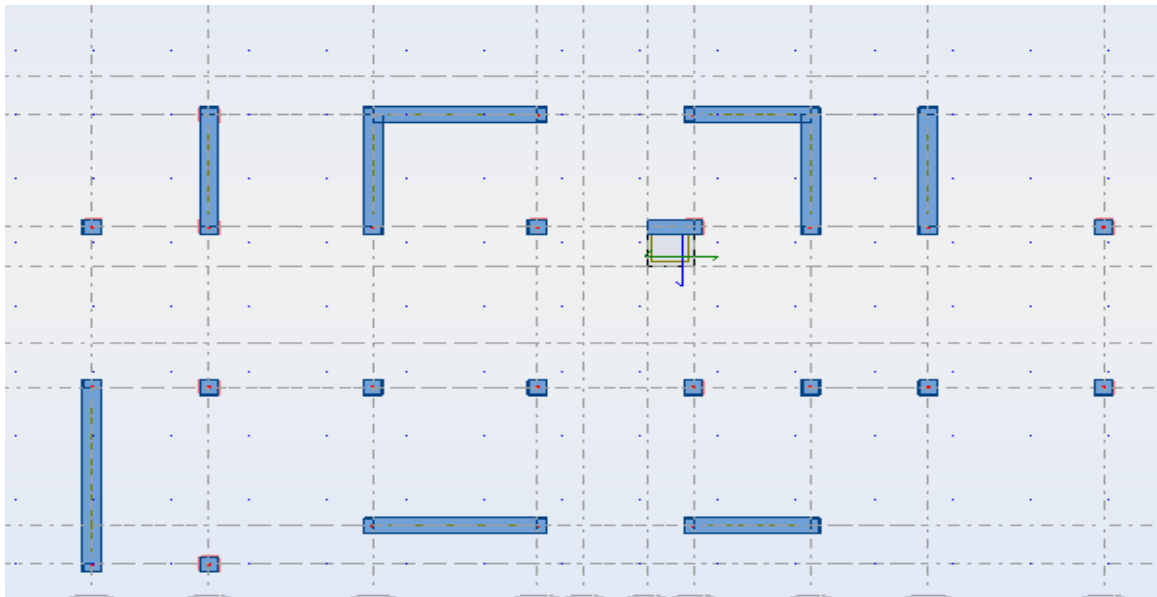


Figure IV 3 : Disposition des voiles (1ère variante).

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV 1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle (1ère variante)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
7/ 1	1.18	0.85	15.48	39.65	15.48	39.65
7/ 2	1.27	0.78	68.48	56.07	53.01	16.42
7/ 3	1.82	0.55	70.58	66.68	2.10	10.60
7/ 4	2.36	0.42	70.88	67.39	0.30	0.72
7/ 5	2.66	0.38	70.88	68.20	0.00	0.81
7/ 6	3.10	0.32	75.73	68.83	4.85	0.63
7/ 7	3.33	0.30	76.24	69.18	0.51	0.35
7/ 8	3.59	0.28	83.67	70.12	7.43	0.94
7/ 9	3.74	0.27	83.67	78.75	0.00	8.63
7/ 10	4.43	0.23	84.33	78.96	0.66	0.21

➤ **Interprétation des résultats :**

D'après l'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous interprétons les résultats obtenus comme suit :

1. La période fondamentale de la structure $T_y=0.85$ sec.
2. le premier mode est un mode de la translation selon l'axe **Y**, avec mobilisation de **39,65 %** de la masse modale couplé avec la torsion.
3. le deuxième mode ($T_x= 0.78$ sec) est un mode de translation dans le sens **X**, avec mobilisation de **53,01 %** de la masse modale couplé avec la torsion.
4. Le troisième mode est un mode de torsion avec une translation à l'axe **Y** avec $U_Y = 10,60 \%$ de la masse totale.

Conclusion :

La structure présente une instabilité vis-à-vis de la torsion, et pour cette raison on doit changer la disposition de certains voiles et ajouter d'autres pour rapprocher le centre de torsion au centre de masse.

2^{eme} disposition :

On propose une autre fois de change la section du poteau (on prend 60x60 cm²) et l'emplacement de certains voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, les résultats obtenus avec la nouvelle conception sont les suivants :



Figure IV 4 : Disposition des voiles (2ème variante).

Après le calcul on obtient les résultats suivants :

Tableau IV 2 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle (2ème variante).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
7/ 1	1.39	0.72	0.25	67.80	0.25	67.80
7/ 2	1.49	0.67	69.26	68.08	69.01	0.27
7/ 3	2.04	0.49	69.28	69.20	0.02	1.13
7/ 4	5.73	0.17	69.32	87.36	0.04	18.16
7/ 5	6.07	0.16	86.90	87.41	17.57	0.05
7/ 6	8.96	0.11	86.94	87.44	0.05	0.03
7/ 7	12.33	0.08	87.00	93.87	0.05	6.43
7/ 8	12.49	0.08	92.67	93.94	5.68	0.06
7/ 9	12.98	0.08	92.90	93.94	0.22	0.00
7/ 10	13.31	0.08	93.23	93.94	0.33	0.00

➤ **Interprétation des résultats :**

D’après l’analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous interprétons les résultats obtenus comme suit :

1. La période fondamentale de la structure **Ty=0.72** sec.
2. le premier mode est un mode de la translation selon l’axe **Y**, avec mobilisation de **67,80%** de la masse totale de la structure.
3. le deuxième mode (Tx = 0.67 sec) est un mode de translation dans le sens X, avec mobilisation de **69,01 %** de la masse totale de la structure.
4. Le troisième mode est un mode de torsion pure.
5. Il faut **8** modes pour mobiliser plus de 90 % de la participation des masses modales exigée par le règlement [RPA99/Version2003 (Art. 4.3.4 -a)].

Conclusion :

Parmi la proposition de conception précédentes, nous retenons pour la suite des calculs la deuxième proposition qui donne des modes et des formes propres satisfaisants.

Les modes propres :

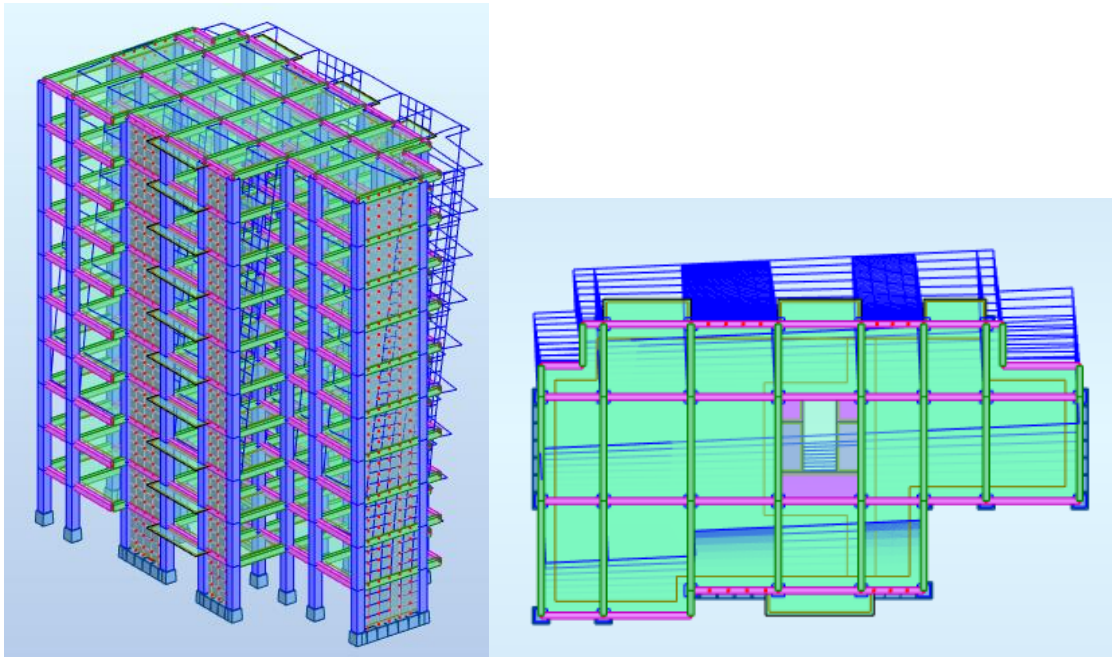


Figure IV 5 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (2eme variante).

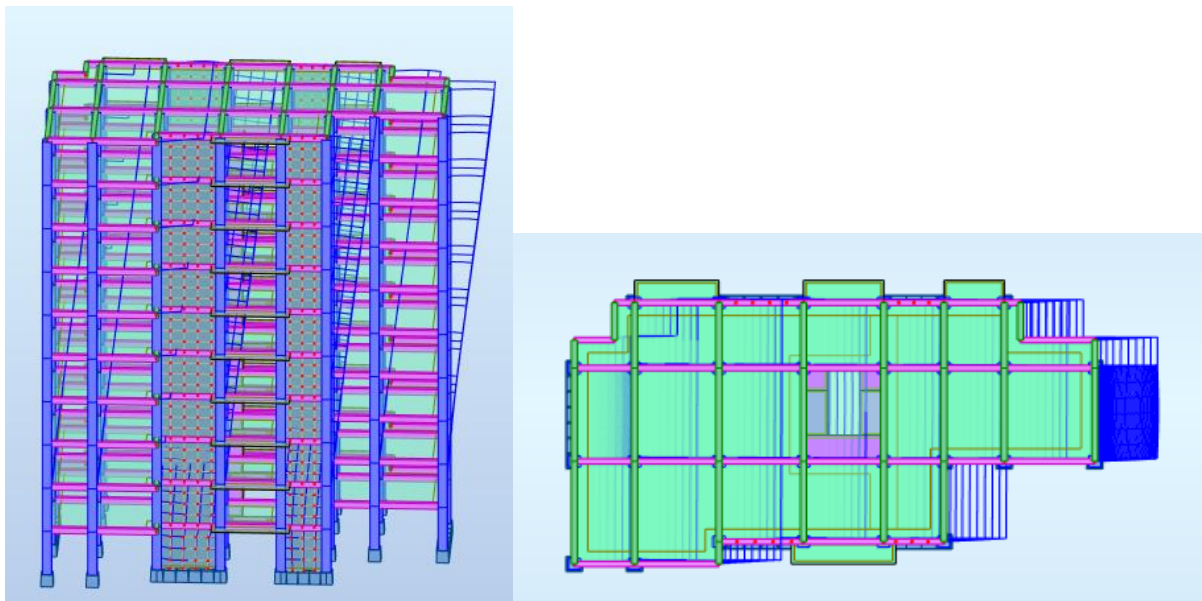


Figure IV 6 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (2eme variante).

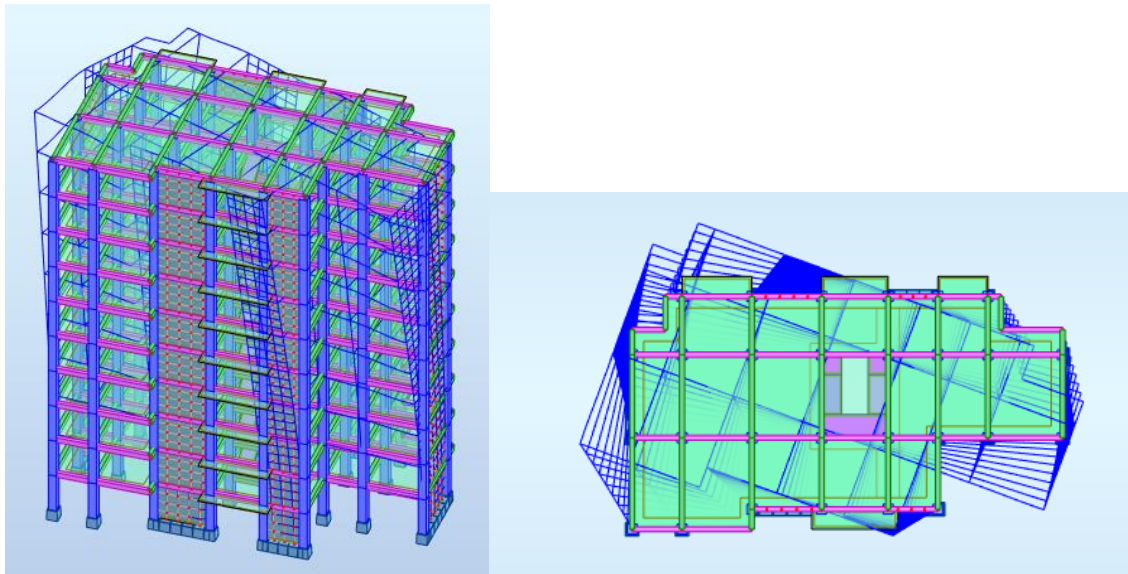


Figure IV 7 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (2emevariante)

IV.1.6. Vérification du système de contreventement :

- Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques, dans ce système de contreventement :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau IV 3 : Les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

FX [KN]	FX sur les poteaux [KN]	FY [KN]	FY sur les poteaux [KN]	FZ [KN]	FZ sur les voiles [KN]
2000.06	874.58	1894.30	800.72	38472.96	7529.39

- Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a) :

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{7529.39}{38472.96} = 19.57 \% \leq 20\% \Rightarrow \text{(Condition Vérifiée)}$$

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{874.58}{2000.06} = 43.72 \% > 25 \% \Rightarrow \text{(Condition Vérifiée)}$$

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{800.72}{1894.30} = 42.27 \% > 25\% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

Les conditions de l'interaction portique-voile est vérifiées donc la structure est à contreventement **Mixte** et le facteur de comportement est égal à 5.

IV.1.7. Calcul des actions sismiques selon Méthode Statique Equivalente :

- L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 :
En fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type *III* et un Groupe d'usage 2.

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	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

Nous trouverons : **A = 0.15**

- **η : facteur de correction d'amortissement** (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le **tableau 4.2 du RPA99**

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense :

$$\text{Donc : } \xi = 7 \% \implies \eta = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.88 > 0.7$$

- **Vérification de la période :**

La formule empirique donnant la période fondamentale est donnée par la formule suivante :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

h_N : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 30.60 \text{ m.}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\implies C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (30.6)^{3/4} = 0.65 \text{ s.}$$

D'autre part on a :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

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

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{25.9}} = 0.54 \text{ sec}$$

$$T_x = \min (0.65\text{s}; 0.54\text{s}) = 0.54\text{s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{14}} = 0.74sec$$

$$T_y = \min (0.65s ; 0.74s) = 0.65s$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où

▪ **Sens (Y- Y) :**

$$\frac{T_{y(dyn)}}{T_{y(stat)}} = \frac{0.72}{0.65} = 1.1 < 1.3 \quad T_{y(dyn)} = 0.845sec$$

▪ **Sens (X- X) :**

$$\frac{T_{x(dyn)}}{T_{x(stat)}} = \frac{0.67}{0.54} = 1.24 < 1.3 \quad T_{y(dyn)} = 0.702sec$$

- **R : coefficient de comportement de la structure**, donné par le tableau 4.3 (RPA99) Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction $\implies R=5$.

- **Q : Le facteur de qualité**

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma Pq$

Tableau IV 4 : valeurs des pénalités Pq

Critère de qualité "q"	Pq
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05 (N/Observé)
2- Redondance en plan	0.05 (N/Observé)
3 - Régularité en plan	0.05 (N/Observé)
4 - Régularité en élévation	0 (Observé)
5 - Contrôle de la qualité des matériaux	0.05 (N/observé)
6 - Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1 (N/observé)
Valeur de Q	1.15

Donc : $Q=1.15$

- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{formule 4-5 R.P.A2003})$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Pour un bâtiment d'habitation : $\beta = 0.20$

Etage	Poids
RDC	353671.25
Etage 01	353671.25
Etage 02	353671.25
Etage 03	353671.25
Etage 04	353671.25
Etage 05	353671.25
Etage 06	353671.25
Etage 07	353671.25
Etage 08	3536.7125
Etage 09	3869.8035
Totale	35367.125

Donc $W = \sum w_i = 356712.5(Kg)$

- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

Avec T_1 ; T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site meuble S3) :

$T_1(S3) = 0.15sec$

$T_2(S3) = 0.5sec$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

- Sens longitudinal : $T_x = 0.67 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)
- Sens transversal : $T_y = 0.72 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5 \times 0.882 \times (0.50/0.67)^{2/3} = 1.81 \\ D_y = 2.5 \times 0.882 \times (0.50/0.72)^{2/3} = 1.73 \end{array} \right.$$

Résumé des résultats :

Tableau IV 5 : Les résultats des forces sismiques.

	A	D	R	Q	W(t)	Vst (t)	Vdny(t)		
Sens longitudinal	0.15	1.81	5	1.15	3570.022	222.929999	200.006	0.897	C.v
Sens transversal	0.15	1.73	5	1.15	3570.022	213.076739	189.430	0.89	C.v

IV.1.7.1. L'effort sismique a la base VT :

IV.1.7.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5. RPA99_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{array} \right.$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)}$$

Avec :

Fi : Effort horizontal revenant au niveau i.

hi : Niveau du plancher ou s'exerce la force i.

hj : Niveau du plancher quelconque i.

Wi, Wj : Poids revenant

Sens X :

Tableau IV 6 : Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (X-X) au niveau de chaque étage

		Hi	Hi*w	V	Ft	Fi
Rdc	3536.7125	3.06	10822.34025	200.006	10.0803024	3.575251
1	3536.7125	6.12	21644.6805	200.006	10.0803024	7.150502
2	3536.7125	9.18	32467.02075	200.006	10.0803024	10.72575
3	3536.7125	12.24	43289.361	200.006	10.0803024	14.301
4	3536.7125	15.3	54111.70125	200.006	10.0803024	17.87625
5	3536.7125	18.36	64934.0415	200.006	10.0803024	21.4515
6	3536.7125	21.42	75756.38175	200.006	10.0803024	25.02676
7	3536.7125	24.48	86578.722	200.006	10.0803024	28.60201
8	3536.7125	27.54	97401.06225	200.006	10.0803024	32.17726
9	3869.8035	30.6	118415.9871	200.006	10.0803024	39.11971
		Totale	60249.47772			200.006

Sens Y :

Tableau IV 7 : Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques(Y-Y) au niveau de chaque étage.

		Hi	Hi*w	V	Ft	Fi
Rdc	3536.7125	3.06	10822.34025	189.430	9.547272	3.215533
1	3536.7125	6.12	21644.6805	189.430	9.547272	6.431066
2	3536.7125	9.18	32467.02075	189.430	9.547272	9.646599
3	3536.7125	12.24	43289.361	189.430	9.547272	12.86213
4	3536.7125	15.3	54111.70125	189.430	9.547272	16.07766
5	3536.7125	18.36	64934.0415	189.430	9.547272	19.2932
6	3536.7125	21.42	75756.38175	189.430	9.547272	22.50873
7	3536.7125	24.5	86578.722	189.430	9.547272	25.72426
8	3536.7125	27.54	97401.06225	189.430	9.547272	28.9398
9	3869.8035	30.6	118415.9871	189.430	9.547272	35.18375
		Totale	605421.2984			179.8827

IV.1.7.3. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_k : Déplacement Horizontal à chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement (R= 5).

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

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

(L'article 5.10) du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_K \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : h_e : étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_K \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à (1% $h_e = 0,01 h_e$).

- **Sens Longitudinal :**
-

Tableau IV 8 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (XX).

Etage	δ_{ekx} 1[cm]	$\delta_K = dr Ux$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0.2	0.2	3.06	CV
1	0.6	0.4	3.06	CV
2	1.2	0.6	3.06	CV
3	1.9	0.7	3.06	CV
4	2.6	0.7	3.06	CV
5	3.4	0.8	3.06	CV
6	4.1	0.8	3.06	CV
7	4.9	0.7	3.06	CV
8	5.6	0.7	3.06	CV

9	6.3	0.7	3.06	CV
----------	-----	-----	-------------	-----------

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06\text{cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06\text{cm} \end{array} \right.$$

• **Sens Transversal :**

Tableau IV 9 : Les Déplacements Dus aux Force Sismiques au sens (YY).

Etage	δ_{ky} [cm]	$\delta_K = dr Uy$ [cm]	$\Delta_{adm} = 1\% he$ [cm]	$\delta_K < \Delta_{adm}$
RDC	0.2	0.2	3.06	CV
1	0.7	0.5	3.06	CV
2	1.3	0.6	3.06	CV
3	2.0	0.7	3.06	CV
4	2.8	0.8	3.06	CV
5	3.6	0.8	3.06	CV
6	4.4	0.8	3.06	CV
7	5.3	0.8	3.06	CV
8	6.0	0.8	3.06	CV
9	6.8	0.7	3.06	CV

Donc : Les Déplacements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (**Article : 5.10**) du RPA99-v2003 set **Vérifié**.

V.1.7.4. Vérification vis-à-vis De L'effet P-Δ : RPA99-v2003 (Art :5.9) (Page : 63).

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

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k : Hauteur de l'étage k

Sens Longitudinal :

Tableau IV 10 : Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_x [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
9	386.98035	386.98035	0.007	45.871	3.06	0.0192987	CV
8	353.67125	353.67125	0.007	80.691	3.06	0.0100265	CV
7	353.67125	353.67125	0.007	108.029	3.06	0.0074892	CV
6	353.67125	353.67125	0.008	130.879	3.06	0.0070648	CV
5	353.67125	353.67125	0.008	150.485	3.06	0.0061443	CV
4	353.67125	353.67125	0.007	166.523	3.06	0.0048585	CV
3	353.67125	353.67125	0.007	179.213	3.06	0.0045145	CV
2	353.67125	353.67125	0.006	189.292	3.06	0.0036635	CV
1	353.67125	353.67125	0.004	196.456	3.06	0.0023533	CV
RDC	353.67125	353.67125	0.002	200.006	3.06	0.0011558	CV

Sens Transversal :

Tableau IV 11 : Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Transversal>.

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_y [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
9	386.98035	386.98035	0.007	44.679	3.06	0.0198135	CV
8	353.67125	353.67125	0.008	77.262	3.06	0.0119675	CV
7	353.67125	353.67125	0.008	102.184	3.06	0.0090487	CV
6	353.67125	353.67125	0.008	123.19	3.06	0.0075057	CV
5	353.67125	353.67125	0.008	141.536	3.06	0.0065328	CV
4	353.67125	353.67125	0.008	156.489	3.06	0.0059086	CV
3	353.67125	353.67125	0.007	168.311	3.06	0.0048069	CV
2	353.67125	353.67125	0.006	178.194	3.06	0.0038917	CV
1	353.67125	353.67125	0.005	185.818	3.06	0.00311	CV
RDC	353.67125	353.67125	0.002	189.43	3.06	0.0012203	CV

Alors : $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

IV.1.7.5. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure :

a) Centre de masse :

Définition :

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). Il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} ; Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

- Position du centre de masse :

b) Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

1) Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.

2) Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

c) **Excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivant x.

e_y : Excentricité théorique suivant y.

d) **L'excentricité accidentelle : RPA99-v2003 (Art : 4.3.7)**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Sens X-X :

$$e_{ax} = 0.05 L_x \text{ avec : } L_x = 25.90 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad e_{ax} = 1.3 \text{ m}$$

Sens Y-Y :

$$e_{ay} = 0.05 L_y \text{ avec : } L_y = 13.50 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad e_{ay} = 0.675 \text{ m}$$

	Centre de masse		Centre de rigidite		Excentricite		Excenticite	
	G		R		accidentale		calcule	
	X	Y	X	y	Ex	EY	Ex	Ey
Rdc	11.85	7.67	12.91	7.61	1.06	0.07	1.3	6.75
01	11.85	7.67	12.91	7.61	1.06	0.07	1.3	6.75
02	11.85	7.67	12.91	7.61	1.06	0.07	1.3	6.75
03	11.85	7.67	12.91	7.61	1.06	0.07	1.3	6.75
04	11.85	7.67	12.91	7.61	1.06	0.07	1.3	6.75
05	11.85	7.67	12.91	7.61	1.06	0.07	1.3	6.75
06	11.85	7.67	12.91	7.61	1.06	0.07	1.3	6.75
07	11.85	7.67	12.91	7.61	1.06	0.07	1.3	6.75
08	11.85	7.67	12.91	7.61	1.06	0.07	1.3	6.75
09	11.80	7.69	12.91	7.61	1.11	0.08	1.3	6.75

V.1.7.6. Vérification au Renversement :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L / 2$$

W : le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). $L=20.05m$.

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens Longitudinal :**

$$M_s = W \times L / 2 = 3570.0216 \times 25.90 / 2 = 46231.7797 \text{ t.m}$$

Tableau IV 12 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens (XX).

Etage	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
RDC	3.575251	3.06	10.9402681
1	7.150502	6.12	43.7610722
2	10.72575	9.18	98.462385
3	14.301	12.24	175.04424
4	17.87625	15.3	273.506625
5	21.4515	18.36	393.84954
6	25.02676	21.42	536.073199
7	28.60201	24.48	700.177205
8	32.17726	27.54	886.16174
9	39.11971	30.6	1197.06313
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			4315.0394

Vérfications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{46231.7797}{4315.03} = 10.71 > 1.5 \Rightarrow (C.V)$

- **Sens Transversal :**

$MS=W \times L/2 = 3570.0216 \times 13.5/2 = 24097.6458t.m$

Tableau IV 13 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens (YY).

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
RDC	3.21553287	3.06	9.83953059
1	6.43106575	6.12	39.3581224
2	9.64659862	9.18	88.5557754
3	12.8621315	12.24	157.43249
4	16.0776644	15.3	245.988265
5	19.2931972	18.36	354.223101
6	22.5087301	21.42	482.136999
7	25.724263	24.48	629.729958
8	28.9397959	27.54	797.001978
9	35.1837487	30.6	1076.62271
M_{ry} = ∑ F_i × h_i =			3880.8889

Vérfications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{24097.65}{3880.8889} = 6.21 > 1.5 \Rightarrow (C.V)$

Donc : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.1.7.6. Vérification de l'effort normal réduit : RPA99 V2003 (art 7.1.3.3)

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.03$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

F_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV 14 : Vérification des efforts normaux réduits.

Combinations	B _c (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
G+Q+EX	60×60	2210.85	0.2456	CV
G+Q+EY	60×60	2621.59	0.291	CV
0.8G +EX	60×60	1962.89	0.218	CV
0.8G +EY	60×60	2426.25	0.27	CV

IV.1.8. Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique. Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2014 (différentes sollicitations des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction :

Les critères de sécurité de la structure vis-à-vis de l'action sismique qui englobent la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme doivent être satisfait simultanément. La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

V.2. Combinaisons des charges :

Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

- $1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L. U
- $G + Q$ à l'E.L. S

Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

- $0.8 \times G \pm E$
- $G + Q + E$

- Pour le portique:

- Les poteaux:

À l'ELU: $1,35G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS: $G + Q$

$G + Q \pm E$ (RPA99 V2003)

$0,8 G \pm E$

Sachant que :

- La combinaison ($0.8G \pm E$) donne un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{min}, M_{corr}).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

- Les poutres :

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS :

$G + Q \pm E$ (RPA99 v2003)

$0,8G \pm E$

- La combinaison $(G + Q \pm E)$ donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison $(0.8G \pm E)$ donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

- **Les voiles :**

$G + Q \pm E$(RPA99v2003)

$0.8G \pm E$

V.3. Ferrailage des éléments porteurs :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**

V.3.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

❖ **Calcul du ferrailage :**

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

- Le Moment fictif :

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$A = A^f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

- Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

Selon le BAEL :

-ELU : 1,35G + 1,5 Q

-EL. S : G + Q

• Selon le RPA99 :

- G + Q ± E (M_{max} → N_{corr})

- 0,8 G ± E (N_{min} → M_{corr})

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

- Recommandation de (RPA 2003) :

1/ Pourcentage minimal (**zone II**) : **0,8 %**

2/ Pourcentage maximal : **4 %** en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : **12mm**.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm (zone II)**

Armatures transversales :

➤ **BAEL91** :(art A.8.1, 3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3}$

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t * b_1}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.8\%$

Si : **3 < λ_g < 5** interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$)

➤ **RPA99(VER2003)** :

1/ Les armatures transversales. Des poteaux sont calculés par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * v_u}{h_1 * f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si} \quad \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si} \quad \lambda_g < 5$$

S_t: est l'espacement des armatures transversales

- **La zone nodale** : $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- **La zone courante** : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

-**Combinaison de calcul** :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

D'après le **(RPA99ver 2003) art.5.2**

$$- G + Q \pm E \dots\dots\dots (5-1)$$

$$- 0.8 G \pm E \dots\dots\dots (5-2)$$

D'après le BAEL 91 : $1.35 G + 1.5 Q$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N_{max} : $M^{\text{correspondant}}$

N_{min} : $M^{\text{correspondant}}$

M_{max} : $N^{\text{correspondant}}$

-Exemple de calcul :

Soit le poteau du RDC (dimension 60×60) :

$c = c' = 4\text{cm}$; $s = 60 \times 60(\text{cm})$; acier $F_e E400$; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

$f_{bu} = 0.85 f_{c28}$; $\gamma_b = 14.2 \text{ Mpa}$; $L = 3.06\text{m}$: hauteur totale du Poteau.

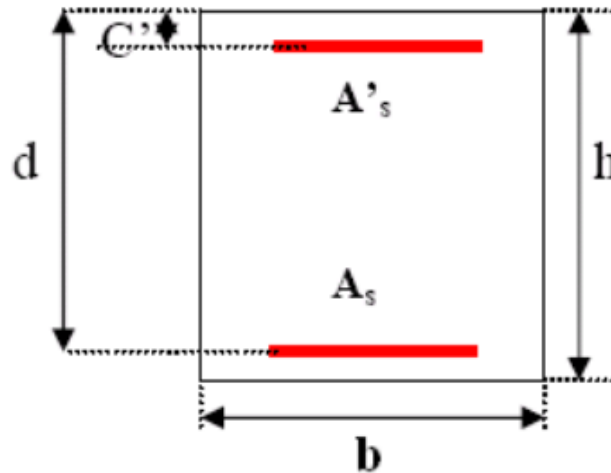


Figure V 1 : schéma de poteaux

❖ Poteaux de section : (60 cm×60 cm)

ELU		G+Q±E		0,8G+E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.m)	M _{MAX} (KN.M)	N _{CO R} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.M)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)
2439.28	6.36	133.57	148	-22.23	2.66	1777.61	4.60

-Ferrailage longitudinal :

❖ (ELU) :

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article.A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_2$; $e_1 = e_a + e_0$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; 1,224)$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = \frac{0.03}{2439.28} = 0.0000122 \text{ m} = 0.00122 \text{ cm}$$

$$-e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.00122 = 2.00122 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$l_f / h < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

-l : hauteur totale du Poteau.

-l_f : longueur de flambement du poteau

-h : longueur de section de poteau (60 × 60) cm² ⇒ h = b = 60 cm

$$-l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.142}{0.60} = 3.57 < \max(15, 0.40)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2.124}{0.60} = 12.36$$

$$\lambda \leq 50 \quad \text{si} \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right)} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\left(\frac{12.36}{35} \right)^2 \right)} = 0.82$$

ϕ : Généralement égal à 2

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

$$e_2 = \frac{3 * (2.142)^2}{10^4 * 0.60} \times (2 + 0.82 * 2) \Rightarrow e_2 = 0.0083 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.00122 + 0.83 = 2.80 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corr}} = N_{\text{utm}} \times e = 2439.28 * 0.0283 = 69.03 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 2424.58 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 69.03 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow A = (0.337 h - 0.81 c') * b * h * \sigma_b$$

$$\Rightarrow A = (0.337 * 0.60 - 0.81 * 0.04) * 0.60 * 0.60 * 14.2 = 0.86 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 69.03 + 2439.28 \times (0.56 - 0.6/2) = 703.24 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = (2439.28 \times (0.56 - 0.04) - 703.24) \times 0.001 = 0.56 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée

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

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{703240}{14.2 * 60 * 56^2} = 0.26$$

$$\mu = 0.26 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.26}) = 0.384$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_\mu) = (1 - 0.4 * 0.384) = 0.846$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b * \beta * d} = \frac{703240}{348 * 0.846 * 56} = 42.61 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 * \bar{\sigma}_s} = 42.61 - \frac{2439280}{100 * 348} = -27.48 \text{ cm}^2 = 0$$

Alors **A=0** \Rightarrow Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on pas besoin à des armatures de compression.

❖ **G+Q+E:**

$$\begin{cases} M_{max} = 133.57 \text{ KN.m} \\ N_{cor} = 148 \text{ KN} \end{cases}$$

$$-e_a = \max\left(2 \text{ cm} , \frac{L}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm} ; 1,224)$$

$$-e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = \frac{133.57}{148} = 0.9025 \text{ m} = 90.25 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 90.25 = 92.25 \text{ cm}$$

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

$$-e_2 = \frac{3 * (2.142)^2}{10^4 * 0.60} \times (2 + 0.74 * 2) \Rightarrow e_2 = 0.008 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 92.25 + 0.8 = 93.05 \text{ cm}$$

$$M_{corr} = N_{utm} \times e = 133.57 * 0.9305 = 124.28 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_{max} = 133.57 \text{ KN} \\ M_{cor} = 124.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = (0.337 h - 0.81 c') * b * h * \sigma_b$$

$$\Rightarrow A = (0.337 * 0.60 - 0.81 * 0.04) * 0.60 * 0.60 * 18.5 = 1.13 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 124.28 + 133.57 * (0.56 - 0.6/2) = 159.00 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = (133.57 * (0.56 - 0.04) - 159.00) * 0.001 = -0.089 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} , \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \Leftrightarrow \textit{situation - accidentelle.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{159000}{18.5 * 60 * 56^2} = 0.045$$

$$\mu = 0.045 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.21}) = 0.0575$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_\mu) = (1 - 0.4 * 0.298) = 0.977$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b * \beta * d} = \frac{159000}{400 * 0.977 * 56} = 7.26 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 * \bar{\sigma}_s} = 7.26 - \frac{133570}{100 * 400} = 3.92 \text{ cm}^2$$

❖ **0.8G±E :**

$$\begin{cases} N_{min} = 22.23 \text{ KN} \\ M_{cor} = 2.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$-e_a = \max\left(2 \text{ cm} , \frac{L}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm} ; 1,224)$$

$$-e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = \frac{2.66}{22.23} = 0.11 \text{ m} = 11 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 11 = 13 \text{ cm}$$

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

$$-e_2 = \frac{3 * (2.142)^2}{10^4 * 0.60} \times (2 + 0.74 * 2) \Rightarrow e_2 = 0.008 \text{ m}$$

$$- e = e_1 + e_2 = 13 + 0.8 = 13.8 \text{ cm}$$

$$- M_{\text{corr}} = N_{\text{utm}} \times e = 22.23 * 13.8 = 306.77 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_{\text{min}} = 22.23 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 306.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = (0.337 h - 0.81 c') * b * h * \sigma_b$$

$$\Rightarrow A = (0.337 * 0.60 - 0.81 * 0.04) * 0.60 * 0.60 * 18.5 = 1.13 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 306.77 + 22.23 * (0.56 - 0.6/2) = 312.55 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = (22.23 * (0.56 - 0.04) - 312.55) * 0.001 = -0.30 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} , \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \Leftrightarrow \textit{situation - accidentelle.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{312550}{18.5 * 60 * 56^2} = 0.089$$

$$\mu = 0.089 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.089}) = 0.11$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_\mu) = (1 - 0.4 * 0.0484) = 0.956$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b * \beta * d} = \frac{312550}{400 * 0.956 * 56} = 14.59 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 * \bar{\sigma}_s} = 14.59 - \frac{22230}{100 * 400} = 14.03 \text{ cm}^2 = 0$$

- Vérification des sections : RPA (99ver2003)

❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\text{min}} = 0.8\% (h \times b) = 0.008(60 \times 60) = 28.8 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone II})$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\text{min}} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 60 * 56 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 4.06 \text{ cm}^2$$

Tableau V 1 : Les choisit des sections

	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
ELU	-27.29	28.8	4.06	8HA20+4HA12 = 29.65
G+Q+E	3.92			
0.8G+E	14.03			

- Vérification à L'ELS :

-Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser}) la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

-la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

➤ Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$\begin{cases} N_{ser} = 1777.61 \text{ KN} \\ M_{ser} = 4.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_0 = \frac{4.60}{1777.61} = 0.00258 \text{ m} = 0.258 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.258 < \frac{h}{6} = 10$$

✓ La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$
Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 60 \times 60 + 15(31.29) = 4069.35$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b * h^2}{2} + 15 * (A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{4069.35} \left[\frac{60 * 60^2}{2} + 15 * (15.64 * 4 + 15.64 * 56) \right] \Rightarrow v_1 = 30 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 60 - 30 = 30 \text{ cm} - I_{xx}$$

$$= \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 * (A_1 * ((v_1 - c_1)^2) + A_2 * ((v_2 - c_2)^2))$$

$$-I_{xx} = \frac{60}{3} (30^3 + 30^3) + 15 * (15.64 * ((30 - 4)^2) + 15.64 * ((30 - 4)^2))$$

$$-I_{xx} = 1397179.2 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_g}{I_{xx}}$$

M_g : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_g: 4.60 \text{ KN.m} = 4600 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 * B_0} = \frac{1777610}{100 * 4046.7} = 4.39 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_g}{I_{xx}} = \frac{4600}{1397179.2} = 0.00329$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K * v_1 = 4.39 + 0.00329 * 30 = 4.48 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 4.48 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$-\sigma_s^1 = 15[\sigma + K(v_1 - c')] = 15[4.39 + 0.00329(30 - 4)] = 67.13 \text{ MPa}$$

$$-\sigma_s^2 = 15[\sigma - K(d - v)] = 15[4.39 - 0.00329(56 - 30)] = 64.56 \text{ MPa}$$

$$-\sigma_s^1 = 67.13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots (cv)$$

$$-\sigma_s^2 = 64.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots (cv)$$

◆ **Armatures transversales :**

➤ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max

$$V_{max} = 40.10 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V}{b * d} = \frac{35030}{600 * 560} = 0.119 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(0.2 * \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.104 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (cv)$$

❖ **Calcul d'armature transversal:**

Selon (**RPA99 version 2003**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{f_e * h}$

-**V_u** : est l'effort tranchant de calcul.

-**h** : Hauteur totale de la section brute.

-**f_e** : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 235MPa).

-**ρ_a** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5$$

-**λ_g** : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau (l_f = 0.7×L)

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.60} \quad \text{ou} \quad \frac{2.142}{0.60} \right) \Rightarrow \lambda_g = 3.57 < 5 \quad \text{alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003. [Art.7.4.2.2]

❖ **La zone nodale :**

$S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ **En zone II** **RPA99/ver2003. [Art .7.4.2.2]**

en prend t =10 cm

❖ **La zone courante :** (S_t ≤ 15φ_l) **En zone II** **RPA99/ver2003. [Art .7.4.2.2]**

φ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : **S_t=10 cm** en zone nodale et **S_t=15 cm** dans la zone courante

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a * V_u}{h * f_e} * S_t = \frac{3.75 * 40100 * 0.1}{60 * 400} = 0.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0.62 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a * V_u}{h * f_e} * S_t = \frac{3.75 * 40100 * 0.15}{60 * 400} = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.94 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

- **RPA99version2003 (7.4.2.2) :**

Soit la quantité d'armature minimale :

$$\frac{A_t}{S_t * b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

- ✓ **Dans la zone nodale** : t=10 cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 * 10 * 60 = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée}$$

- ✓ **Dans la zone courante** : t =15 cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} \geq 3\% \Rightarrow A_t = 0.003 * 15 * 60 = 2.7 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ **Le diamètre des armatures transversales** : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

ϕ_l : 2 cas genrale

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

2/ **leur espacement** :

$S_t \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t = 10 \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 70 \text{ cm})$ Condition Vérifier

- **Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :**

Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

S _{POT} (cm ²)	A _{CAL} (Cm ²)	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
60x60	28.8	8HA20+4HA12	29.65

V.4.Présentation du ferrailage des poteaux :

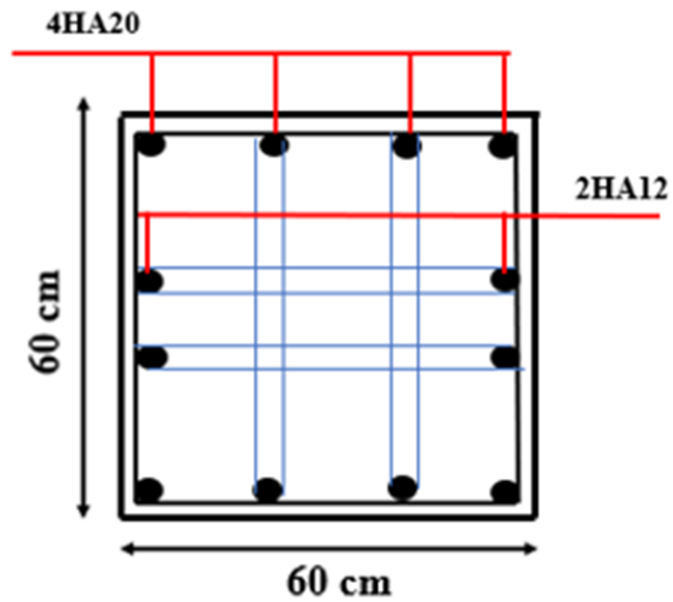


Figure V 2 : Ferrailage des poteaux

V.5.étude des poutres :

V.5.1. Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple .les ferrillage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations (durable et accidentelle).

• En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

• **Selon BAEL91 :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$ en travée.

• **Selon RPA99/2003 :**

$G + Q \pm E$ sur appui

$0.8G \pm E$en travée

• **Recommandation RPA99/version2003:**

-**Les armatures longitudinales :** (RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les fores latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone IIa

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et sur appui pour une situation accidentelle.

• **Ferrailage longitudinale des poutres :**

- **Pour les poutres principales :** $S = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

$$\phi \geq \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} \quad ; \quad c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{4}{2} \Rightarrow c = 3 \text{ cm}$$

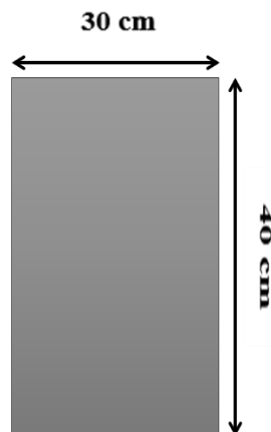


Figure V 3 : section de Poutre. P

- **Pour les poutres secondaires (chinages) :** $S = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

$$\phi \geq \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm} \quad ; \quad c \geq 1 + \frac{\phi}{2} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{3.5}{2} \Rightarrow c = 3 \text{ cm}$$

$$f_{su} = f_e E = 400 \text{ Mpa.}$$

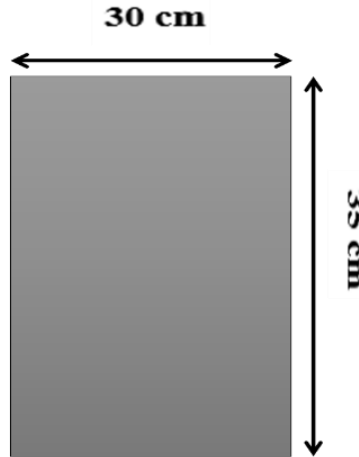


Figure V 4 : section de Poutre. S

- **Vérifications nécessaires pour les poutres :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91. A. 4. 2})$$

$$- A_{min} \geq 0.23 * 30 * 37 * \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$- A_{min} \geq 0.23 * 30 * 32.25 * \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

- **Le pourcentage minimal d'armature :**

Selon BAEL91 :

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 * h * b \quad (\text{BAEL91. B. 6. 4})$$

$$- A_{min}^{BAEL} = 0.001 * 40 * 30 = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$- A_{min}^{BAEL} = 0.001 * 35 * 30 = 1.05 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

Selon RPA99/2003 :

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% * b * h \quad (\text{art. 7. 5. 2. 1})$$

$$- A_{min}^{RPA} = 0.5\% * 30 * 40 = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$- A_{min}^{RPA} = 0.5\% * 30 * 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

Calcul le ferrailage :

-En Travée :

E.L. U : Combinaison (1.35G + 1.5Q).

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} ; \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa} ; \mu < \mu_1 = 0.392 ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) ;$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha ; A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s * \beta * d} ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

Tableau V 2 : Tableau récapitulatif du ferrailage en travée à ELU

	M	μ	μt	A	β	A _{cal}
Poutre principal	49.00	0.084	0.392	0.109	0.956	3.98
Poutre secondaire	48.84	0.110	0.392	0.146	0.942	4.61

E.L.S : Combinaison (G + Q).

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifier :

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

Tableau V 3 : Vérification de la contrainte

	M _U	M _{ser}	A	γ	ᾱ	Condition
Poutre principale	49.00	35.52	0.109	1.37	0.435	Vérifiée
Poutre secondaire	48.84	35.40	0.146	1.37	0.435	Vérifiée

Tableau Récapitulatif :

	A _{cal} (cm ²)	A ^{BAEL} _{min} (cm ²)	A ^{RPA/2} _{min} (cm ²)	A ^{BAEL} _{min} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
Poutre principale	3.98	1.34	6	1.2	6	4HA14 = 6.16
Poutre secondaire	4.61	1.16	5.25	1.05	5.25	4HA14 = 6.16

Sur Appuis :

-Combinaison (G + Q + E) :

Tableau V 4 : ferrailage en appuis à combinaison (G+Q+E)

	M (N.m)	μ	μ_t	A	B	A _{cal} (cm ²)
Poutre principale	84.76	0.145	0.392	0.196	0.922	7.14
Poutre secondaire	74.93	0.169	0.392	0.232	0.907	7.36

Tableau Récapitulatif :

	A _{cal} (cm ²)	A ^{BAEL} _{min} (cm ²)	A ^{RPA/2} _{min} (cm ²)	A ^{BAEL} _{min} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
Poutre principale	7.14	1.34	6	1.2	7.14	4HA16 = 8.04
Poutre secondaire	7.36	1.16	5.25	1.05	7.36	4HA16 = 8.04

➤ **Vérification de la flèche :** BAEL91 (art. B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

• **Poutre principale :**

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0727 \geq 0.0625 \dots \dots \dots (CV)$$

$$-\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.04}{30 * 32} = 0.008 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (CV)$$

• **-Les Poutres Secondaires :**

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0833 \geq 0.0625 \dots \dots \dots (CV)$$

$$-\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.04}{30 * 32} = 0.008 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (CV)$$

• **Ferrailage des armatures transversales :**

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

On doit vérifier que $\tau_{u\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \dots \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

✓ on étudie avec fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

• **Poutre principale :**

$$V_u^{max} = 122.16 \text{ kN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{122160}{300 * 370} = 1.100 \text{ MPa} \leq \text{Min} \{3.33 | 5 \text{ MPa}\} \dots (CV)$$

• **Poutre secondaire :**

$$V_u^{max} = 40.56 \text{ kN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{40560}{300 * 322.5} = 0.41 \text{ MPa} \leq \text{Min} \{3.33 | 5 \text{ MPa}\} \dots (CV)$$

- **Disposition constructives :**

• **En zone nodale:**

$$s_t \leq \min \{ h/4 ; 12\phi_1 \} \quad s_t = 10 \text{ cm}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 \quad \begin{cases} S_{t1} = 40/2 = 20 \text{ cm} \\ S_{t2} = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après BAEL91 art (51.22) :

$$S_t \leq \min \{ 0.9d | 40 \text{ cm} \} \quad \begin{cases} S_{t1} \leq \min \{ 33.3 | 40 \text{ cm} \} \\ S_{t2} \leq \min \{ 29.025 | 40 \text{ cm} \} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_{t1} = S_{t2} = 15 \text{ cm}$$

• **Les armatures transversales :**

➤ **Les Poutres Principale et Poutres Secondaires :**

- **En zone nodale :** RPA99 (v2003) (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l ; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- **En zone courante :** RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S \leq h/2 \rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

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

$$S_t \leq \min (32,85\text{cm} ; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Section minimale des armatures transversales :** BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t * 0,4 * b_0}{f_e} = \frac{12 * 0,4 * 30}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

$$A_t = 0,003 * S_t * b$$

$$A_t = 0,003 * 12 * 30 = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 1,08 = 4\phi_6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

V.6.Présentation du ferrailage :

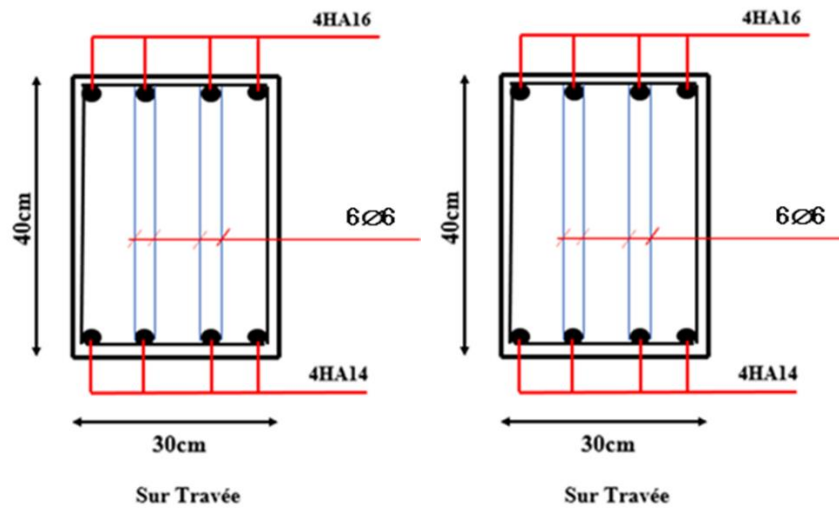


Figure V 5 : Ferrailage des poutres principales

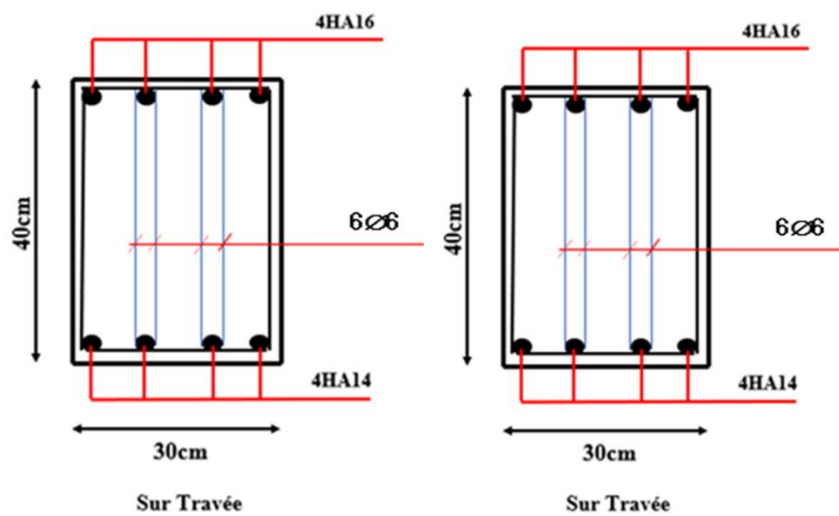


Figure V 6 : Ferrailage des poutres secondaire

V.7.Ferraillage Des Voiles :

V.7.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.7.2 Types d'armatures :

V.7.2.1: Armatures verticales :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la 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.
- 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) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

V.7.2.2 Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø. 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.

Dans le calcul du ferraillage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5a \text{ (a : Epaisseur du voile).}$$

$$S \leq 30\text{cm.}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible .
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges

- **Armatures transversal :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré

V.7.2.3 Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

- **Ferrailage vertical :**

➤ **Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C)

-**Etapas de calcul :**

- **Détermination de la nature de la section :**

Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$)

Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal : $(e = \frac{M}{N})$

- **Calcul des sections suivant leurs natures :**

➤ **Section entièrement tendue :**

$$\begin{cases} a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e \\ a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e \end{cases}$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_u = A' \cdot \sigma_s + A \cdot \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \cdot \sigma_s (d - c)$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_u \cdot a_2}{(a_1 + a_2) \cdot \sigma_{s10\%}} , A = \frac{N_u \cdot a_1}{(a_1 + a_2) \cdot \sigma_{s10\%}}$$

-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimée si :

- **N :** L'effort normal est un effort de compression.
- **C :** Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N * (d - c') - M_A > (0.33h - 0.81d') * b * h^2 * \sigma_{bc}$$

Où : **M_A** : Moment par rapport aux aciers inférieurs

$$N * (d - c') - M_A > (0.33h - 0.81c') * b * h^2 * \sigma_{bc}$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0.5h) * b * h * \sigma_{bc}]}{(d - c') * \sigma_2} \quad \text{Avec} \quad \sigma_2 \Rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U * b * h * \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

- Si $N * (d - c') - M_A > (0.33h - 0.81d') * b * h^2 * \sigma_{bc}$
- Les sections d'armatures sont données par :

$$A=0$$

$$A = \frac{N - (\Psi * b * h * \sigma_{bc})}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.37 + \frac{n * (d - c') - M_A}{b * h^2 * \sigma_{bc}}}{0.875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

➤ la section est partiellement comprimée si :

- **N :** L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.
- **N :** L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N * (d - c') - M_A > (0.33h - 0.81c') * b * h^2 * \sigma_{bc}$$

Où : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad ; \quad A = A'_f - \frac{N}{100 * \bar{\sigma}}$$

-Faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6M}{a.h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6M}{a.h^2} \end{cases} \Rightarrow \text{Pour les voiles pleins}$$

❖ 1ere cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

❖ 2eme cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$

❖ 3eme cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

- $A_{min1}^{RPA} = 0.002 * a * l_t$
- $A_{min2}^{RPA} = 0.0015 * a * h$
- $A_{min3}^{RPA} = 0.001 * a * h$ (en zone courante)

V.7.3. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N = 0,8 N_G \pm N_E$
- $M = 0,8 M_G \pm M_E$

- Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

V.7.4. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

-Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N_{min} = 0.8.N_g + N_e$ ($N_e = 0$ cas des voiles pleins)
- $M = 0.8.M_g + M_e$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

V.7.5. Exemple de Calcul :

La figure suivante représente la disposition des voiles dans notre structure :

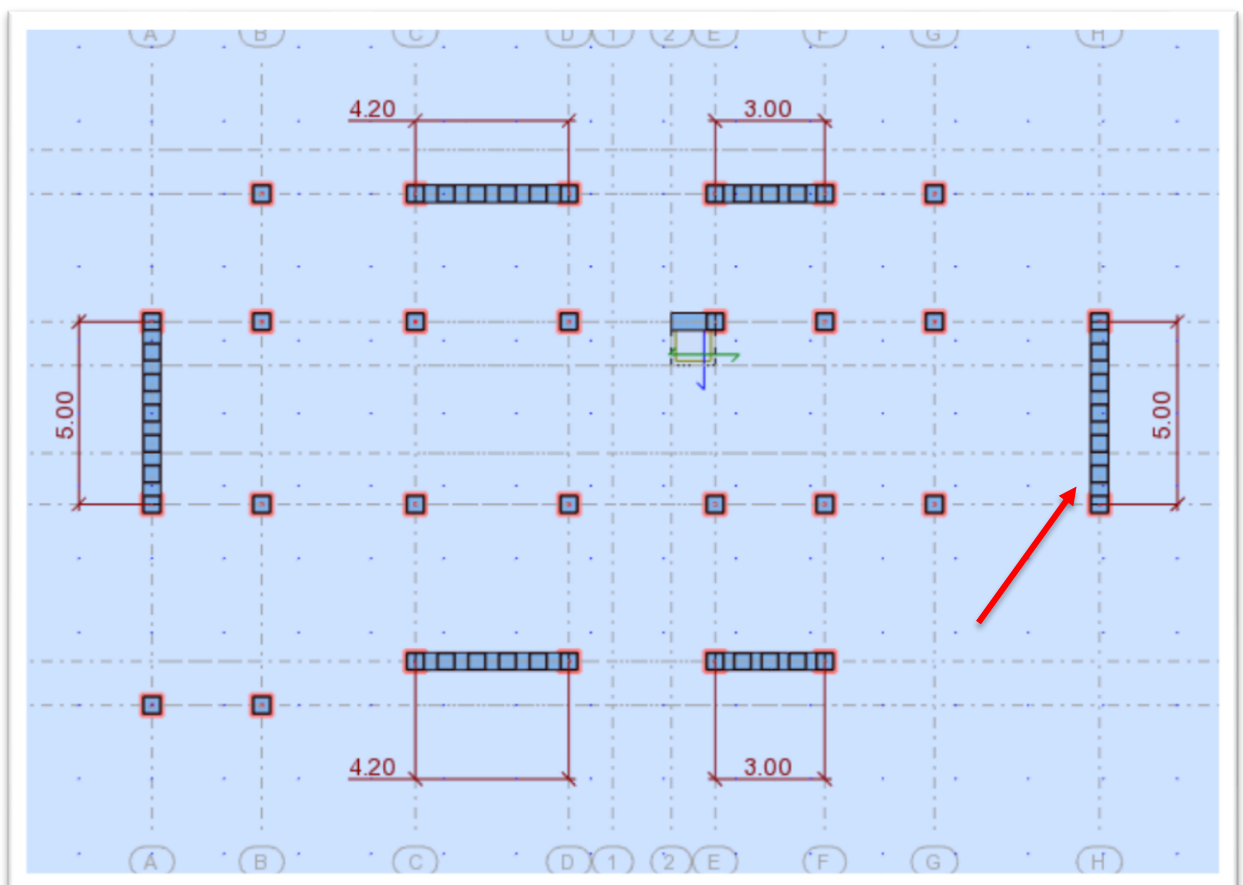


Figure V 7 : Disposition des voiles

➤ **Calcul de la section d'armature** : selon les règles **BAEL 91**

-Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L=5 m)

G+Q+ E

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	847.28	196.29	3066.44

$$\rightarrow M_{max} = 3066.44 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 196.29 \text{ KN}$$

$$h = 5 \text{ m} ; c = 4 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 5 - 0.04 = 4.96 \text{ m} ; a = 0.15 \text{ m}$$

- Détermination de l'excentricité e :

$$-e = \frac{M}{N} = \frac{3066.44}{196.29} = 15.62$$

$$\Rightarrow A = (0.337 h - 0.81 c') * b * h * \sigma_b$$

$$\Rightarrow A = (0.337 * 5 - 0.81 * 0.04) * 0.15 * 5 * 14.2 = 17.60 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 3066.44 + 196.29 * (4.96 - 5/2) = 3549.31 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = (196.29 * (4.96 - 0.04) - 3549.31) * 0.001 = -2.58 \text{ MN.m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement :

$$-\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15 ; \frac{20 * e}{h} \right)$$

$$-\frac{20 * e}{h} = \frac{20 * 15.62}{5} = 62.48$$

$$-\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 * 3.06}{5} = 0.306$$

$$\text{Donc : } \frac{l_f}{h} = 0.306 < 62.48 \dots \dots \dots (\text{cv})$$

V.6 Calcul de ferrailage :

-Calcul des armatures à la flexion simple :

$$-M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$-M_A = 3549.31 + 196.29 \left(4.96 - \frac{5}{2} \right) \Rightarrow M_A = 4032.18 \text{ KN.m}$$

$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa}$ (cas accidentel)

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$ ($\gamma_s = 1$; cas accidentel)

$M_A(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	β	$A_f (\text{cm}^2)$
4032.18	0.051	0.392	0.065	0.974	21.11

-Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 21.11 - \frac{196.29}{100 * 400} = 21.01 \text{ cm}^2$$

-L'armature verticale minimale :

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

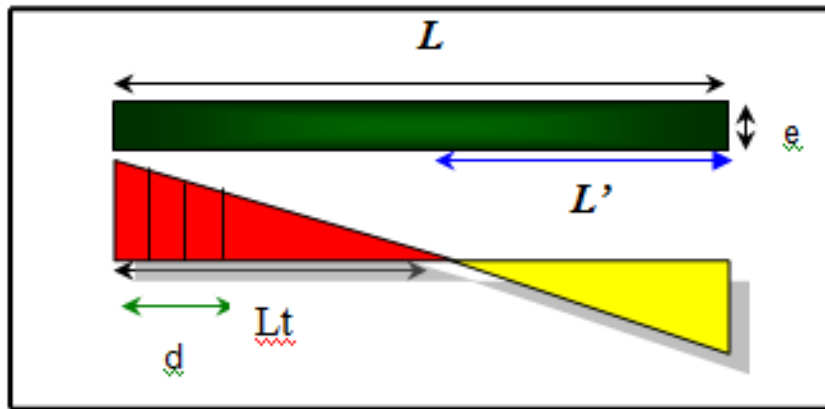


Figure V 8 : Les contraintes dans le voile.

$$-\sigma_1 = \frac{N}{a * h} + \frac{6M}{a * h^2} = \frac{196290}{150 * 5000} + \frac{6 * 3066440000}{150 * (5000)^2} = 1.079 \text{ MPa}$$

$$-\sigma_2 = \frac{N}{a * h} + \frac{6M}{a * h^2} = \frac{196290}{150 * 5000} - \frac{6 * 3066440000}{150 * (5000)^2} = -0.555 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad L_t = h * \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = \frac{0.555}{1.079 + 0.555} * 5 = 1.69 \text{ m}$$

Alors : la section est partiellement comprimée

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 * L_t * a \Rightarrow A_{min}^{RPA} = 0.002 * 169 * 15 = 5.07 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RsPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 * b * h = 0.0015 * 15 * 500 = 11.25 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- **Dans la zone tendue** : $A = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}^{RPA}) \Rightarrow A = \text{Max}(21.01 ; 5.07)$

Alors on prend : **A=21.01 cm²**

- **En zone courante** :

$$h' = h - 2l_t = 500 - 2 * 169 = 162 > 0$$

$$A_{min2} = 0.001 * b * h' = 0.001 * 15 * 162 = 2.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2A_{tendu} + A_c > A_{min}^g = 2 * 16.20 + 2.43 = 12.57 > 11.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

Niveau	Atendue (cm ²)	Ac (cm ²)	Atot (cm ²)	A _{min} ^g (cm ²)	Condition	Aadopt
RDC V (0,15×5.0×3,06)	16.20	2.43	12.57	11.25	Vérifier	16HA12 ×= 18.1

-L'espacement : d'après (RPA99 version 2003). art.7.7.4.1.

$$S < \min (1.5.a ; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 15 ; 30\text{cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

On prendre : **S=22.5 cm**

- Dans la zone h/10:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{22.5}{2} = \min \left\{ \frac{1.5 * a}{2} \mid \frac{30}{2} \right\} = \min \{ 11.25 \mid 15\text{cm} \} \Rightarrow D = 11.25 \text{ cm}$$

-Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majore de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version2003)

$$\bar{\tau}_b = 0.2 * f_{c28} = 50 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 * T_{cal}}{a * d} = \frac{1.4 * 847280}{150 * 4960} = 1.14 \text{ MPa} \dots \dots \dots (cv)$$

T: Effort tranchant à la base du voile.

a: épaisseur du voile

d: Hauteur utile

-Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur

- Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 * b * 1m = 0.0015 * 15 * 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

-En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 * b * 1m = 0.001 * 15 * 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2/ml$

➤ **Présentation du ferrailage des voiles :**

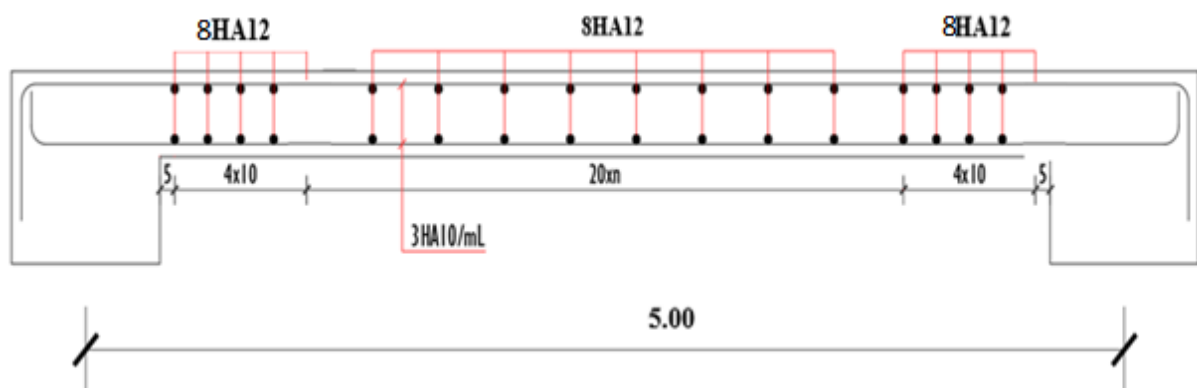


Figure V 9 : Ferrailage de voile

Chapitre VI

Ferraillage De L'Infrastructure

VI.1 Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

3. Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués au laboratoire de mécanique des sols

Une étude préalable du sol à donner la valeur 1.7 bars pour la contrainte admissible du sol ().

• L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain
- ✓ Jouer le rôle d'Appuis.
- ✓ Assurer la liaison.
- ✓ Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

VI.2 Etude des fondations :

VI.2.1 Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé.

$\sigma_{sol} = 1.70 \text{ bar}$

VI.2.2 Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ✓ Le poids de la structure
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'économie dans la réalisation.
- ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.
- ✓ Stabilité totale de l'ouvrage.

➤ **Choix de type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.7 bars, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- ♦ Semelle filante.
- ♦ Semelle isolée.
- ♦ Radier général

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser :(Le radier général).

➤ **Combinaison d'action :**

- ♦ ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ♦ ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage
- ♦ Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification

VI.2.3 Radiers :

VI.2.3.1 Généralités :

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

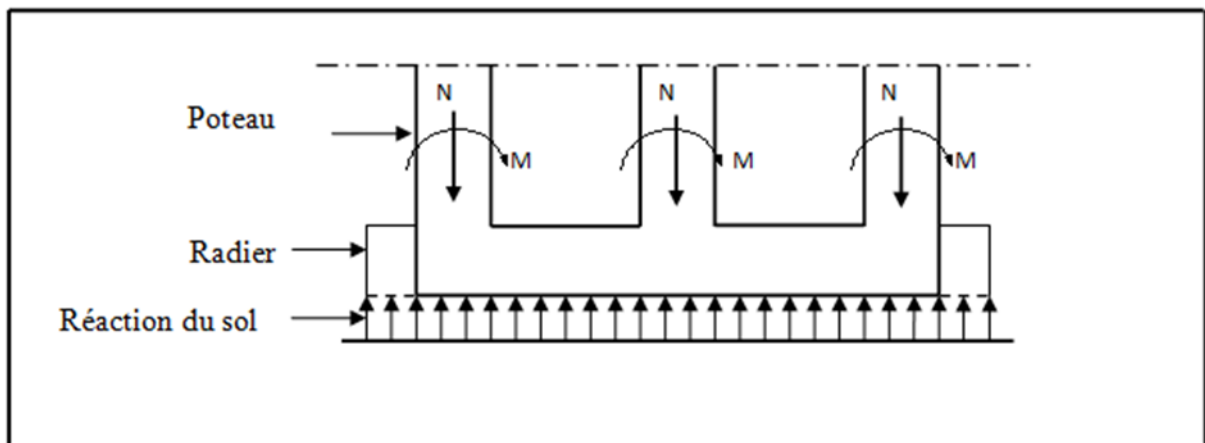


Figure VI 1 : Schéma du Radier

VI.2.3.2 Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

– lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;

– lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

VI.2.3.3 Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- Le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- Les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- Ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés)
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

VI.2.3.4 Justification :

Si

– $S_{semelle}^{total} \geq 50\% S_{batiment}$ (Radier général)

➤ $P_{ser}(max) = G + Q = 32568.38KN$

$\sigma_{sol} = 1.70 bars$ (Selon le rapport de sol)

➤ **Surface de semelle ($S_{semelle}$) :**

➤ **A L'ELS :**

$$-S_{Semelle} \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$-S_{Semelle} \geq \frac{32568.38}{170} = 191.58 m^2$$

-Surface du bâtiment total :

$$S_{totale} = L_x * L_y = (25.9 * 15.50) - (32.25 - 15.75 - 10.5 - 13.44) = 329.51 m^2$$

Si : $\frac{191.58}{329.51} = 58.14\% \geq 50\%$ (Radier général)

VI .3. Calcul le Radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre de radier.

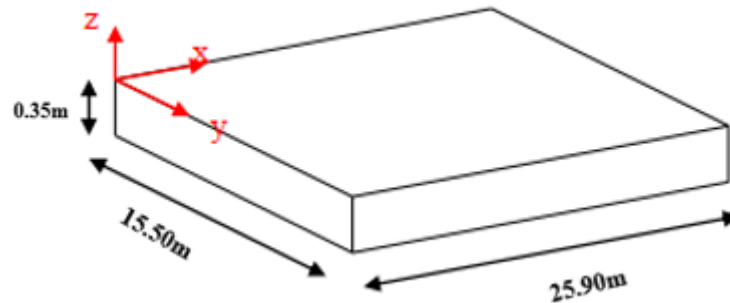


Figure VI 2 : Section équivalente au radier général

VI .3.1. Prédimensionnement :

a) Épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

➤ Condition forfaitaire :

• Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h: Épaisseur du radier.

L_{max} : le plus grand travail.

$$L_{max} = 550 \text{ cm}$$

$$\frac{550}{8} \leq h_r \leq \frac{550}{5} \Rightarrow 68.75 \leq h_r \leq 110$$

-La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : **h= 80cm**

• Sous poteaux :

-La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_r \geq \frac{550}{20} = 27.5$$

Avec :

h_r : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 28 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $h_r = 35\text{cm}$

b. La nervure :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow b \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

– L_{max} : distance maximale entre deux files successives. ($L_{max} = 5.50\text{m}$)

c) condition de rigidité (longueur élastique) :

$$\checkmark L_e \geq \frac{2 * L_{max}}{\pi}$$

$$\checkmark L_e = \sqrt[4]{\frac{4E * I}{K * b}}$$

- L_e : Longueur élastique.
- b : largeur du radier. (bande de 1 mètre)
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MN/m}^3$
- E : module d'élasticité
- I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

$$\text{Avec : } I = \frac{b * h^3}{12} ; L_{max} = 5.50 \text{ m} ; E: 3216420 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} ; K = 4000\text{t/m}^3$$

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * K * L_{max}^2}{E * \pi^4}} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{48 * 4000 * (5.50^4)}{3216420 * 3.14^4}} = 0.83 \text{ m}$$

$$h \geq 0.83 \text{ m}$$

❖ **Conclusion:**

A partir des deux conditions (a) et (b)

On prend : hauteur totale du radier nervure $h_n = 90 \text{ cm}$ (dalle +nervure)

Et hauteur la dalle du radier $h_r = 35 \text{ cm}$; largeur du nervure $b = h_{poteau} = 60 \text{ cm}$

Vérification :

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.1 * 0.8^3}{12} = 0.0666 \text{ m}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E * I}{K * b}} \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * 3216420 * 0.0666}{400 * 1}} = 5.98 \text{ m}$$

$$L_e \geq \frac{2 * L_{max}}{\pi} = \frac{2 * 5.50}{3.14} = 3.50 \text{ m}$$

Donc: $L_e = 5.98 \text{ m} > 3.50 \dots \dots \dots (cv)$

VI .3.2. Calcul de la surface minimale du radier :

VI .3.2.1 Détermination des efforts :

ELU : $N_u = 4454.943 \text{ T}$

ELS : $N_s = 3256.838 \text{ T}$

- ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33 * \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{4454.943}{1.33 * 17} = 197.03 \text{ m}^2$

- ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{1.33 * \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{3256.838}{1.33 * 17} = 144.04 \text{ m}^2$

$S_{Batiment} = 329.51 \text{ m}^2 \geq S_{radier} = 197.03 \text{ m}^2$

Alors :

La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera : $S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$

L_x : longueur en plan (25.9 m).

L_y : largeur en plan (15.50 m)

VI .3.2.2. Calcul de débordement D :

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où : $h_r = 0.35 \text{ m}$

$D \geq \text{Max} (40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$.

On prend **D = 0.4 m**

- **Alors l'emprise totale avec D est :**

$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 329.51 + (0.4 \times 2 \times (25.9 + 15.50)) = 362.63 \text{ m}^2$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

VI .3.2.3. Poids du radier :

$G = S' * h_r * \gamma_b$

$G = (362.63 \times 0.35 \times 2.5) = 317.30 \text{ T}$

- **Combinaison d'action :**

$N_u = 4454.943 + 1.35 * 317.30 = 5434.044 \text{ T}$

$N_s = 3256.838 + 725.26 = 3982.098 \text{ T}$

VI .4. Vérifications de radier :

VI .4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b} \mid 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Avec } b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h = 0.9 * 35 = 31.5 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u * \frac{L_{max}}{2} \Rightarrow T_u^{max} = \frac{N_u * b}{S_{rad}} * \frac{L_{max}}{2}$$

$$\Rightarrow T_u^{max} = \frac{5434.044 * 1}{362.63} * \frac{5.50}{2} = 41.210 \text{ T}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{412.10 * 10^3}{1000 * 315} = 1.30 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{condition verifiee})$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n’y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

b) vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91.**

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

Nu : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l’ELU suivante **262.90 T.**

μx : Périmètre de la surface d’impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_x = 2 * (\lambda + b + 2hr)$$

$$\mu_x = 2 * (0.60 + 0.60 + 2 * 0.8) = 5.6 \text{ m.}$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \implies N_u \leq 0.045 * 5.6 * 0.8 * 2500 / 1.5 = 336 \text{ T}$$

$$N_u = 262.90 \text{ T} \leq 336 \text{ T} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifié})$$

c) vérification pour les voiles :

Il faut vérifier que :

Avec :

Nu : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 149.410 \text{ T.}$$

$$\mu_x = 2(a + b + 2hr)$$

$$\mu_x = 2(5+0.15+2 \times 0.90) = 13.9 \text{ m.}$$

$$Nu \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \implies Nu \leq 0.045 \times 9.8 \times 0.9 \times 2500 / 1.5 = 938.25 \text{ T}$$

$$Nu = 237.80 \text{ T} \leq 938.25 \text{ T} \dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

VI .4.2. Vérification de l'effort de sous pression :

- Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha * S_{rad} * \gamma_w * Z$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier **G = 4346.142 T**

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement **α = 1.5**

γ_w : Poids volumique de l'eau (**γ_w = 10KN/m³**)

Z : Profondeur de l'infrastructure (**h = 1.8 m**)

$$- \alpha * S_{rad} * \gamma_w * Z = 1.5 * 434.57 * 10 * 1.8 = 1173.339 \text{ KN}$$

$$G = 4346.142 \text{ T} \geq 1173.339 \text{ T} \dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure

VI .4.3. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

- D'après le RPA99/version2003(art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N total (KN)	31489.55	31489.55
M(KN.m)	95.22	68.94
e(m)	0.003	0.002
L/4(m)	6.48	3.88
Condition	Vérifier	Vérifier

➤ Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{L_Y * L_X^3}{12} \Rightarrow I_{x-x} = \frac{15.50 * 25.90^3}{12} = 22441.39m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{L_X * L_Y^3}{12} \Rightarrow I_{y-y} = \frac{25.90 * 15.50^3}{12} = 8037.36 m^4$$

➤ Le centre de gravité :

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	e _x	e _y
X _G	11.62	12.91	1.29	0
Y _G	7.48	7.61	0	1.29

VI .4.4. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} ; \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M * V}{I} ; \sigma_m = \frac{3 * \sigma_1 + \sigma_2}{4} ; X_G = 11.62 m ; Y_G = 7.48 m$$

Ona: $\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 * \sigma_{adm} = 1.33 * 170 = 226.1 KN/m^2$

	I (m ⁴)	N (KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	22441.39	43735.83	123.76	362.63
Y-Y	8037.36	43735.83	88.42	362.63

	σ _{max} (KN/m ²)	σ _{min} (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)	σ̄ _{sol} (KN/m ²)	σ _m ≤ σ̄ _{sol}
SENS X-X	120.67	120.54	180.90	226.1	cv
SENS Y-Y	120.68	120.52	180.90	226.1	cv

VI.5. Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renverser appuyer sur les voiles et les poteaux. Nous avons La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires (μ_x, μ_y) qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν) utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

VI .5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot qu \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M$

Tel que :

μ_x, μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à 1 'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

• Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$qu = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$ $qu = 54340.44 / 362.63$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$ $q_{ser} = 39820.98 / 362.63$
$qu = 149.85 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 109.81 \text{ KN/m}^2$

• **Ferraillage de la dalle de radier :**

Le plus grand panneau est le panneau de rive : $(4.50 \times 5.50) \text{ m}^2$.

➤ **L'ELU :**

$v = 0 ; q_u = 149.85 \text{ KN/ m}^2$.

$\alpha = 4.5/5.5 = 0.81 > 0.4 \dots\dots\dots (\text{cv})$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau :

Les valeurs des coefficients sont données en fonction de rapport l_x/l_y et du coefficient v par le tableau suivant:

$\rho =$ l_x/l_y	$v=0$		$v=0.20$		$\rho =$ l_x/l_y	$v=0$		$v=0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.4	0.1094	0.25	0.1115	0.293	0.7	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.25	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.25	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.25	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.25	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.25	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.25	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.25	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.25	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.25	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.25	0.0969	0.381	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.25	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.25	0.0944	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.25	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.25	0.0921	0.420	0.85	0.0809	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.79	0.0897	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.6	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

Figure VI 3 : Tableau de coefficient μ_x et μ_y

$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{array} \right.$

- **donc les moments sont :**

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0550 \times 149.85 \times (4.5)^2 = 166.89 \text{ KN.m/ml.}$

$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.6135 \times 166.89 = 102.39 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{tx} = 0.75 M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 166.89 = 125.17 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ty} = 0.75 M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 102.39 = 76.793 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.5 \times 166.89 = 83.445 \text{ KN.m/ml.}$

• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_s}{b * d^2 * \sigma_b} ; \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = 1 - 0.4\alpha ; A_s = \frac{M_s}{\beta * d * \sigma_s}$$

B=100cm ; $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$; $\phi \leq \frac{350}{10} = 35 \text{ mm}$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 35 - 4 - \frac{3.5}{2} = 29.25 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 29.25 - \frac{3.5}{2} - \frac{3.5}{2} = 25.75 \text{ cm}$$

• **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{min} > 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ **Sens- X :**

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 29.25 \times 2.1 / 400 = 3.53 \text{ cm}^2$$

✓ **Sens- y :**

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 25.75 \times 2.1 / 400 = 3.10 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal des armatures : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 35 \times 100 = 3.5 \text{ cm}^2$$

Tableau VI 1 : Ferrailage de radier à l'ELU.

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (kN ×m)	83.445	125.17	83.445	76.793
μ	0.0686	0.103	0.0088	0.081
μ < μL	CV	CV	CV	CV
As' (cm²)	0	0	0	0
α	0.0889	0.136	0.0110	0.105
β	0.964	0.946	0.996	0.958
σs (MPa)	348			
As (cm²/ml)	8.50	13	9.35	8.94
As min (cm²/ml)	3.53	3.53	3.10	3.10
Choix des barres/ml	6HA14	7HA16	3HA20	6HA14
AScorres (cm²/ml)	9.24	14.07	9.42	9.24

L'ELS :

$$v = 0.2 ; q_s = 109.81 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 4.5/5.5 = 0.81 > 0.4 \dots\dots\dots (cv)$$

$$\sigma_b = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ (2/3) f_e; 110 \eta \times f_{t28} \right\} \text{ FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = \min \left\{ 0,666 \times 400, 110 \times 1.6 \times 2.1 \right\} \Rightarrow \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0617 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases}$$

- donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0617 \times 109.81 \times (4.5)^2 = 137.20 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.7246 \times 137.20 = 99.42 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 137.20 = 102.9 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 99.42 = 74.57 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.5 \times 137.20 = 68.60 \text{ KN.m/ml.}$$

Tableau VI 2 : Ferrailage de radier à l'ELS

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mser (kN ×m)	68.60	102.9	68.60	74.57
μ	0.056	0.084	0.073	0.079
μ < μ_L	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	0	0	0	0
α	0.072	0.109	0.094	0.103
β	0.971	0.956	0.962	0.959
σ_s (MPa)	201.63			
As (cm²/ml)	11.97	18.25	13.73	14.97
As_{min} (cm²/ml)	3.53	3.53	3.10	3.10
Choix des barres/ml	6HA16	6HA20	7HA16	5HA20
As_{corres} (cm²/ml)	12.06	18.85	14.07	15.71

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d}$$

$$T_u = \frac{p_u * l_x * l_y}{2l_y + l_x} = \frac{149.85 * 29.25 * 25.75}{2 * (29.25 + 25.75)} = 74.93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{74.93 * 10^3}{1000 * 315} = 0.237 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

• Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur **L=0.40 m**. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 0.35m

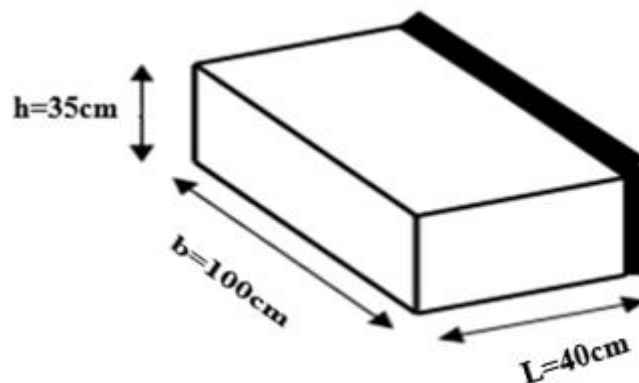


Figure VI 4 : Schéma de radier.

✓ Présentation schématique :

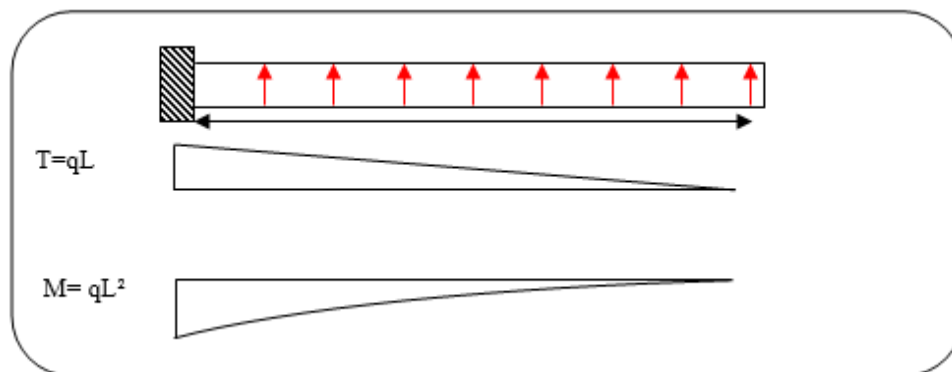


Figure VI 5 : Schéma isostatique et sollicitations des débords.

➤ **L'ELU** :

$$M_{max} = q_u \times L^2 / 2 = 149.85 \times (0.4)^2 / 2 = 11.98 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm (BAEL91 . A. 7.2.1)}$$

$$C \geq 4 + \frac{3.5}{2} = 5.75 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 5.75 \text{ cm}$ $d = h - c = 35 - 5.75 = 3 \text{ cm}$.

➤ **L'ELS** : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{max} = q_{ser} \times \frac{L^2}{2} = 109.81 \times \frac{0.4^2}{2} = 8.78 \text{ KN.m}$$

$$A_{max}^{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 35 \times 100 = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 4.22 \text{ cm}^2$$

Tableau VI 3 : Ferrailage de débords

	$M_{max}(N)$	α	β	$A_S (\text{cm}^2)$	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{Adop}(\text{cm}^2)$
ELU	11.98	0.0123	0.975	1.20	8.75	4.22	6HA14 = 9.24
ELS	8.75	0.0085	0.996	1.48	8.75	4.22	6HA14 =9.24

$A_S = \max (A_{BAEL}, A_{Sser}, A_{S \text{ min}})$.

Donc : $A_S = 8.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc on choisit : $A = 9.24 = 6\text{HA}14 /\text{ml}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A = 3.14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$ avec un espacement 12 cm

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{59940}{1000 \times 292.5} = 0.20$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 149.85 \times 0.4 = 59.94 \text{ KN/m}$$

$\tau_u = 0.30 < \bar{\tau}_u = 1.25 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI.6. Les sollicitations sur les nervures :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Charge triangulaire :**

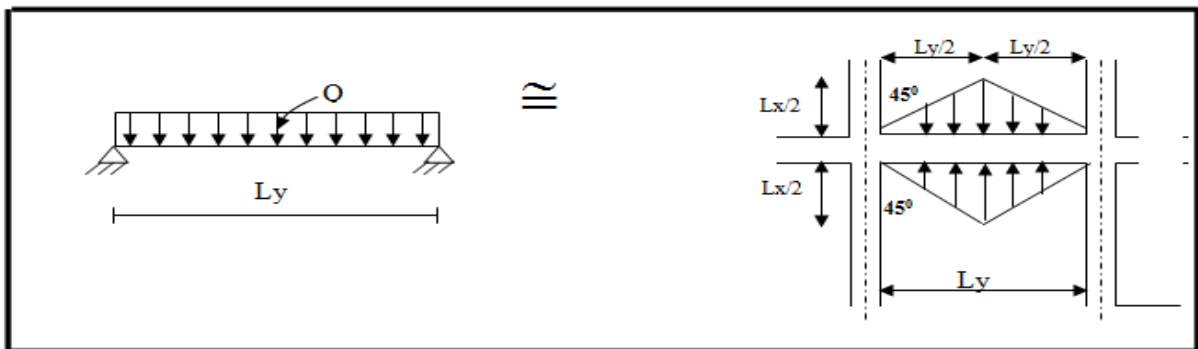


Figure VI 6 : Répartition des charges triangulaires sur les nervures.

Avec Q' charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

➤ **Charge-trapézoïdale :**

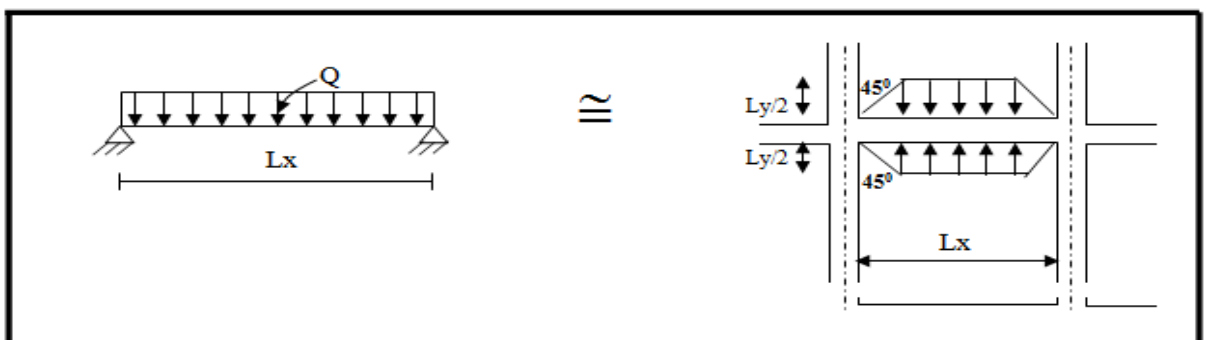


Figure VI 7 : Répartition des charges trapézoïdale sur les nervures.

$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge

trapézoïdale, On $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.5}{5.5} = 0.8$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

$$\begin{cases} q_u = 149.85 \text{ kn/m}^2 \\ q_x = 109.81 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

VI.6.1. Calcul des sollicitations :

✓ Sens (x-x) :

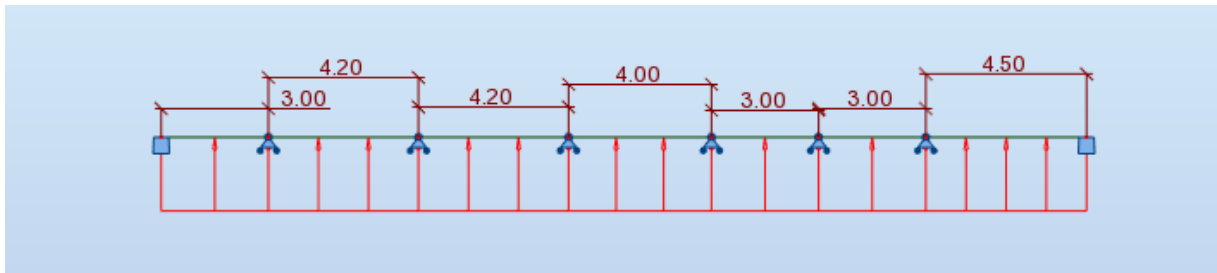


Figure VI 8 : Schéma statique de la nervure sens (x-x).

Tableau VI 4 : Sollicitation sur les nervures sens (x-x).

P(KN/m)	4.5
ELU	192.02
ELS	380.65

✓ Sens (y-y) :

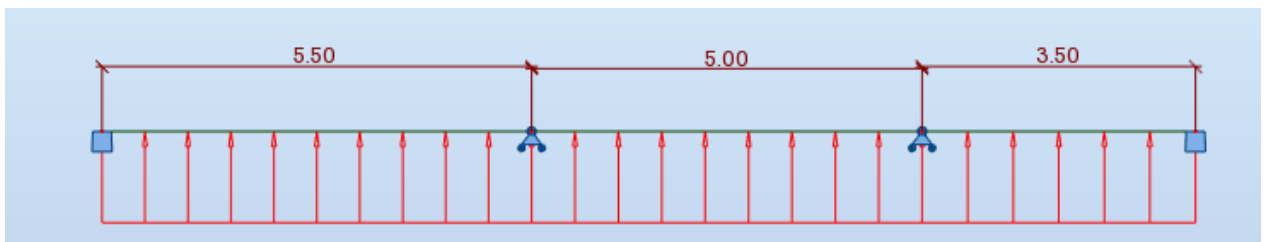


Figure VI 9 : Schéma statique de la nervure sens (y-y).

Tableau VI 5 : Sollicitation sur les nervures sens (y-y).

P(KN/m)	5.5
ELU	636.71
ELS	318.39

VI.6.2. Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2018.

➤ A L'ELU :

• Sens (x-x) :

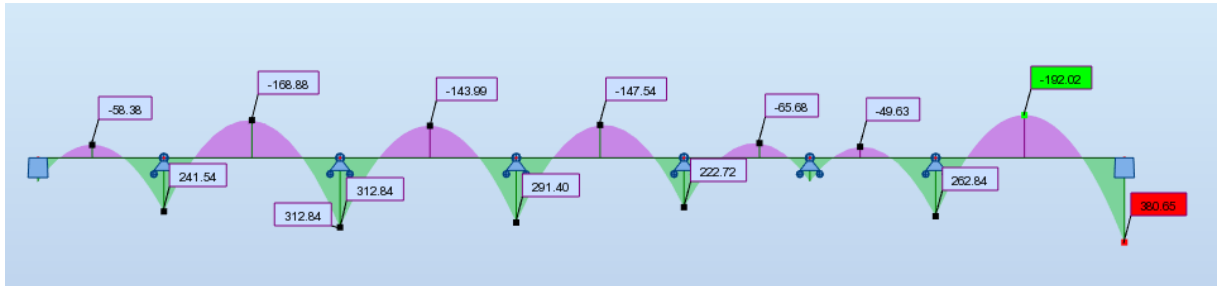


Figure VI 10 : Diagramme des moments fléchissant(x-x).

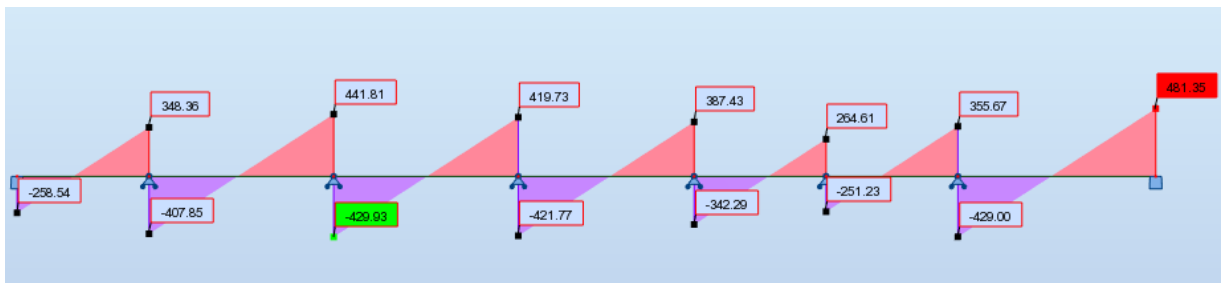


Figure VI 11 : Diagramme des efforts tranchant(x-x).

• Sens (y-y) :

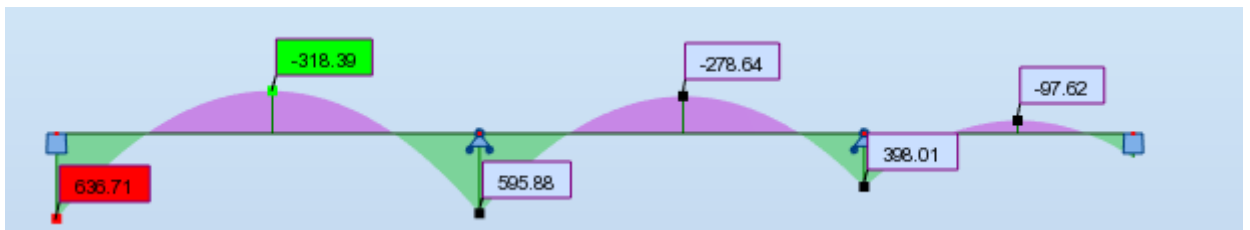


Figure VI 12 : Diagramme des moments fléchissant (y-y).

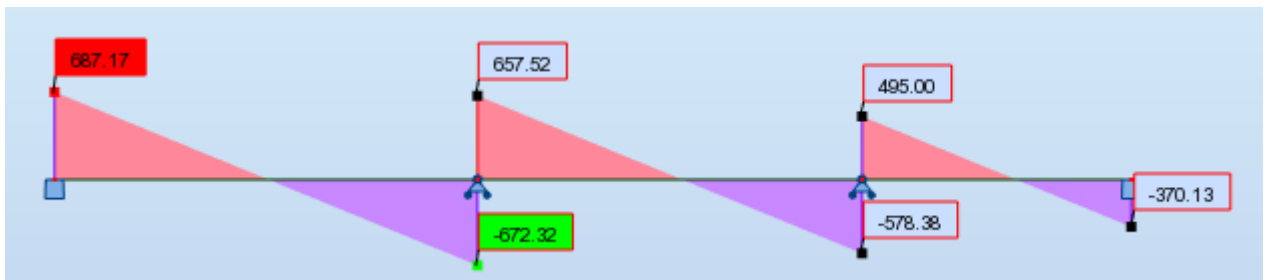


Figure VI 13 : : Diagramme des efforts tranchant (y-y).

➤ **A L'ELS :**

• **Sens (x-x) :**

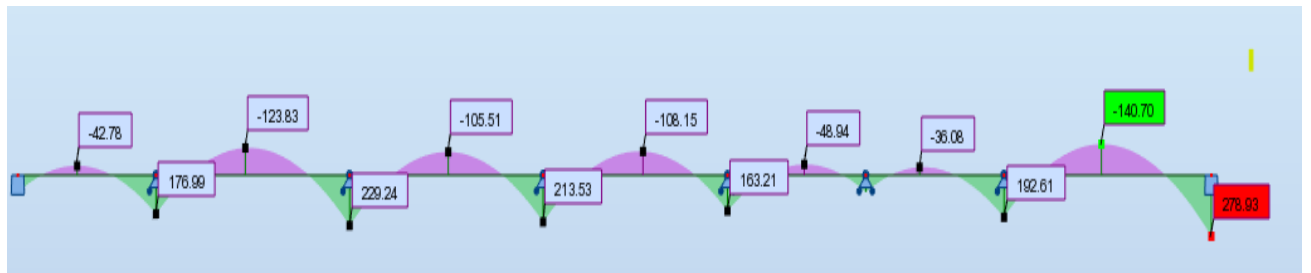


Figure VI 14 : Diagramme des moments fléchissant(x-x).

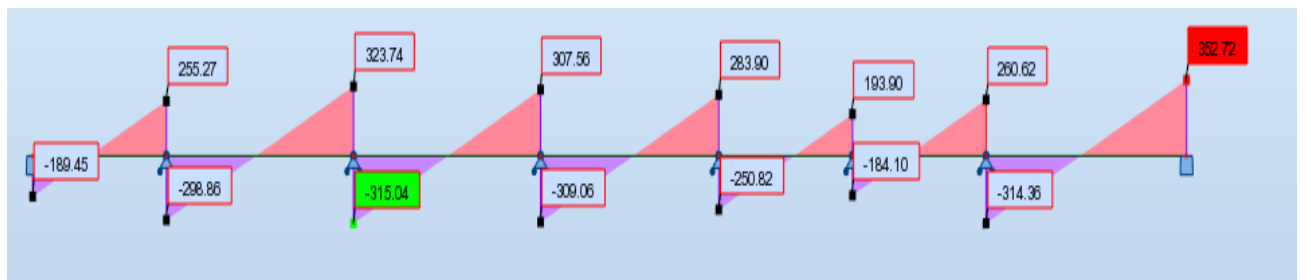


Figure VI 15 : Diagramme des efforts tranchant(x-x)

• **Sens (y-y) :**

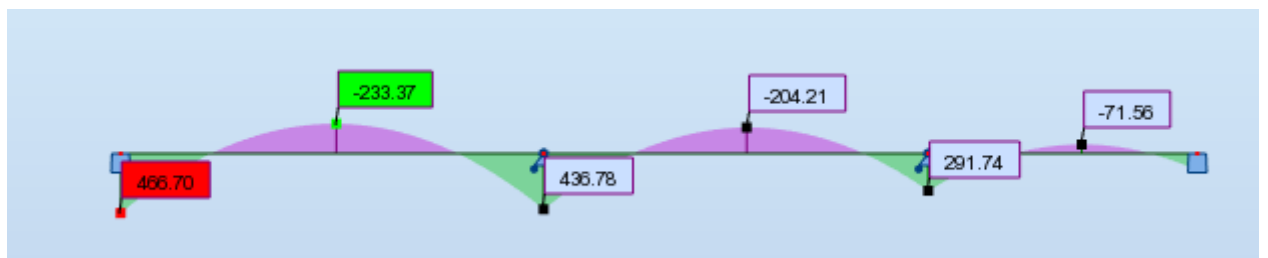


Figure VI 16 : Diagramme des moments fléchissant (y-y).

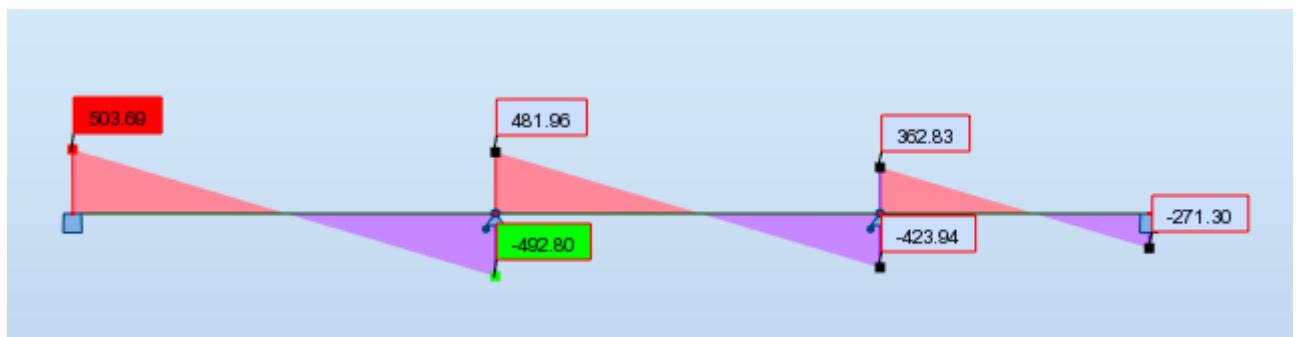


Figure VI 17 : Diagramme des efforts tranchant (y-y)

VI.6.3. Calcul du ferrailage :

a) **L'enrobage :**

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{80}{10} = 8 \text{ cm (BAEL91 . A. 7.2.1)}$$

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} = 1 + \frac{8}{2} = 5 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 5\text{cm}$ $d = h - c = 80-5= 75 \text{ cm}$; $b = 60\text{cm}$

b) **Calcul des armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$\sigma_b = 15 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 201.63 \text{ Mpa}$

1) **A L'ELU :**

➤ **Sens (x-x) :**

Tableau VI 6 : Ferrailage de nervure sens (x-x) à l'ELU.

	M(KN.m)	μ	μ_l	α	β	A(cm ²)
Travée	192.02	0.0400	0.392	0.0510	0.979	7.51
Appuis	380.65	0.0794	0.392	0.103	0.958	15.22

➤ **Sens (y-y) :**

Tableau VI 7 : Ferrailage de nervure sens (y-y) à l'ELU

	M(KN.m)	μ	μ_l	α	β	A(cm ²)
Travée	318.39	0.066	0.392	0.0854	0.966	12.62
Appuis	636.71	0.132	0.392	0.177	0.929	26.25

2) A L'ELS :

➤ Sens (x-x) :

Tableau VI 8 : Ferrailage de nervure sens (x-x) à l'ELS.

	M(KN.m)	μ	μ_l	α	β	A(cm ²)
Travée	140.70	0.0277	0.392	0.0351	0.985	9.44
Appuis	278.93	0.0550	0.392	0.0707	0.971	18.99

➤ Sens (y-y) :

Tableau VI 9 : Ferrailage de nervure sens (y-y) à l'ELS.

	M(KN.m)	μ	μ_l	α	β	A(cm ²)
Travée	233.37	0.0460	0.392	0.0588	0.976	15.81
Appuis	466.70	0.0921	0.392	0.120	0.952	32.41

✓ Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 5.43 \text{ cm}^2$$

✓ Le pourcentage minimal d'armature : BAEL91 (Article B.6.4)

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 60 \times 80 = 4.8 \text{ cm}^2$$

✓ Section minimale de RPA 2003 :

$$A_{RPa} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 60 \times 80 = 24 \text{ cm}^2$$

➤ Sens (x-x) :

Tableau VI 10 : Tableau récapitulatif des résultats sens (x-x)

	$A_U(\text{Cm}^2)$	$A_{ser}(\text{Cm}^2)$	A_{min}^{BAEL} (Cm ²)	A_{BAEL} (Cm ²)	A_{min}^{RPa} (Cm ²)	A_{max} (Cm ²)	A_{adopt} (Cm ²)
Travée	7.51	9.44	4.8	5.43	24	24	6HA25 =29.45
Appuis	15.22	18.99	4.8	5.43	24	24	6HA25 =29.45

➤ Sens (y-y) :

Tableau VI 11 : Tableau récapitulatif des résultats sens (y-y)

	$A_U(\text{Cm}^2)$	$A_{ser}(\text{Cm}^2)$	A_{min}^{BAEL} (Cm^2)	A_{BAEL} (Cm^2)	A_{min}^{RPa} (Cm^2)	A_{max} (Cm^2)	A_{adopt} (Cm^2)
Travée	12.62	15.81	4.8	5.43	24	24	6HA25 =29.45
Appuis	26.25	32.41	4.8	5.43	24	32.41	8HA25 =39.27

VI.6.4. État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée

– $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{80}{5.5} = 0.1454 > 0.0625$ (Condition vérifiée).

– $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{80}{5.5} = 0.1454 > 0.085$ (Condition vérifiée).

– $\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Sens (X-X) : 0.0105 > 0.00547..... Condition Vérifiée.

Sens (Y-Y) : 0.0105 > 0.00698..... Condition Vérifiée.

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

VI.6.5. Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (Article A.5.1)

$v_u^{max} = 687.17 \text{ KN}$

$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ pour la fissuration préjudiciable.

$\tau_u^{max} = \frac{687170}{600 \times 750} = 1.52 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée)

⇒ Selon BAEL les armatures transversales ne pas nécessaires

VI.6.6. Armatures minimales :

✓ Armatures transversales minimales :

$\emptyset \leq \min \left(\frac{800}{35}; \frac{600}{10}; \emptyset \right) = (22.85; 60; 10) \rightarrow$ on prend $\emptyset = 10 \text{ mm}$

✓ Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003.S_t.b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8cm^2$$

✓ Espacement des armatures transversales :

• En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20; 24; 30) \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

• En zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale ; $S'_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante

• La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2 * h = 2 * 80 = 160 \text{ cm.}$$

• Détermination des armatures transversales : (B.A.E.L. A.5.1, 23)

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e}$$

$$A_t \geq \frac{1.15(1.52 - 0.3 \times 2.1) \times 15 \times 60}{0.9 \times 400} = 2.55 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow A_t \geq 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max(A_t; A_t^{RPa}; A_t^{BAEL}) = \max(2.55; 1.8; 1) = 2.55 \text{ cm}$$

$$A_t = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2.$$

VI.7. Ferrailage des nervures :

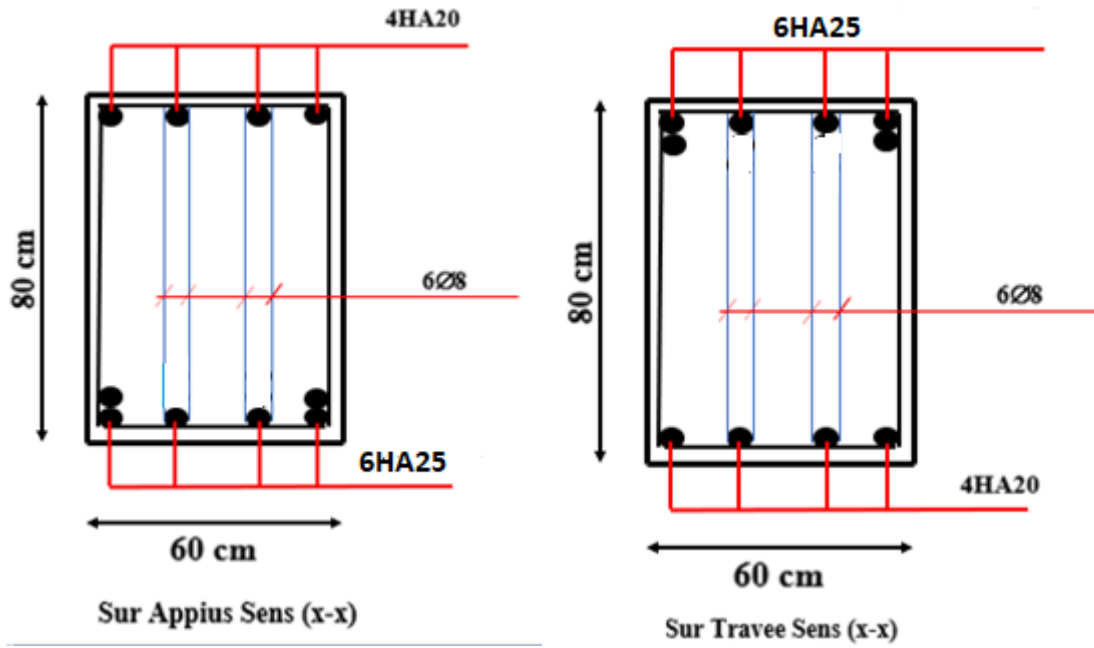


Figure VI 18 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

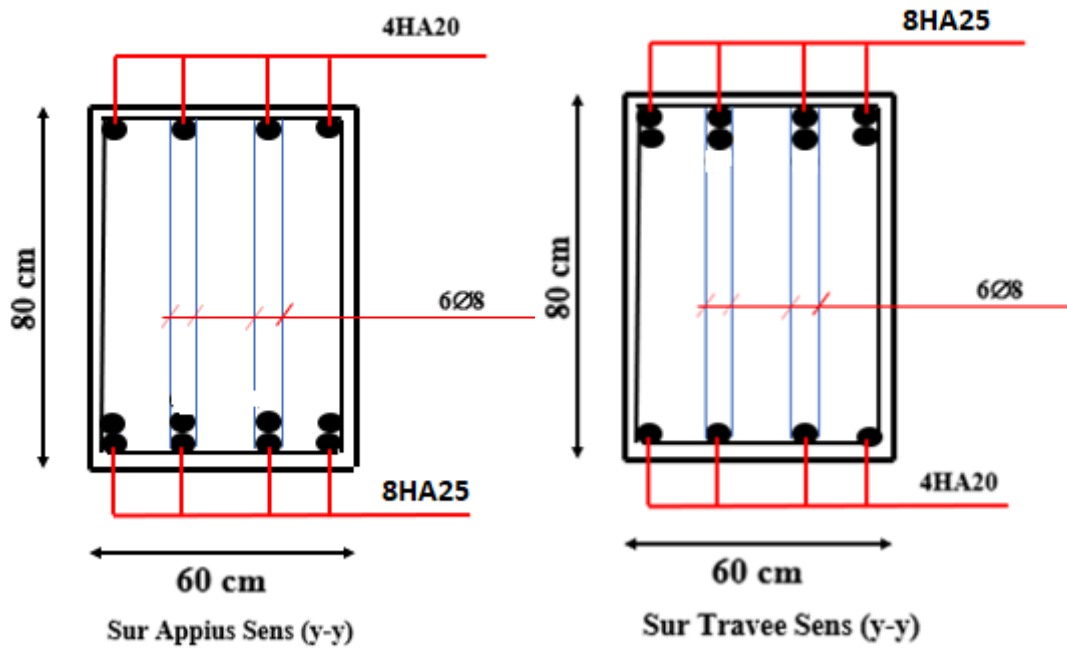


Figure VI 19 : Ferrailage des nervures (sens y-y).

VI.8. Ferrailage de la Dalle du Radier :

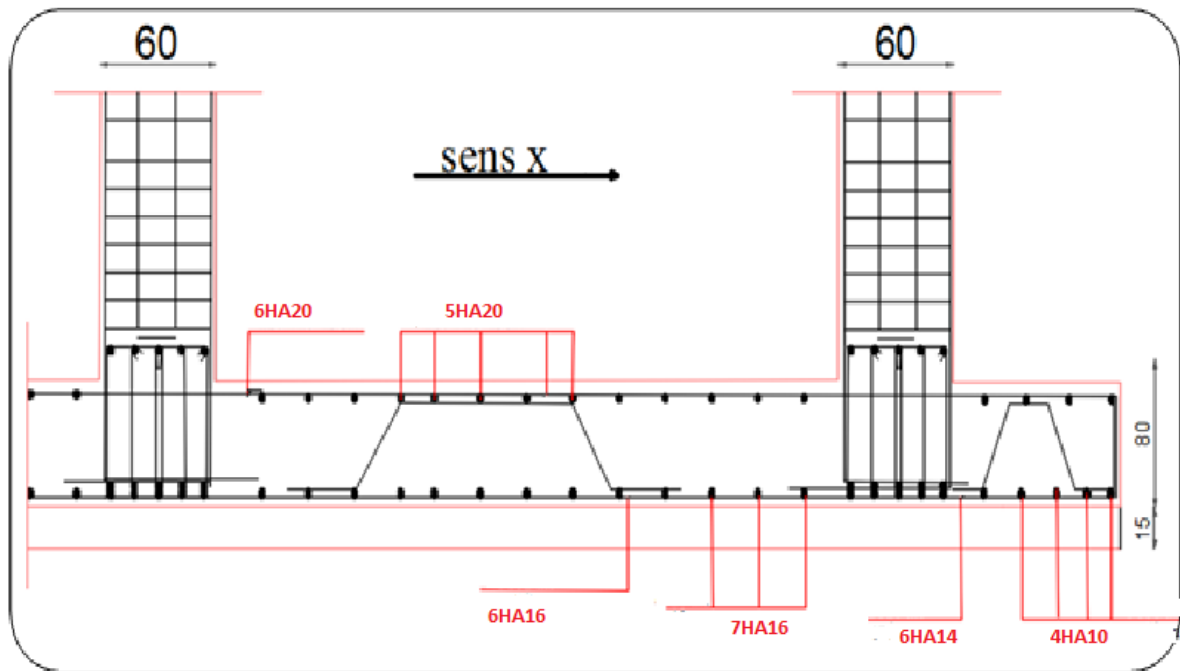


Figure VI 20 : Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. On a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction. D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important. L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol. Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études

Références et Bibliographique

➤ **Règlements :**

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- CBA : règles de conception et de calcul des structures en béton armé

➤ **Logiciels :**

- ROBOT 2018.....Analyse des structures.
- AUTOCAD 2020Dessin.
- WORD 2016Traitement du texte.
- EXCEL 2016Calcul