

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

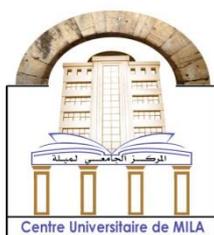
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila -

Institut Des Sciences et De Technologie

Département De Génie Civil et Hydraulique



N° de Ref :

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme de
Master

Spécialité : GÉNIE CIVIL (Structures)

**ETUDE D'UNE TOUR R+9+SOUS-SOL EN
BETON ARME A USAGE MULTIPLES**

Réalisé par :

- BENASKEUR Ghada
- KERDOUN Imad

Soutenu devant le jury :

Mr. TALEB Hosni Abderrahmane

Président

Mr. RABEHI Mostefa

Examineur

Mr. BENZAID Mehdi

Promoteur

Année universitaire : 2024/2025

Remerciement

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

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

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

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

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

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À mon père **ABD EL MADJID**, Je dédie ce modeste succès à mon père, il n'a ménagé tes efforts pour m'accompagner chaque jour à l'université afin que je ne sois jamais en retard, merci pour ton amour, ta patience et tes sacrifices constants tout au long de ces années.

À ma chère maman **ANNABA**, Pour son amour inconditionnel, ses prières sincères, sa tendresse et son soutien. Tu as toujours été mon pilier, celle qui m'a portée dans les moments de doute et encouragée à n jamais baisser les bras.

À mes sœurs **KHAWLA, KHADIDJA**, Merci pour votre amour, votre soutien constant et votre présence réconfortante à chaque étape de mon parcours, vos mots doux ont été pour moi une source de force et de motivation.

À mon frère unique **YOUSSEF**, Mon soutien inestimable. Merci pour ta présence, ton encouragement et ta protection silencieuse mais précieuse.

À tous **mes amis**, Pour leur amitié sincère, leur écoute, leur bonne humeur et les souvenirs inoubliables que nous avons partagés.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour ce projet soit possible, je vous dis **merci**

GHADA

Dédicace

Je dédié ce modeste travail à :

À mes très chers parents.

À toute ma famille sans exception.

À toute mes amis.

A celle qui partagé ce travail avec moi ma binôme « Ghada »

IMADEEDDINE

Nomenclature

A' , A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement. A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B , b : La largeur (m).

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : État limite de service.

ELU : État limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x : distance entre nus de poutrelles.

L_y : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : Surface du radier (m^2).

S_t : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : Hauteur total du radier (m).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

γ_W : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

Φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

Table des matières

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION :	3
I.2 PRESENTATION DU PRPJET :	3
I.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :	3
I.3.1 Dimension de plan :	3
I.3.2 Dimensions en élévation :	5
I.3.3 Données du site :	7
I.4 DESCRIPTION TECHNIQUE DE L'OUVRAGE :	7
I.5 CARACTERISTIQUES DES MATÉRIAUX :	8
I.5.1 Etats limites :	8
I.5.2 Le béton :	10
I.5.2.1 Résistances physiques et mécaniques du béton :	10
I.5.2.2 Module de déformation longitudinale du béton :	13
I.5.2.3 Module de déformation transversale du béton « Module de cisaillement » :	14
I.5.2.4 Contraintes limites :	14
I.5.3 Les aciers :	16
I.5.3.1 Contraintes limites dans les aciers :	17
I.5.3.2 Dispositions constructives :	18
I.6 HYPOTHESES DE CALCUL :	19
I.6.1 Hypothèses générales valables pour tous les états limites :	19
I.6.2 Hypothèses supplémentaires pour les E.L.S :	19
I.6.3 Hypothèses supplémentaires pour les E.L.U :	19
I.7 LA MAÇONNERIE :	20
I.8. REGLES ET NORMES DE CALCUL :	21
I.9. CONCLUSION :	21

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

II.1 INTROUDUCTION :	23
II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :	23

II.2.1 Les planchers :	23
II.2.1.1 Plancher en corps creux :	23
II.2.1.2 Plancher dalle pleine :	24
II.2.2 Les Escaliers :	26
II.2.3 L'acrotère :	29
II.4 Balcon :	30
II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :	30
II.3.1 Poutres :	30
II.3.1.1 Poutres principales :	30
II.3.1.2 Poutres secondaires :	31
II.3.1.3 Poutre palière :	32
II.3.2 Les Poteaux :	33
II.3.3 Les voiles :	33
II.4 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :	35
II.4.1 Les planchers :	35
II.4.2 Balcon :	36
II.4.3 Les murs :	37
II.4.4 L'escalier :	37
II.5 DESCENTE DE CHARGES :	38
II.5.1 Loi de dégression :	38
II.5.2 Détermination du poteau le plus sollicité :	39
II.5.3 Vérifications nécessaires :	44
II.6 CONCLUSION :	46
CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES :	
III.1 Introduction :	49
III.2 L'acrotère :	49
III.2.1 Définition :	49
III.2.2 Hypothèse de calcul :	49
III.2.3 Calcul des efforts :	51

III.2.4 Calcul du ferrailage :	53
III.2.5 Vérification à L'ELS :	55
III.2.5.1 Vérification des contraintes :	55
III.2.5.2 Schéma de ferrailage :	57
III.3 Balcon :	57
III.3.1 Evaluation des charges :	57
III.3.2 Sollicitations :	58
III.3.2.1 Combinaisons et sollicitations :	58
III.3.3 Calcul de ferrailage :	59
III.3.3.1 Vérification de l'effort tranchant :	60
III.3.3.2 Vérification à E.L.S :	61
III.3.3.3 Vérification de la flèche :	61
III.3.4 : Schéma de ferrailage :	62
III.4 Etude des escaliers :	62
III.4.1 Définition :	62
III.4.2 Charge et surcharge :	63
III.4.3 Combinaisons des charges :	64
III.4.3.1 Calcul des réactions :	65
III.4.3.2 Calcul des moments et efforts tranchants :	66
III.4.3.3 Calcul des réactions :	68
III.4.3.4 Calcul des moments et efforts tranchants :	68
III.4.4 Calcul de Ferrailage :	70
III.4.4.1 Vérification de la flèche :	75
III.4.5 Schéma de ferrailage :	77
III.5 Poutre palière :	77
III.5.1 Evaluation des charges :	78
III.5.1.1 Détermination des sollicitations :	78
III.5.2 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :	79
III.5.3 Calcul la poutre palière à la torsion :	83

III.5.3.1 Armatures longitudinales :	83
III.5.3.2 Armature transversales :	86
III.5.4 Schéma de ferrailage :	87
III.6. LES PLANCHERS :	87
III.6.1 Généralité :	87
III.6.2. Méthodes de calculs des poutrelles :	87
III.6.2.1 Méthode forfaitaire :	88
III.6.2.2 Méthode de Caquot :	90
III.6.3 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :	92
III.6.4 Les combinaisons d'action :	92
III.6.5 : Calcul des sollicitations :	93
III.6.6 Ferrailage des poutrelles :	104
III.6.6.1 Les poutrelles dans Les étages courants :	104
III.6.6.2 Schéma de ferrailage des poutrelles :	114
III.6.6.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression :	115
III.7 ASCENSEUR :	115
III.7.1. Introduction :	115
III.7.2. Etude De L'ascenseur :	116
III.7.2.1 Caractéristiques :	116
III.7.2.2 : Étude de la dalle pleine du local machine :	117
III.7.2.3 : Calcul des sollicitations :	117
III.7.3 : Calcul de ferrailage :	118
III.7.3.1 : Calcul des armatures transversales :	120
III.7.3.2 : Vérification à l'ELS :	120
III.7.3.3 Schéma d ferrailage d'ascenseur :	121
III.8 CONCLUSION :	121
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE :	
IV.1 INTRODUCTION :	123
IV.2 OBJECTIFS ET EXIGENCES :	123

IV.3 MÉTHODES DE CALCUL :	123
IV.3.1 Méthode statique équivalente :	123
IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :	128
IV.4 MODELISATION DE LA STRUCTURE :	130
IV.4.1 Présentation du logiciel de calcul :	130
IV.5 Modalisation :	131
IV.5.1 La structure avec les voiles :	131
IV.6 : STRUCTURE CONTREVENTEE PAR SYSTEME (VOILES–PORTIQUE) :	134
IV.7 CONCLUSION :	143
CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX :	
V.1 INTRODUCTION :	146
V.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX :	146
V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :	146
V.2.2 Sollicitation de calcul :	149
V.2.3 Vérifications :	154
V.2.4 Schéma de ferrailage des poteaux :	156
V.3 FERRAILLAGE DES POUTRES :	157
V.3.1 Recommandation du RPA 99/2003 :	157
V.3.2 Ferrailage des poutres :	158
V.3.2.1 Poutre principale :	158
V.3.2.2 Poutre secondaire :	160
V.3.3. Vérifications :	162
V.3.3.1. Poutres principales :	162
V.3.3.2. Poutre secondaire :	163
V.3.4 Schéma de ferrailage des poutres :	164
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :	165
V.4.1 Introduction :	165
V.4.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :	166
V.4.3 Rôle de contreventement :	166

V.4.4 Les avantages des voiles :	166
V.4.5 Les Combinaisons des actions :	166
V.4.6 Les recommandations du RPA99[1] :	167
V.4.6.1 Aciers verticaux :	167
V.4.6.2 Aciers horizontaux :	167
V.4.7. Règles communes :	168
V.4.8 Disposition des voiles :	169
V.4.9 Exemple de calcul :	169
V.4.10 Ferrailage des voiles :	171
V.5 CONCLUSION :	172

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :

VI.1. INTRODUCTION :	174
VI.2 RECONNAISSANCE DU SOL :	174
VI.3 FACTEUR DE CHOIX DU TYPE DE FONDATION :	174
VI.4 CARACTERISTIQUES DU SOL :	175
VI.5 COMBINAISONS D' ACTIONS A CONSIDERER :	175
VI.6 CHOIX DU TYPE DE FONDATION :	175
VI.6.1 Vérification de la semelle isolée :	175
VI.6.2. Radier général :	176
VI.6.2.1. Pré dimensionnement de radier :	177
VI.6.2.2. Les Vérifications :	179
VI.6.2.3 Ferrailage du radier :	181
VI.6.2.4. Ferrailage des nervures :	185
VI.7. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :	188
VI.7.1. Epaisseur du mur :	189
VI.7.2. Caractéristiques du sol :	189
VI.7.3. Méthode de calcul :	189
VI.7.4. Sollicitations :	190
VI.7.5. Ferrailage de la dalle :	191

VI.7.6. Vérification de l'effort tranchant :	191
VI.7.7 Vérification à l'ELS :	192
VI.7.8. Ferrailage des voiles périphérique :	193
VI.8 CONCLUSION :	194
CONCLUSION GÉNÉRALE :	195

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 : Composition moyenne du béton	10
Tableau I.2 : Caractère D'adhérence des aciers	17
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	
Tableau II.1 : Charges permanentes de l'acrotère	30
Tableau II.2 : Charge permanente et d'exploitation de terrasse à corps creux.....	35
Tableau II.3 : Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux	36
Tableau II.4 : Charge permanente et d'exploitation de balcon	36
Tableau II.5 : Charge permanente des murs extérieurs	37
Tableau II.6 : Charge permanente et d'exploitation de paillasse	37
Tableau II.7 : Charge permanente et d'exploitation de palier	38
Tableau II.8 : Dégression des Surcharges d'Exploitation	39
Tableau II.9 : Descende des charges -poteau intermédiaire-	41
Tableau II.10 : Résultats des vérifications au flambement	46
Tableau II.11 : Dimensions des différents éléments	46

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 : Combinaisons des charges l'escalier	65
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations	70
Tableau III.3 : Ferrailage à l'ELU Sur appuis	72
Tableau III.4 : Ferrailage à l'ELU Sur Travée	73
Tableau III.5 Vérification des contraintes à l'ELS sur travée	74
Tableau III.6 Vérification des contraintes à l'ELS sur appuis	75
Tableau III.7 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	80
Tableau III.8 : Vérification a l'ELS de la poutre palière	83
Tableau III.9 Les Différents types de poutrelles	91
Tableau III.10 : Les combinaisons d'action	92
Tableau III.11 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher EC (type 1)	99
Tableau III.12 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher EC (type 1)	99

Tableau III.13 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 2) Plancher EC	100
Tableau III.14 Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 2) Plancher EC	100
Tableau III.15 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC(type 1)	100
Tableau III.16 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC(type 1)	101
Tableau III.17 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 2) Plancher RDC	101
Tableau III.18 Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 2) Plancher RDC	102
Tableau III.19 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1)	102
Tableau III.20 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1)	102
Tableau III.21 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2)	103
Tableau III.22 : Sollicitations à l'EL des poutrelles du plancher terrasse (type 2)	103
Tableau III.23 : Sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS	104
Tableau III.24 : Ferrailage des poutrelles	113
Tableau III.25 : Caractéristiques de l'ascenseur selon l'Annexe 4	116
Tableau III.26 : Résultats de ferrailage à L'ELU	118
Tableau III.27 : Résultats de calcul des contraintes dans le béton	120
Tableau.IV.1 Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel	125
Tableau.IV.2 Coefficient d'accélération de zone	129
Tableau. IV.3 : Valeurs des périodes caractéristiques T_1 , T_2	130
Tableau IV.4 Résumé des résultats de calcul	133
Tableau IV.5 : Résultante des forces sismique	137
Tableau IV.6 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens	137
Tableau IV.7 : Effet P- Δ suivant x et y	138
Tableau IV.8 : L'effort normale réduit	139
Tableau IV. 9 : La force sismique	141
Tableau IV.10 : Moment de renversement	141
Tableau IV.11 : Moment stabilisant	141
Tableau IV.12 : Vérification de l'excentricité	143
Tableau IV.13 : Dimensions finales des éléments structuraux	144

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Tableau. V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux	148
Tableau.V.2 : Sollicitations dans les poteaux	149
Tableau.V.3: Sections des armatures longitudinales	151
Tableau.V.4 : Sections des armatures longitudinales adoptées	152
Tableau.V.5 : Sections des armatures transversales	153
Tableau.V.6 : Vérification aux sollicitations tangentielles	155
Tableau.V.7 : Sollicitations de la poutre principale	158
Tableau.V.8 : Ferrailage de la poutre secondaire	160
Tableau.V.9. : Tableau récapitulatif des poutres	161
Tableau.V.10 : Vérification des contraintes à l'ELS	163
Tableau.V.11 : Vérification de la compression du béton	163
Tableau.V.12 : Vérification des contraintes à l'ELS	163
Tableau.V.13 : Vérification de la compression du béton	164
Tableau.V.14 : Tableau de ferrailage des voiles	171
Tableau.V.15 : Tableau de ferrailage des voiles d'ascenseur	171
Tableau.V.16 : Vérification des contraintes des voiles à l'ELS.....	171

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau.VI.1 : Ferrailage de la dalle du radier	182
Tableau.VI.2 : Vérification des contraintes à l'ELS	184
Tableau.VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS	185
Tableau.VI.4 : Ferrailage des nervures du radier	185
Tableau.VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS	185
Tableau.VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS	186
Tableau VI.7 : Choix de ferrailage du voile périphérique	191
Tableau VI.8 : Vérifications des contraintes à l'ELS	91

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1: Vue en plan de RDC	4
Figure I.2 : Vue en plan de l'étage courant	4
Figure. I.3: Plan de terrasse	5
Figure. I.4: La coupe A-A	5
Figure I.5 : La coupe BB	6
Figure I.6 : Façade principale	6
Figure I.7: Façade latérale	7
Figure. I.8: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	12
Figure I.9: Essai de compression de béton	12
Figure I.10: Essai de traction de béton	13
Figure I.11: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ÉLU	14
Figure I.12 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS	15
Figure I.13 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU	18
Figure I.14 : Dispositions constructives pour les groupements d'armature	19
Figure I.15 : Diagramme de la règle des trois pivots	20

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure II.1: Planchers à corps creux	24
FigureII.2 : les poutrelles	25
Figure II.3 : Les composants de l'escalier	27
Figure II.4 : Schéma statique d'escaliers	28
FigureII.5 : L'acrotère.....	29
Figure II.6 : Dimensions de l'acrotère	29
Figure II.7: Démentions de la poutre principale.....	31
Figure II.8 : Démentions de la poutre secondaire	32
Figure II.9 : Schéma statique de poutre palière.....	32
Figure II.10 : Coupe de voile en élévation	34

Figure II.11 : Coupe de voile en plan	35
Figure II.12 : Murs extérieurs	37
Figure II.13 : Poteau intermédiaire	40

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : Modèle de calcul de l'acrotère	50
Figure III.2 : Charges appliquées sur l'acrotère	51
Figure III.3 : La section équivalente de calcul de l'acrotère	53
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	57
Figure III.5 : Section théorique pour le ferrailage du balcon	58
Figure III.6 : Schéma statique des escaliers.....	62
Figure III.7 : Schéma statique à l'ELU	63
Figure III.8 : Schéma statique à l'ELS	65
Figure III.9 : Diagramme Moments fléchissant et efforts tranchants á E.L.U	67
Figure III.10 : Schéma statique à l'ELS	68
Figure III.11 : Diagramme Moments fléchissant et efforts tranchants á E.L.S	70
Figure III.12 : La section équivalente de calcul de L'escalier	70
Figure III.13 : Schéma de ferrailage d'escalier	77
Figure III.14 : Evaluation des charges de poutre palière.....	78
Figure III.15 : Coupe de la poutre palier.	84
Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	87
Figure III.17 : Schéma statique de la poutrelle type 1	93
Figure III.18 : Schéma statique de la poutrelle type 2	100
Figure III.19 : Schéma de ferrailage des plancher sur travée	114
Figure III.20 : Schéma de ferrailage des planchers sur appuis	115
Figure III.21 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	115
Figure III.22 : les compositions de l'ascenseur	116
Figure III.23 : Disposition constructive des armatures de l'ascenseur	121

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1 : Modélisation 3D de la structure	131
--	-----

Figure IV.2 : disposition des voiles	132
Figure IV.3 : Comportement de la structure sous disposition	133
Figure IV.4 : le poids dû à la charge G	136
Figure IV.5 : le poids dû à la charge Q	136
Figure IV.6 : le poids dû à la charge G	136
Figure IV.6 : L'effort tranchant dynamique selon X-X	136
Figure IV.7 : l'effort tranchant dynamique selon Y-Y	137

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 : zone nodale	147
Figure V.2 : Ancrage des armatures transversales.	149
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux de S-Sol	156
Figure V.4: Schéma de ferrailage des poteaux 50x50	156
Figure V.5: Schéma de ferrailage des poteaux 45x45.	156
Figure V.6: Schéma de ferrailage des poteaux 40x40	156
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales sur appui	164
Figure V.8: Schéma de ferrailage des poutres principales sur travée.....	164
Figure V.9: Schéma de ferrailage des poutres secondaires sur appui	164
Figure V.10 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires sur travée	165
Figure V.11 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée	165
Figure V.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	167
Figure V.13 : Disposition des voiles	168
Figure V.14 : Diagramme des contraintes du voile	169
Figure V.15: Schéma de ferrailage du voile V_{x1}	171
Figure V.16: Schéma de ferrailage du voile de l'ascenseur	172

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

Figure VI.1: Dimensions de la semelle isolé	173
Figure VI.2: Schéma du poinçonnement	179
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de radier en travée	187

Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de radier en appui.....	187
Figure VI.5: Schéma de ferrailage des nervures en appui	188
Figure VI.6: Schéma de ferrailage des nervures en travée	188
Figure VI.7 : Schéma statique d'un voile périphérique	189
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage du voile périphérique	192

Résume :

Ce projet présente une étude détaillée d'une Tour à usage multiple constitué d'un Sous-Sol et RDC et 9 étages ; implantée à la wilaya de Mila. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (IIa) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

L'objectif étant le dimensionnement des différents constitutifs du bâtiment pour déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis, nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le CBA93, leRPA99 /2003 et le BAEL91 /99.

L'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul Robot Autodesk afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique).

Enfin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations

Summary:

This project presents a detailed study of a multi-purpose tower of a basement and a ground floor plus 9 floors, located in the wilaya of Mila. This region is classified as a medium seismicity (IIa) according to the Algerian seismic regulations RPA99 version 2003.

The objective being the dimensioning of the various components of the building to determine the appropriate reinforcement for the resistance of the latter to the various actions to which it may be subjected, we had to refer to the regulations in force, notably CBA93, RPA99 /2003 and BAEL91/99.

The dynamic study of the structure was carried out using Robot Autodesk in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic load).

Finally, in the last part of the report, the foundations were studied and calculated

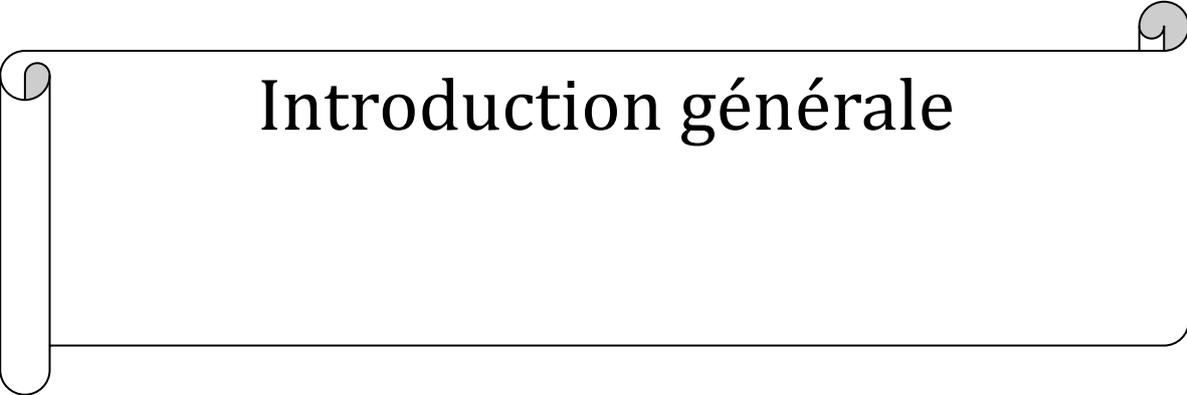
ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لبرج متعدد الاستخدامات، يتكون من طابق تحت أرضي و طابق أرضي و تسعة طوابق أخرى، يقع في ولاية ميلة التي تصنف كمنطقة زلزالية متوسطة (IIa) وفقا للقواعد الزلزالية الجزائرية RPA99 نسخة 2003.

الهدف منه هو تحديد أبعاد المكونات المختلفة للبرج، لتحديد التسليح المناسب لمقاومة هذا الأخير للعوامل الخارجية المختلفة التي قد يتعرض لها، و كان علينا أن نلجأ الى القواعد خاصة CBA93 و RPA99/2003 و BAEL91/99.

الدراسة الديناميكية للهيكل يتم اجراؤها بواسطة برنامج Robot Autodesk الحسابي من أجل تحديد مختلف الاجهادات بسبب الأحمال الحمل الدائم، حمل التشغيل، الحمل الزلزالي (الحمل الدائم ، حمل التشغيل ، الحمل الزلزالي)

و في الجزء الاخير من المذكرة، قمنا بدراسة و حساب الأسس.

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left side and a small circular element at the top right corner. The text is centered within the frame.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE :

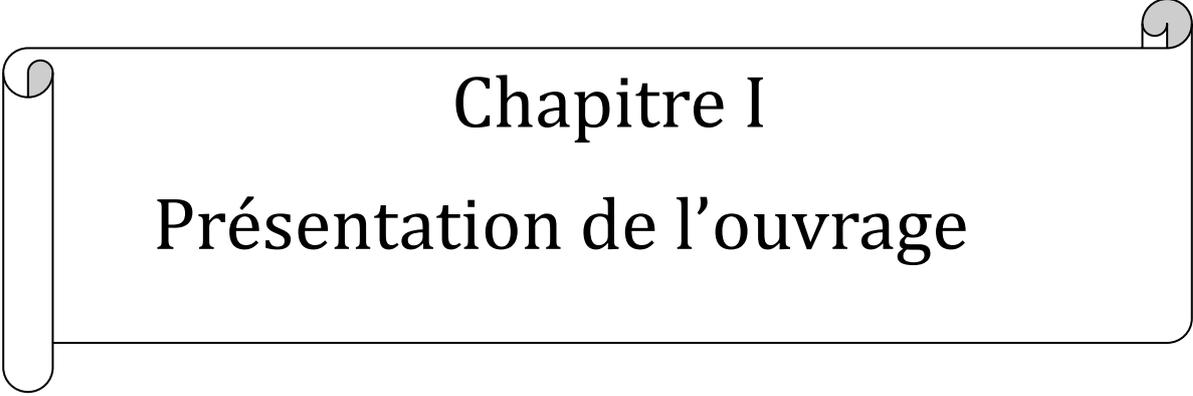
Le génie civil est une discipline de l'ingénierie qui s'occupe de la conception, de la construction et de l'entretien des infrastructures essentielles à la société, comme les bâtiments, les ponts, les routes ou encore les barrages. Il joue un rôle clé dans le développement et la croissance économique en fournissant des infrastructures sûres et durables pour les transports, le logement, les loisirs, ainsi que pour l'acheminement de l'eau et de l'énergie.

En plus de son impact économique, le génie civil contribue à la protection de l'environnement en développant des solutions durables qui réduisent l'empreinte écologique. Il assure également la sécurité publique en concevant des structures capables de résister aux aléas naturels et aux conditions extrêmes.

Dans le cadre de notre formation en génie civil, on distingue deux grands domaines : le bâtiment et les travaux publics. Bien que ces spécialités soient complémentaires, elles ont évolué au fil du temps en fonction des besoins économiques. Quel que soit le domaine, le travail d'un ingénieur civil repose sur deux principes fondamentaux : l'évaluation des charges et la résistance des matériaux. Son objectif principal est d'assembler différents matériaux de manière à garantir la solidité et la sécurité des infrastructures face aux contraintes internes et externes.

L'étude des structures en béton armé sous l'effet des séismes est un sujet qui demande une analyse approfondie. Cela inclut la modélisation des structures, l'évaluation des paramètres de l'analyse modale, ainsi que la conception et le dimensionnement appropriés pour limiter les risques liés aux secousses sismiques. L'objectif est d'assurer la sécurité des occupants et la pérennité des constructions tout en prenant en compte les aspects économiques de leur réalisation.

Ce mémoire s'intéresse à l'étude d'une structure en béton armé contreventée par un system mixte voiles-portiques. Il s'agit d'un bâtiment à usage multiple, comprenant un rez-de-chaussée, neuf étages et un sous-sol.



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. INTROUCTION

Le but de l'ingénieur civil est de concevoir et dimensionner les différents ouvrages de constructions, qui peuvent être soit en béton armé ou en charpente métallique. Le dimensionnement doit prendre en compte le critère de sécurité, la durabilité de l'ouvrage et l'économie.

En effet, il n'est qu'une procédure de vérification de projet conçu à partir de l'expérience

Par ailleurs, elle n'est pas la seule méthode susceptible de garantir qu'un ouvrage offre une probabilité satisfaisante, de supporter sans dommage les charges prévues, il y a qu'une structure n'est durable que si les matériaux utilisés à leur mise en œuvre répondent aux exigences des qualités sur lesquelles sont basés les calculs.

I.2. PRÉSENTATION DU PRPJET :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9+1S/Sol) contreventé par un system mixte voiles-portiques, à usage multiple constitué de :

- Un sous-sol à usage de stockage.
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commerciale.
- 9 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

Ce projet est implanté à Mila. Classée en zone de moyenne sismicité (**ZONE IIa**). D'après le règlement parasismique algériens **RPA99 (version 2003)** [1] zone du vent (zone I) d'après le règlement neige et vent (RNV99).

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

3.1. Dimensions en plan :

❖ Longueur du bâtiment : $L_y = 26.70\text{m}$

❖ Largeur du bâtiment : $L_x = 12.70\text{m}$

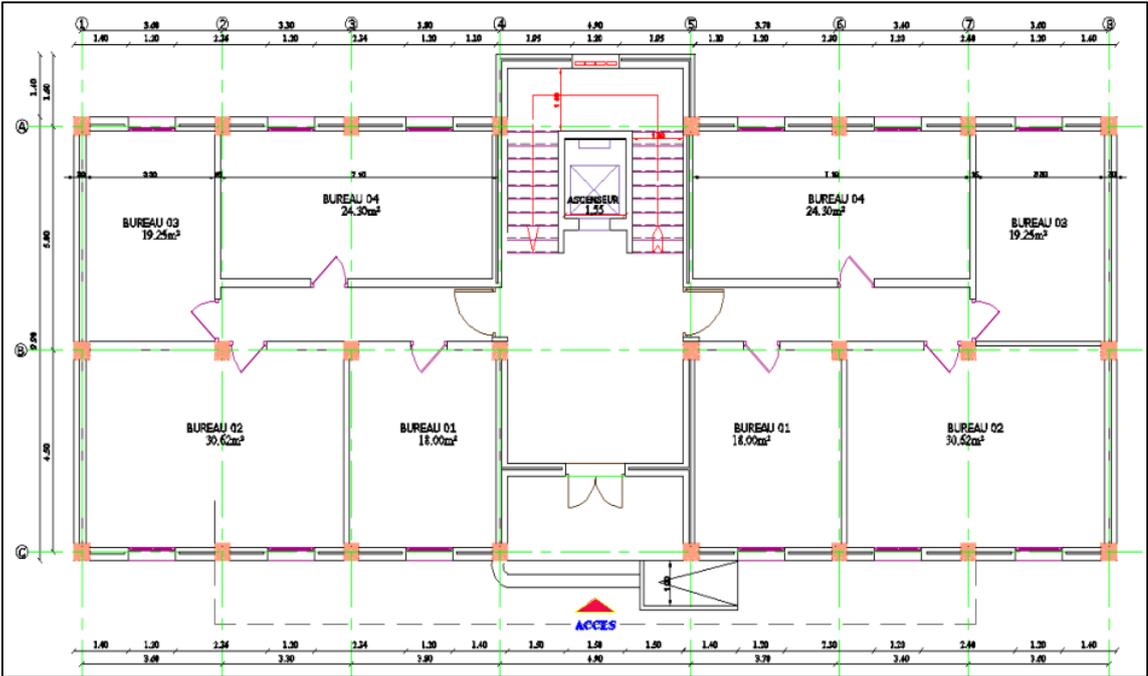


Figure I.1 : Vue en plan de RDC

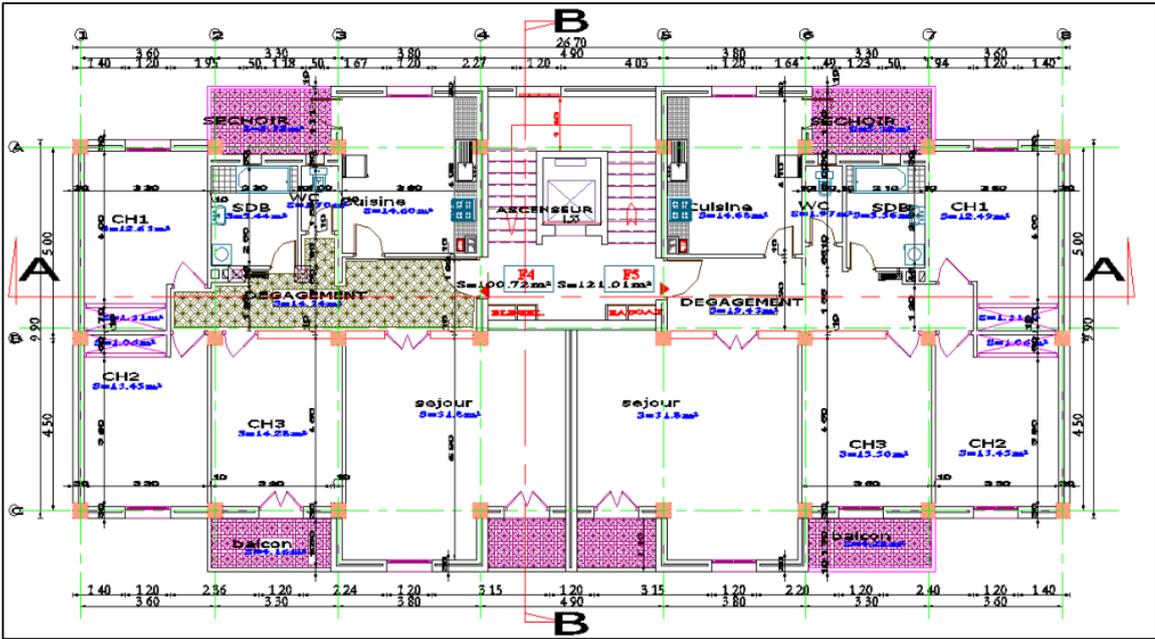


Figure.I.2 : Vue en plan de l'étage courant

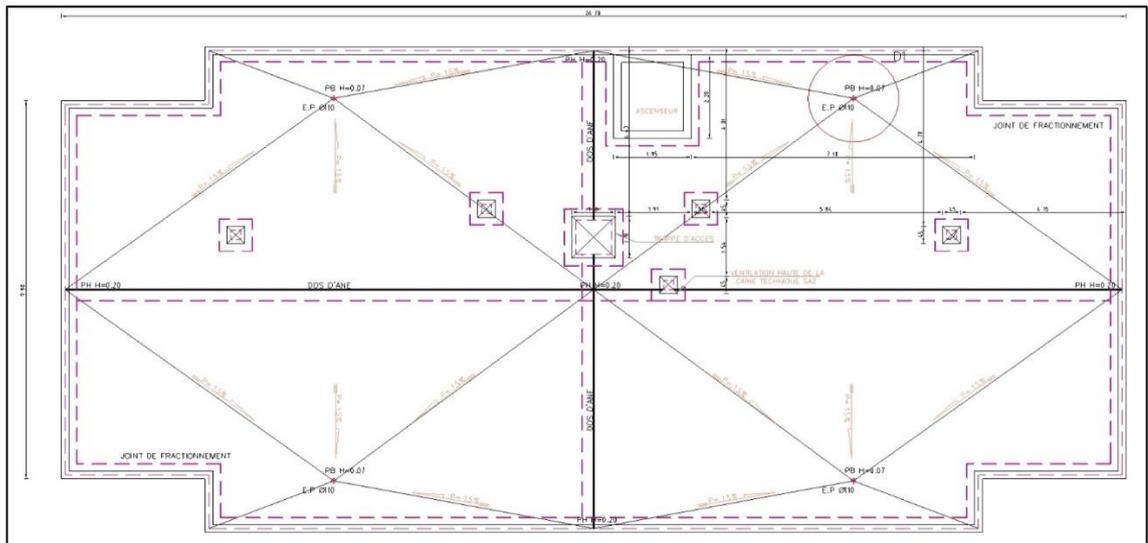


Figure.I.3: Plan de terrasse.

3.2. Dimension en élévation :

- ❖ Hauteur totale du bâtiment :.....Ht = 33.52m
- ❖ Hauteur d'étage courant :.....H = 3.06m
- ❖ Hauteur de rez- de chaussé:..... H = 3.06m
- ❖ Hauteur de S-Sol:..... .H = 2,92m



Figure I.4 : Coupe A-A

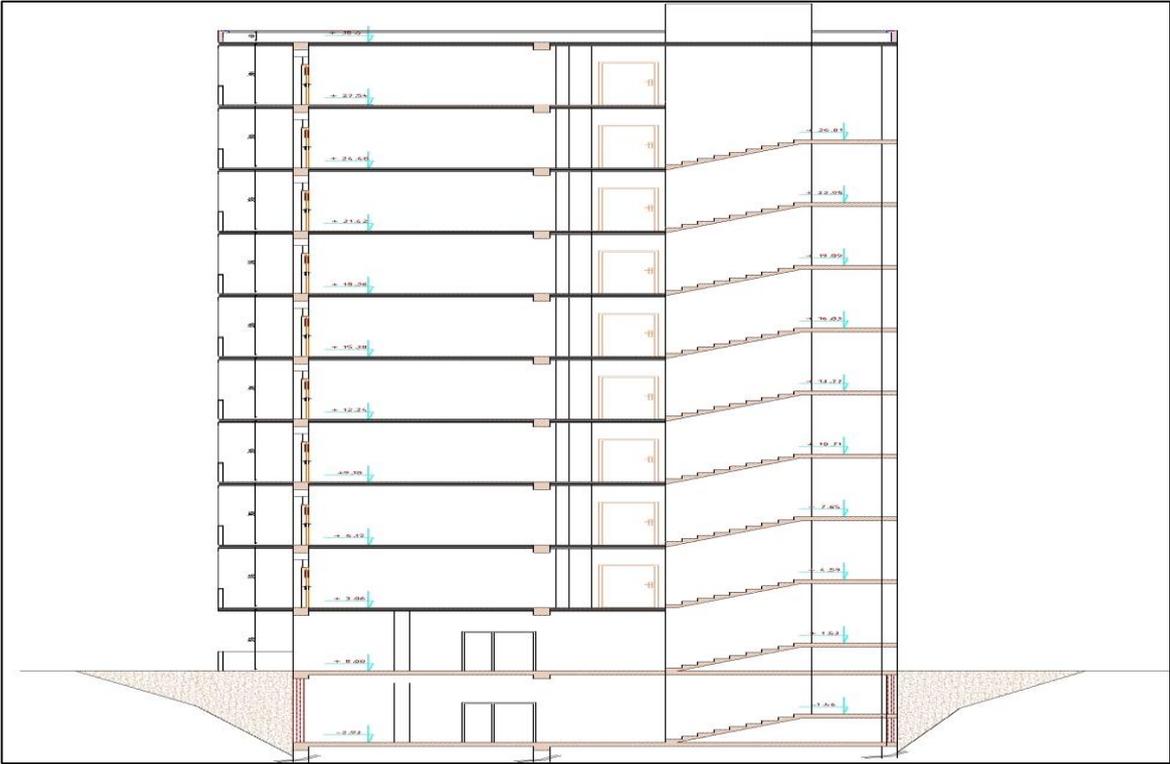


Figure I.5 : Coupe B-B

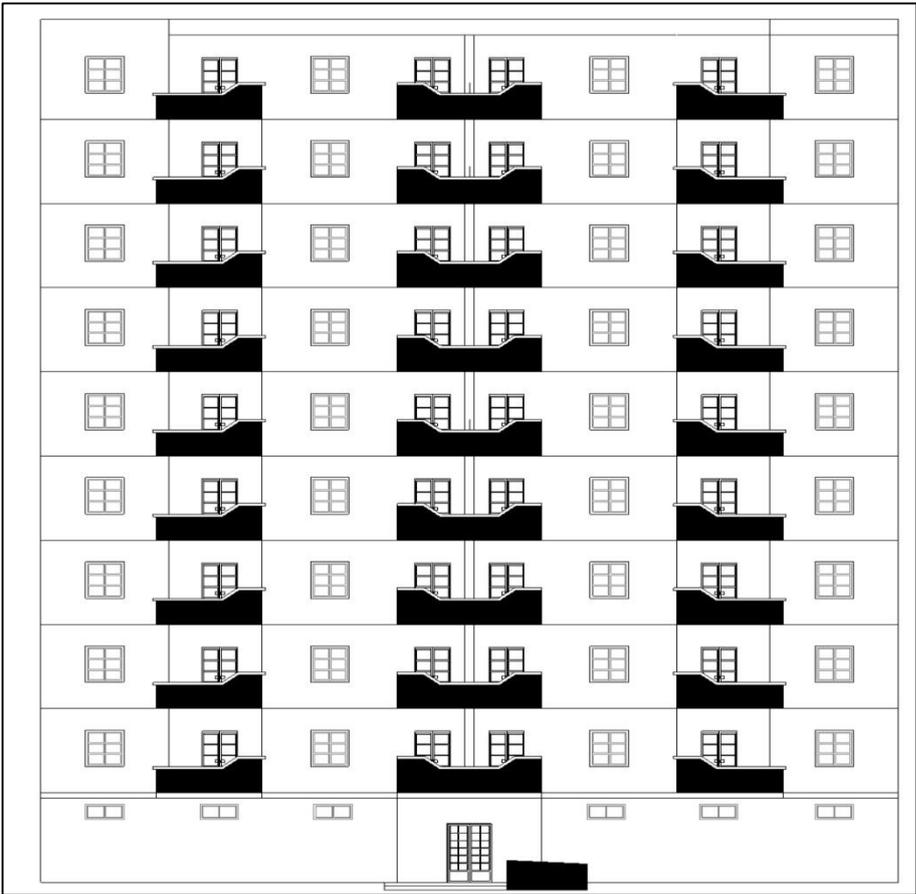


Figure I.6 : Façade principale

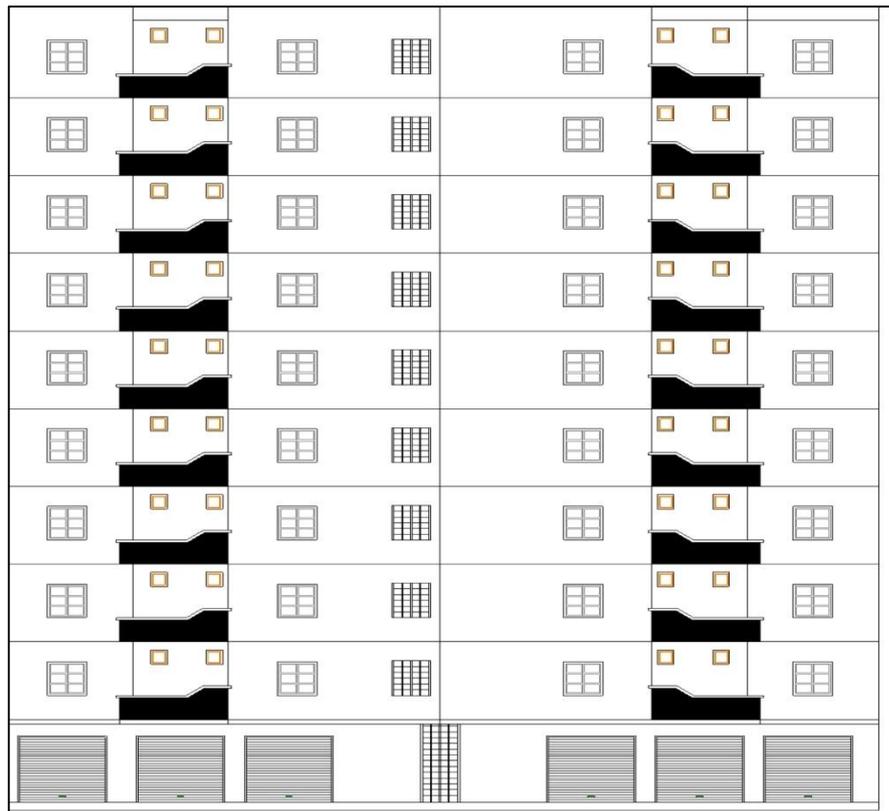


Figure I.7 : Façade latérale

3.3. Données du site :

- ❖ Le bâtiment est construit sur un sol meuble avec une contrainte admissible du sol d'assise $\sigma_{sol} = 2$ bars, l'ancrage est à 1,5 mètres.
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 selon la classification des ouvrages, suivant leur importance d'après les règles parasismiques algériennes RPA99 (version 2003) [1]
- ❖ Le site est considéré comme meuble : catégorie S3 [1]

I.4. DESCRIPTION TECHNIQUE DE L'OUVRAGE :

❖ Structure principale :

- Notre bâtiment est contreventé par un système mixte (portique + voile) suivant les deux sens (Transversal et longitudinal)

❖ Maçonnerie :

Le cloisonnement du bâtiment se fait en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, pour séparation entre les chambres et réserves pour les placards.

Les murs extérieurs seront conçus en double cloison (15 + 10) cm avec une lame d'air de 5 cm qui joue le rôle d'isolation phonique et thermique.

❖ Corps chargés :

Cloisons de répartition en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

❖ Terrasse :

Terrasse inaccessible

❖ Le coffrage :

Le coffrage utilisé pour réaliser ce projet est un coffrage métallique permettant d'assurer un Monolithisme parfait de la structure ainsi qu'une rapidité d'exécution des travaux.

❖ La Conception :

Les éléments porteurs sont continués sur toute leur hauteur jusqu'aux fondations en vue d'éviter des effets de cisaillements parasite (assure la continuité de la structure).

❖ Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour le mur extérieur et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant pénétration des eaux pluviales.

❖ Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de mur extérieurs l'isolation est assurée par lame d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation. A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liégé pour le plancher terrasse.

I.5 CARACTERISTIQUES DES MATÉRIAUX :

Les matériaux utilisés : béton et acier ; doivent répondre à des caractéristiques propres à chaque usage et respecter des critères de qualité vis-à-vis : la résistance, l'économie, la durabilité, la disponibilité, l'esthétique. L'ingénieur doit avoir une très bonne connaissance des matériaux afin de pouvoir les choisir dans les meilleures conditions de sécurité.

Le béton armé est obtenu grâce à l'association de béton et d'acier ayant le même taux de dilatation, basé sur leur possibilité d'adhérence. En conséquence, l'union entre le béton et l'acier, permet aux ouvrages de supporter des charges plus importantes et de résister aux efforts variés que les

bétons ordinaires ne supporteraient pas, sa masse volumique généralement est prise égale à 2500 Kg /m³.

I.5.1 Etats limites :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux catégories d'états limites :

A. Etats limites ultimes (ELU) :

Il correspond à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- Perte d'équilibre statique (basculement).
- Instabilité de forme (flambement).
- Perte la résistance de l'un des matériaux (rupture), ceci conduit à la ruine de l'ouvrage.
- Transformation de la structure en un mécanisme.

Critère de calcul :

- Déformation relatives (ou courbures) limites
- Calcul de type (rupture) avec lois contrainte-déformations des matériaux

B. Etats limite de service (ELS) :

Ils sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformation excessive des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et /ou inconfortables.
- Perte d'étanchéité.

Critère de calcul :

- Contrainte (ou déformations) limites

- Calculs de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence ...)

I.5.2 Le béton :

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à « 25 MPa. »

Tableau I.1 : Composition moyenne du béton

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume (l)	800	400	8 sacs	180
Poids (Kg)	1200	600	400	180

I.5.2.1 Résistances physiques et mécaniques du béton :

❖ Masse volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration

❖ Le Retrait :

Le béton est l'objet de retrait, c'est-à-dire d'une réduction dimensionnelle, en l'absence de chargement, due essentiellement à l'évaporation de l'eau excédentaire interne.

❖ Le fluage :

C'est le phénomène de déformation d'un élément en béton soumis à un chargement de longue durée.

❖ Essais de résistance du béton :

Nature des essais :

Les essais ont pour but d'évaluer et de contrôler la résistance de compression et la résistance de traction du béton. Les essais peuvent avoir deux buts distincts :

➤ Le contrôle :

Les essais de contrôle ont pour but de contrôler la résistance intrinsèque du béton à sa fabrication indépendamment des conditions ultérieures de transport, de mise en œuvre, de vibration, de cure, et de conservation ; ils sont réalisés sur des éprouvettes prélevées au malaxeur et conservées dans

des conditions normalisées, ils permettent notamment de vérifier que les caractéristiques intrinsèques du béton sont conformes aux prévisions.

➤ **L'information :**

Les essais d'information ont pour but d'évaluer, avec la meilleure approximation possible, la résistance du béton de l'ouvrage ; ils sont réalisés sur des éprouvettes prélevées au chantier, lors de la mise en place du béton dans les coffrages, et conservées dans des conditions aussi voisines que possible de celles de l'ouvrage ; ils permettent notamment de décider de l'opportunité d'un décoffrage, d'une manutention, ou d'une mise en charge.

Moule des éprouvettes :

Les moules cylindriques pour éprouvettes d'essais doivent être fabriqués en matières non absorbante et être suffisamment rigides pour ne pas subir aucune déformation durant la confection des éprouvettes. La hauteur des moules 'H' fait deux fois leur diamètre ' Φ ', généralement ' Φ '=16 cm.

Il existe aussi des moules prismatiques ou cubiques, qui sont beaucoup moins utilisés.

Nombre des éprouvettes :

Chaque prélèvement de contrôle doit comporter six éprouvettes cylindriques, dont trois doivent subir l'essai d'écrasement (pour la mesure de la résistance à la compression) et trois l'essai de fendage (pour la mesure de la résistance à la traction).

Le nombre et la cadence des prélèvements de contrôle doivent être fixés par le maître de l'œuvre, compte tenu du volume de l'ouvrage de la cadence du bétonnage, des caractères exigés pour le béton et des difficultés rencontrées pour les obtenir.

a) Résistance à la compression :

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée).

Celle-ci notée « f_{c28} » est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

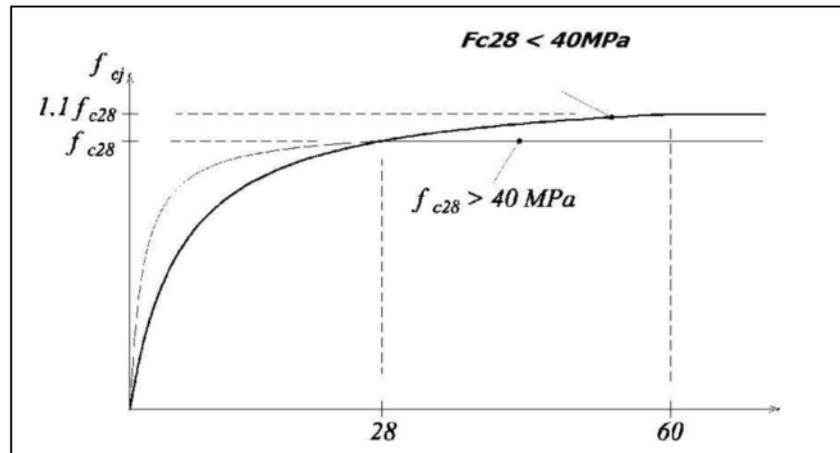


Figure I.8 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Selon les règles de **CBA93 (Art A2.1)** [2]

La résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi.

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$
- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:
$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j = 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- **Essai de compression :**

Elle est déterminée à 28 jours d'âge par l'essai d'éprouvettes cylindriques soumises à l'écrasement suivant leurs faces extrêmes au moyen d'une presse hydraulique.

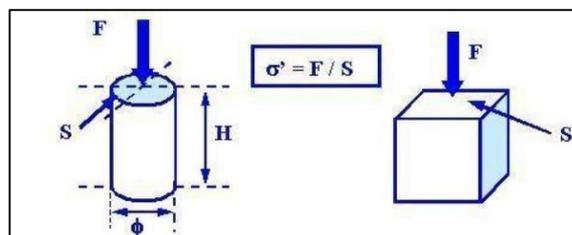


Figure I.9 : Essai de compression de béton

Dans notre projet, elle est prise égale à **25 MPa**

b) Résistance à la traction :(CBA.93 Art A. 2.1.1.2) [2]

La résistance à la traction des bétons courants est de 8 à 12 fois plus faible que sa résistance à la compression elle est caractérisé à la traction du béton à (j) jours notée f_{tj} exprimée en MPa est définie conventionnellement par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0.275 \times (f_{c28})^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Dans notre cas $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

- **Essai de traction :**

Elle est déterminée à 28 jours d'âge, par l'essai d'éprouvettes cylindriques soumises au fendage par application de deux forces égales de compression suivant deux génératrices diamétralement opposées.

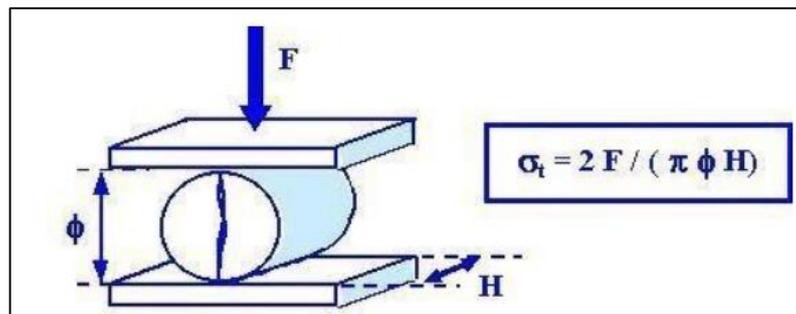


Figure I.10 : Essai de traction de béton

Elle peut être déterminée à partir d'un essai de traction par flexion sur des éprouvettes prismatiques.

I.5.2.2 Module de déformation longitudinale du béton (BAEL91. A.2.1.21) [3] :

- **Module de déformation longitudinale instantané :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différé :**

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

Sous des contraintes normales de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I.5.2.3 Module de déformation transversale du béton « Module de cisaillement » :

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

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

- E : module de Young
- ν : Coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU: pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS: pour le calcul des déformations.

I.5.2.4 Contraintes limites :

- **Contraintes limite de compression :**

a) Etats limite ultime (ELU) :

Le diagramme contrainte déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme simplifié de calcul dit (parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonné, suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

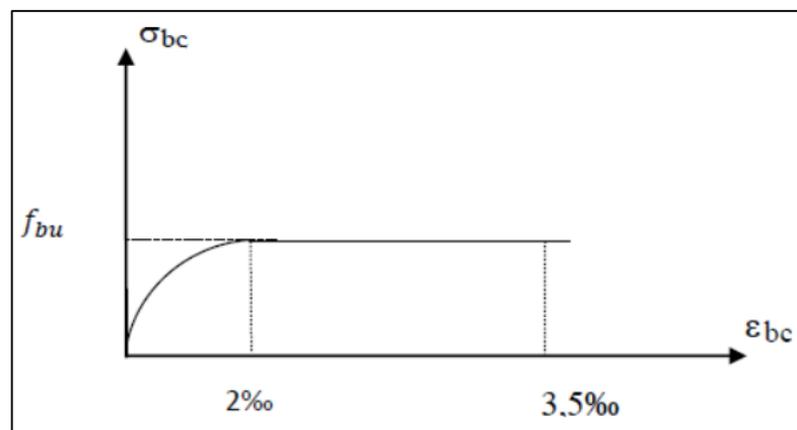


Figure I.11 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

- σ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton.

- ε_{bc} : Déformation du béton.
- f_{cj} : Contrainte caractéristique de compression à « j » jours.
- f_{bu} : Résistance conventionnelle ultime à la compression donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$: Situation durable et transitoire « SDT ».

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle « SA ».

- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

$\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h,

$\theta = 0.9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h

$\theta = 0.85$: lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Toutes les charges sont appliquées après 24h d'où $\theta = 1$

$f_{bu} = 14.16$ MPa En SDT

$f_{bu} = 18.48$ MPa En SA

b) Etats limites de service (ELS) :

Dans ce cas le diagramme contrainte déformation est considéré linéaire.

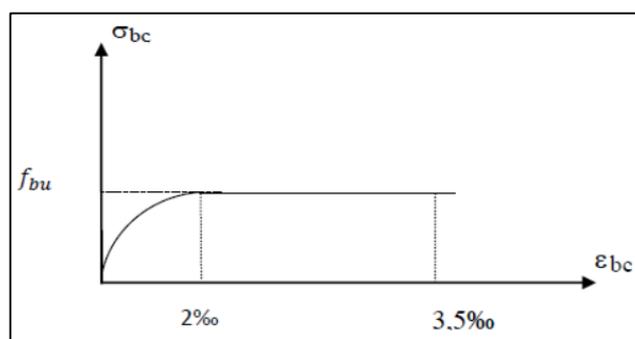


Figure I.12 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

- σ_{bc} : Contrainte du béton en compression

➤ ε_{bc} : Déformation du béton

➤ $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression. Donnée par :

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

Donc : La contrainte admissible du béton en compression $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

- **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Si $\alpha = 90^\circ$

- ❖ Dans le cas d'une fissuration peu nuisible (**FPP**) :

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

- ❖ Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable (**FP, FPP**) :

- $\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

- $\bar{\tau}_u = \min(0.27 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 4.5 \text{ MPa}$

I.5.3 Les aciers :

Les aciers associés au béton servent à reprendre les efforts de traction et les éventuels efforts de compression dans les éléments effectifs ou entièrement tendus, nous utilisons :

- Des aciers de haute adhérence (HA) de nuance FeE400, caractérisés par leur limite d'élasticité garantie $F_e = 400$ MPa.
- Des aciers ronds lisses (RL) de nuance FeE235, caractérisés par leur limite d'élasticité garantie $F_e = 235$ MPa.

Les diamètres utilisés sont : 8-10-12-14-16-20-25-32-40. [Mm]

L'intérêt majeur des aciers réside d'une part dans le cumul de valeurs élevées dans les propriétés mécaniques fondamentales :

- Résistance aux efforts : module d'élasticité, limite élastique, résistance mécanique.
- Dureté.

- Ductilité.
- Résistance aux chocs.
- Leur cout d'élaboration reste relativement modéré car le minerai de fer est abondant sur terre (environ 5% de l'écorce)

a) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Sa valeur est donnée expérimentalement.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

b) Coefficient de poisson de l'acier :

Le coefficient de poisson ν est pris égal à : $\nu = 0.3$

c) Caractères d'adhérence :

Ils sont définis par le coefficient de fissuration " η " et le coefficient de scellement " Ψ_s ".

Tableau I.2 : Caractère D'adhérence des aciers.

Type	Coefficient de fissuration η	Coefficient de scellement Ψ_s
Ronds lisses-Treillis soudés	1	1
Barres H.A ; Φ	1.6	1.5

I.5.3.1 Contraintes limites dans les aciers :

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite de traction et de compression notée σ_s est donnée par la formule suivante:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

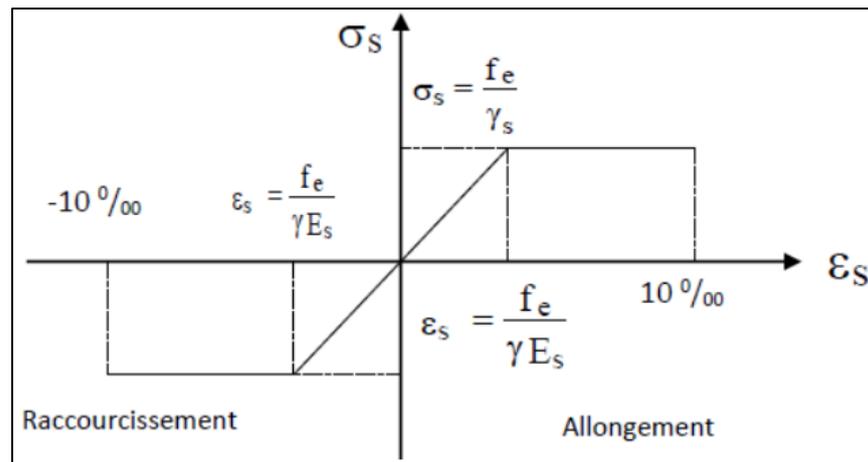


Figure I.13 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

Avec :

f_e : Limite d'élasticité garantie

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$ en SDT

$\gamma_s = 1$ en SA

◆ **Etat limite de service (ELS) :**

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

➤ (FPP) : Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

➤ (FP) : C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration :

$$\bar{\sigma}_s = \min(3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

➤ (FTP) : Milieu agressif :

$$\bar{\sigma}_s = \min(12 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 164.97 \text{ MPa}$$

I.5.3.2 Dispositions constructives :

A. Enrobage des armatures : (Règles BAEL 91 modifiés 99) :

Afin de protéger les armatures de la corrosion, celle-ci doivent être suffisamment enrobées de béton. Est défini l'enrobage (e).

L'enrobage de toutes armatures est au moins égal à :

➤ 1 cm : locaux couverts non exposés aux condensations.

➤ 3 cm : exposé aux intempéries, condensations et liquide ou actions agressives (ramené à 2cm si $f_{c28} > 40$ MPa).

➤ 5 cm : atmosphère très agressive, mer, embruns.

B. Groupements d'aciers :

Les armatures sont souvent groupées en paquets. Mais leur disposition doit être compacte et opposer le minimum de gêne lors du coulage du béton (en particulier à cause de la taille des granulats).

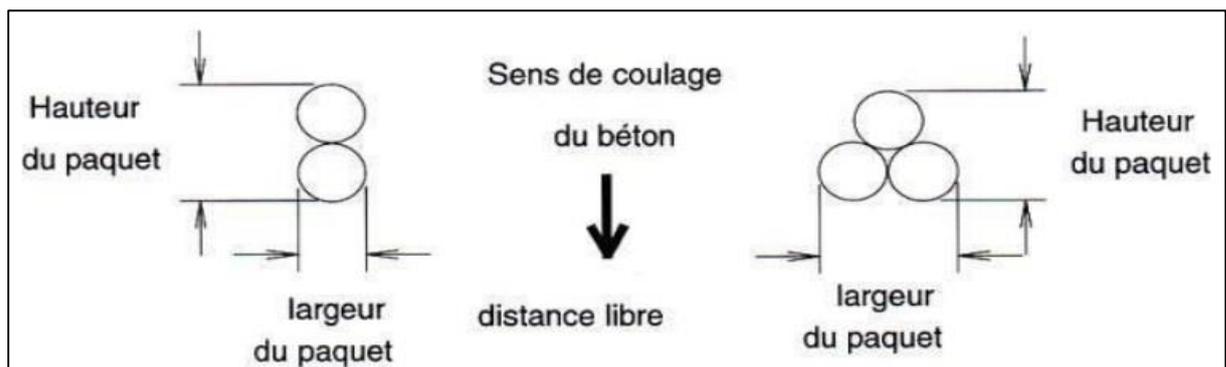


Figure I.14 : Dispositions constructives pour les groupements d'armature.

I.6 HYPOTHESES DE CALCULE :

I.6.1 Hypothèses générales valables pour tous les états limites :

- Au cours de la déformation, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions (principe de Navier Bernoulli).
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- Par adhérence, les déformations relatives de l'acier et du béton au contact sont les mêmes

I.6.2 Hypothèses supplémentaires pour les E.L.S :

- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique (loi de Hooke).
- On définit le coefficient d'équivalence par la relation $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.6.3 Hypothèses supplémentaires pour les E.L.U :

- Le raccourcissement relatif du béton est limité à :

$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.

- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à 10 ‰.

- Le diagramme de déformation de la section doit obligatoirement passer par l'un des trois pivots « A, B, ou C ».

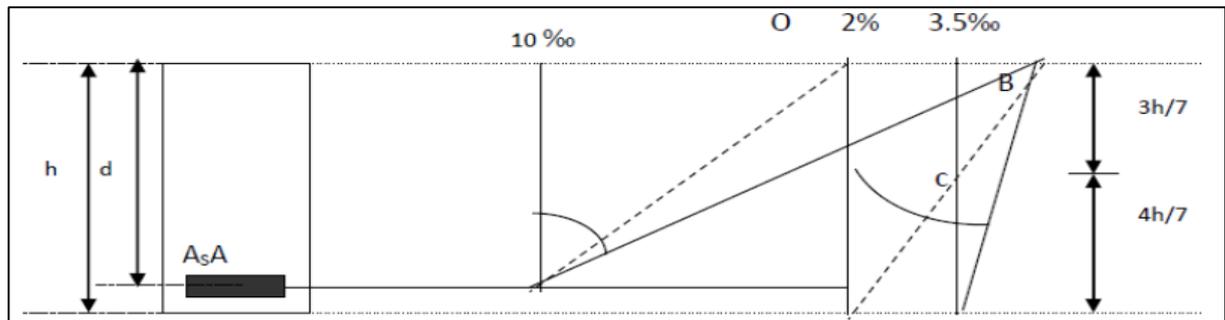


Figure I.15 : Diagramme de la règle des trois pivots.

- **Pivot A :** Déformation des armatures tendues égal à 10‰ : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- **Pivot B :** Déformation des fibres de béton les plus comprimées à 3.5‰ : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C :** Déformation des fibres de béton comprimées à 2‰ la section est soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

I.7 LA MAÇONNERIE : (WIKIPEDIA)

Assemblage des éléments supplémentaires liés ou non par un mortier, qui est un mélange d'un liant d'agréats avec de l'eau, il peut être de l'argile, de la chaux, du ciment ou du plâtre, utilisé la construction des murs périphériques ou de répartition

➤ **Avantage :**

- L'emploi de la brique peut augmenter la masse thermique d'un bâtiment, procurant un confort accru par amortissement de la chaleur de l'été et du froid de l'hiver.
- L'aspect, peut conférer à la maçonnerie une impression de solidité et de durabilité.
- Isolation phonique et thermique.

➤ **Inconvénients :**

- Les intempéries, en particulier le gel, peuvent entraîner des dégradations en surface.
- La maçonnerie doit reposer sur une fondation stable.

I.8. REGLES ET NORMES DE CALCUL :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

❖ RPA 99.V 2003 :

Ces règles parasismiques algériennes sont utilisées pour l'évaluation de la charge sismique globale et sa répartition sur les différents étages et portique, est aussi utilisé pour assurer les conditions minimales en matière de sections transversales des éléments porteurs et de la quantité minimale d'armature dans ces mêmes éléments

❖ Les règles BAEL 91 :

Sont utilisées pour le prédimensionnement, et le ferrailage des différents éléments porteurs de l'ouvrage, il est ensuite utilisé pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage dans son ensemble.

❖ DTR-B.C 2.2 :

Charges permanentes et charges d'exploitation

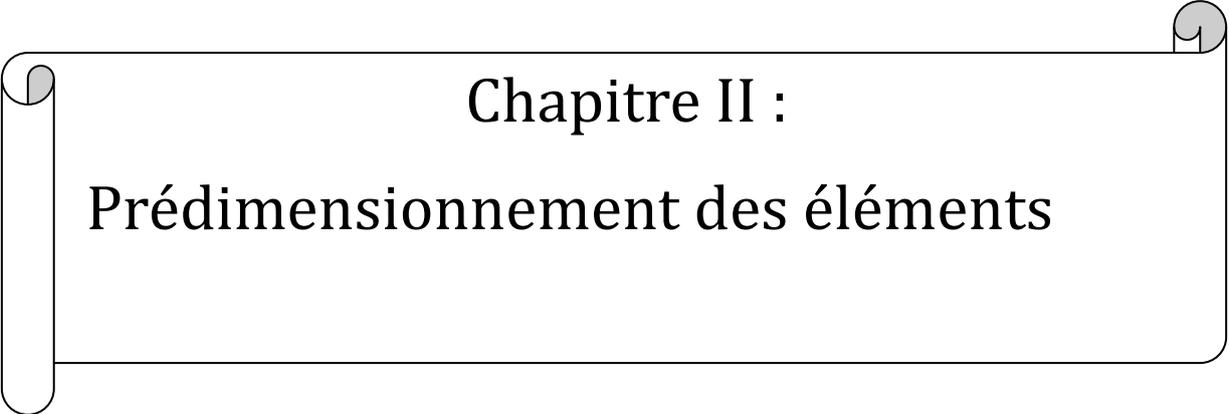
❖ RNV99 : règle algérienne neige et vent.**❖ CBA99 :** calcul des ouvrages en béton armé.**• Logiciel utilisé :**

Afin de réaliser l'étude des portiques, le passage informatique est indispensable afin de faciliter les calculs. Pour cet effet, nous avons utilisé le logiciel « ROBOT ».

I.9 CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons exposé une description détaillée de notre projet avec toutes ses caractéristiques, nous avons aussi donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et les règlements en vigueur.

Le chapitre suivant sera consacré à l'étude du prédimensionnement de tous les éléments de la structure de notre ouvrage



Chapitre II :
Prédimensionnement des éléments

II.1. INTRODUCTION :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure.

Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 (version 2003)** [1] et du **CBA93** [2]. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :

II.2.1 Les planchers :

Les planches déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, ils s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Pour notre bâtiment on a utilisé deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle plein.

II.2.1.1 Plancher en corps creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivante : C.B.A.93.

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22..5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre bâtiment :

$$L_{\max} = \min(L_{x \max}; L_{y \max})$$

$$L_{\max} = 4.9 - 0.4 \rightarrow L_{\max} = 4.5\text{m}$$

Donc :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{450}{22.5}$$

$$h_t \geq 20\text{cm}$$

$$h_t = 21\text{cm (16 cm hourdis corps creux + 5 cm dalle de compression)}$$

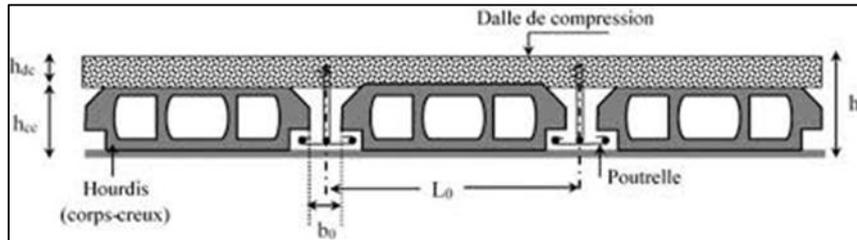


Figure II.1 : Plancher à corps creux

➤ **Les poutrelles :**

La section transversale des poutrelles est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

La largeur de la table de compression est égale à : $\mathbf{b = b_0 + 2b_1}$

On a :

$$b_0 \geq [0,3 h_t ; 0,4 h_t]$$

Avec :

$$h_t = 21 \text{ cm donc on a } b_0 \geq [6.3 ; 8.4]$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$

Tel que :

$$L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right\}$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y : La distance minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles

$$L_y = (490 - 40) \rightarrow L_y = 450\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left\{\frac{55}{2}; \frac{450}{10}\right\} \rightarrow b_1 \leq \min(27.5\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

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

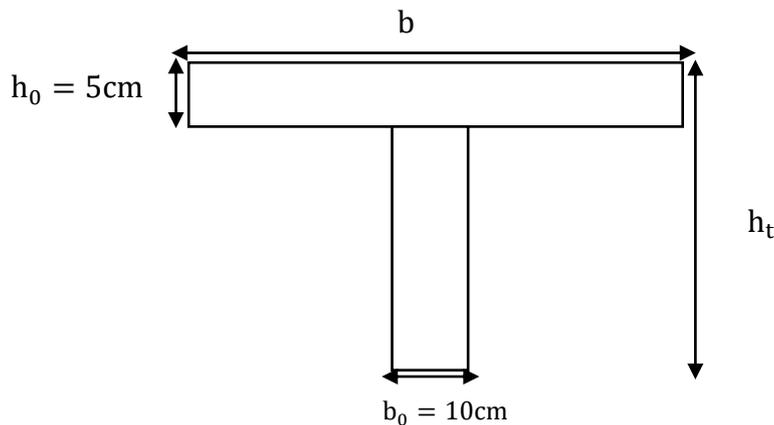


Figure II.2 : Les poutrelles

II.2.1.2 Plancher dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis

Ce type d'éléments travail essentiellement en flexion (poutres, poutrelles, voiles, ou murs). Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

a. Résistance aux feux :

- $e \geq 7\text{ cm}$ → Pour une heure de coup de feu.
- $e \geq 11\text{ cm}$ → Pour deux heures de coup de feu.
- $e \geq 17.5\text{ cm}$ → Pour quatre heures de coup de feu.

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

b. Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA 93 » en vigueur en L'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique on limite donc notre épaisseur, $a = 15\text{ cm}$

c. Critère de résistance :

- Si $\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$: la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une poutre de 1 mètre de largeur.
- Si $\rho = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$: la dalle porte suivant les 2 directions X et Y et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers.

Avec :

L_x : petite portée du plancher.

L_y : grande portée du plancher.

- Dalle pleine portant dans deux directions ($\frac{L_x}{L_y} > 0.4$) :
 - Travée isostatique : $\frac{L_x}{40} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{25}$
 - Travée hyperstatique : $\frac{L_x}{50} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{35}$
- Dalle pleine portant dans une direction ($\frac{L_x}{L_y} < 0.4$):
 - Travée isostatique : $\frac{L_x}{30} \leq h_0 \leq \frac{L_y}{20}$
 - Travée hyperstatique : $\frac{L_x}{35} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{25}$

Dans tous les cas on a :

$$L_x = 1.4\text{m} ; L_y = 4.9\text{m}$$

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{1.4}{4.9} \rightarrow \rho = 0.28 < 0.4$

Le panneau porte dans une seule direction

- $\frac{L_x}{30} < e < \frac{L_y}{20} \rightarrow \frac{140}{30} < e < \frac{490}{20} \rightarrow 4.66\text{cm} < e < 24.5\text{cm}$

$e = 15\text{cm} \rightarrow$ Donc : la dalle reposant sur deux appuis

II.2.2 Les escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches. Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Giron (g) : la largeur de la marche.
- L'emmarchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : ensemble des marches d'un escalier.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier (α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortables ; $\alpha = [200 \text{ à } 400]$.
- La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

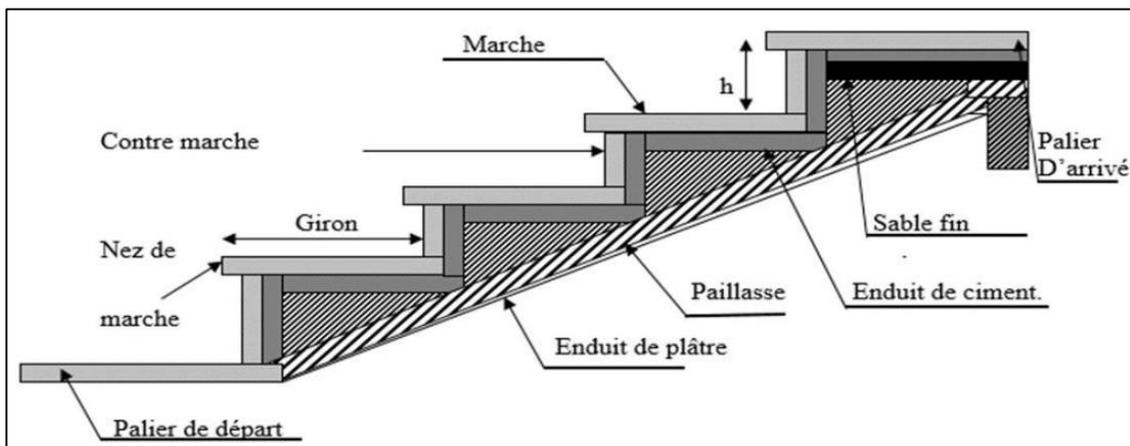


Figure II.3 : Les composants de l'escalier

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier

Dans notre projet on a un type d'escalier : Type : escalier a une volée pour le RDC et les étages courants.

Dimensionnement :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions de la formule de BLONDEL pour dimensionner la géométrie de l'escalier. En pratique, nous avons :

La hauteur h : $14 \leq h \leq 18$

La largeur g : $25 \leq g \leq 32$

On prend:

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

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \quad 59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Escalier RDC + étage courant :

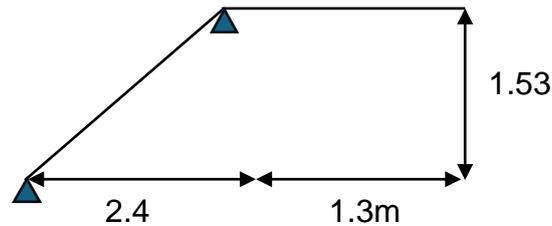


Figure II.4. Schéma statique d'escaliers

Hauteur de l'étage : $H = 3,06 \text{ m}$.

Nombre de contre marches : $n = \frac{306}{17} = 18$ contre marche

• **Paillasse :**

$$n = \frac{H}{h} \rightarrow \frac{153}{17} = 9 \rightarrow 10 \text{ contre marches par volées.}$$

$n-1$ marche donc $10 - 1 = 9$ marche dans une seule volée,

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L}$$

$$\tan \alpha = \frac{153}{270} = 0.57 \rightarrow \alpha \cong 30^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux appuis inclinés d'épaisseur e .

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = \sqrt{2.7^2 + 1.53^2} \rightarrow L_{\max} = 3.01 \text{ m}$$

$$\frac{301}{30} \leq e \leq \frac{301}{20} \rightarrow 10.03 \leq e \leq 15.05$$

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

- **Palier :**

On prend une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

II.2.3. L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le plancher inaccessible du bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il considère également comme un élément décoratif.

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade. Sur l'acrotère peut se fixer un élément de protection et d'étanchéité de la partie supérieure.



Figure II.5 : L'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher, Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

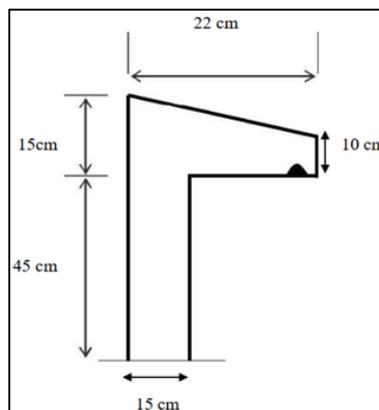


Figure II.6 : Dimensions de l'acrotère

- **Evaluations des sollicitations**

Charge permanente :

La surface :

Tableau II.1 : Charges permanentes de l'acrotère

Eliment constituants	Masse volumique KN/m ³	Surface m ²	Masse linéaires KN /m
Acrotère	25	0.068	1.7
Enduit en ciment	2	0.2	0.4
Total	G= 2.1 KN/ml		

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left[\frac{(0.1 \times 0.03)}{2} \right] = 0.068 \text{ m}^2$$

II.2.4 Balcon :

Un balcon est une structure en porte-à-faux rattachée à un bâtiment et située en saillie par rapport à la façade. Il repose généralement sur une dalle en bétons armée, soutenue par des consoles ou intégrée dans la structure du plancher.

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \text{ Avec :}$$

L : la largeur de balcon

$$e \geq \frac{140}{10} \rightarrow e \geq 14 \text{ cm}$$

On adopte **e = 15cm**

II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :**II.3.1 Poutres :**

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire (b×h), leur rôle est de transmettre les charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

II.3.1.1 Poutres principales :

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

- Elles supportent la dalle.

BAEL 91révisée99 :

- $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec :

L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis $\Rightarrow L_{\max} = 500 - 40 \rightarrow L_{\max} = 460$

h_t : hauteur totale de la poutre

$$30.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 46 \text{ cm}$$

Donc : $h = 45 \text{ cm}$

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

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

Donc : $b = 30 \text{ cm}$

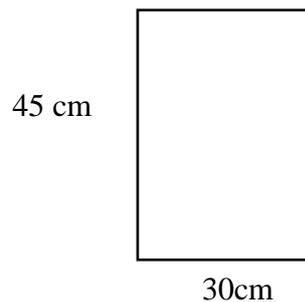


Figure II.7: Démentions de la poutre principale

D'après le RPA 99 version 2003[1]:

- ❖ $b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \text{CV}$
- ❖ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{CV}$
- ❖ $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$

II.3.1.2 Poutres secondaires:

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

- $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$

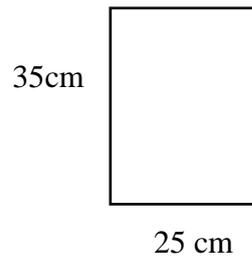
Avec :

L_{\max} : Longueur libre entre nus d'appuis $\Rightarrow L_{\max} = 490 - 40 \rightarrow L_{\max} = 450$

h_t : hauteur totale de la poutre

$$30\text{cm} \leq h_t \leq 45\text{cm}$$

Donc : $h = 35\text{ cm}$



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

Figure II.8 : Démentions de la poutre secondaire

Donc : $b = 25\text{cm}$

D'après le **RPA 99 version 2003[1]** :

- ❖ $b \geq 25\text{ cm} \rightarrow 25\text{cm} = 25\text{ cm} \dots CV$
- ❖ $h \geq 30\text{ cm} \rightarrow 35\text{ cm} > 30\text{ cm} \dots CV$
- ❖ $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{25} = 1.4 < 4 \dots CV$

h peut être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

II.3.1.3 Poutre palière :

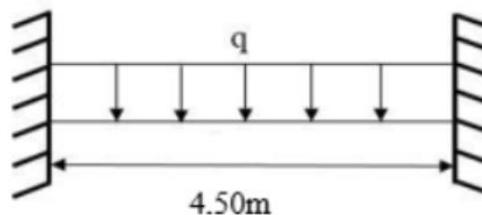


Figure II.9 : Schéma statique de poutre palière

La poutre sera dimensionnée selon le règlement « BAEL 91 » :

Dans notre cas $L = 490 - 40 \rightarrow L = 450\text{cm}$

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 30\text{ cm} \leq h \leq 45\text{ cm}$
On prend : $h = 45\text{ cm}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5\text{ cm} \leq b \leq 31.5\text{ cm}$
On prend : $b = 30\text{cm}$

Donc, nous optons pour des poutres de dimensions : $(30 \times 45)\text{cm}^2$

II.3.2 Les Poteaux :

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leurs dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon **RPA 99« version 2003 art 7.4 page 48 »**

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Selon **RPA99 version 2003**[1] en (zone IIa) :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Dans notre projet le nombre d'étages est grand (R+9+S-SOL) alors on prend une section carrée de côté : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ pour le RDC jusqu'à 9-ème étage.

Vérification des conditions minimale :

- $\text{Min}(40, 40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$
- $\text{Min}(40, 40) \geq \frac{306}{20} \rightarrow 40 \text{ cm} > 15.3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

II.3.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Les voiles peuvent être utilisés pour soutenir des dalles, des toits, des murs, des ponts

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article de RPA99 version 2003. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux.

D'après le **RPA99 version 2003 article 7.7.1** [1] les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4 \text{ d'épaisseur}$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Où :

L : la longueur du voile.

a : épaisseur du voile

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

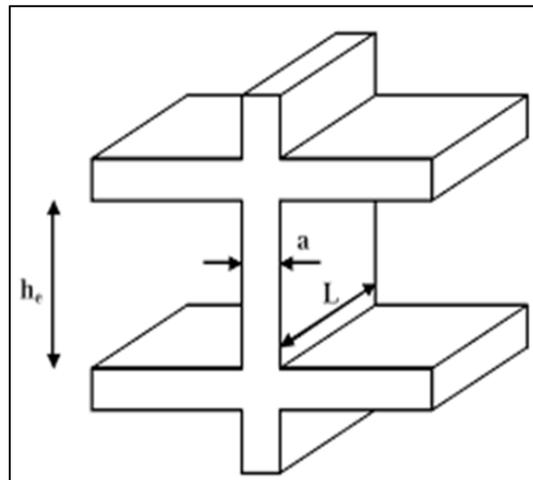


Figure II.10 : Coupe de voile en élévation.

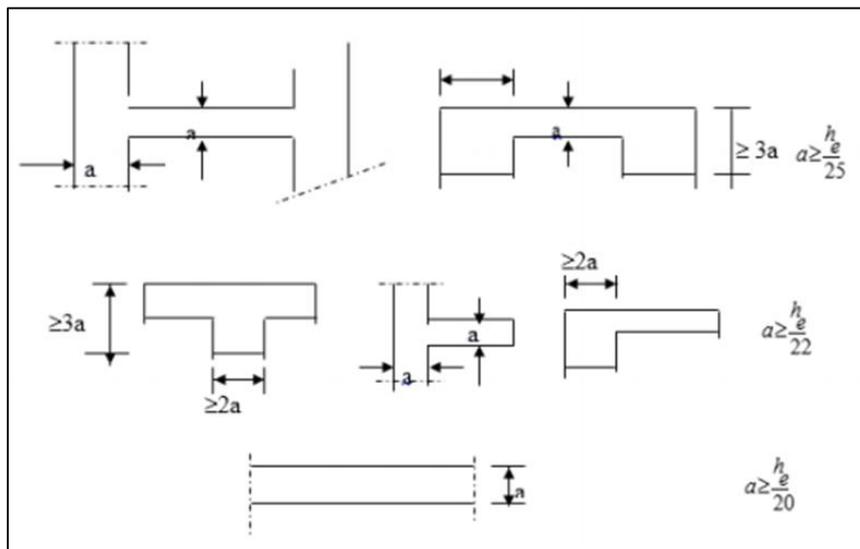


Figure II.11 : Coupe de voile en plan.

D'après RPA :

$$A_{\min} \geq \max\left(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{22}\right)$$

Avec :

h_e : La hauteur libre du niveau

A_{\min} : Épaisseur du voile

Pour étage courant $h_e = (3.06 - 0.4) = 2,66\text{m} = 266\text{ cm}$

$$A_{\min} \geq \text{Max} (15\text{ cm}, 13.3\text{ cm}) \Rightarrow A_{\min} \geq 15\text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **20cm**

II.4 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. On aura à considérer :

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

II.4.1 Les planchers :

a) Plancher terrasse inaccessible :

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

❖ Charge permanente et d'exploitation (DTR BC 2.2) [4] :

Tableau II.2 : Charge permanente et d'exploitation de terrasse à corps creux

N	Désignation	e (m)	ρ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Gravier de protection	0.05	20000	1000
2	Etanchéité multicouches	0.02	6000	120

3	Forme de pente	0.1	22000	2200
4	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
5	Dalle à corps creux	0.21	14000	2940
6	Isolation thermique	0.04	4000	160
Charge permanente totale				G = 6620
Surcharge d'exploitation				Q = 1000

Plancher étage courant :

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

Tableau II.3 : Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux

N	Désignation	e(m)	$\rho(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Cloison en brique	0.1	9000	900
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Plancher à corps creux	0.21	14000	2940
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
6	Mortier de pose	0.02	20000	400
Charge permanente totale				G = 5420
Charge d'exploitation				Q = 1500

II.4.2. Balcon :**Tableau II.4:** Charge permanente et d'exploitation de balcon

N	Désignation	e (m)	$\rho (N/\square\square)$	Charges (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Lit de sable	0.03	18000	540
3	Dalle	0.15	25000	3750
4	Enduit de plâtre	0.02	10000	200
5	Mortier de pose	0.02	20000	400
Charge permanente totale				G = 5330

Charge d'exploitation	$Q = 3500$
------------------------------	------------

II.4.3 Les Murs :

a) Murs extérieurs :

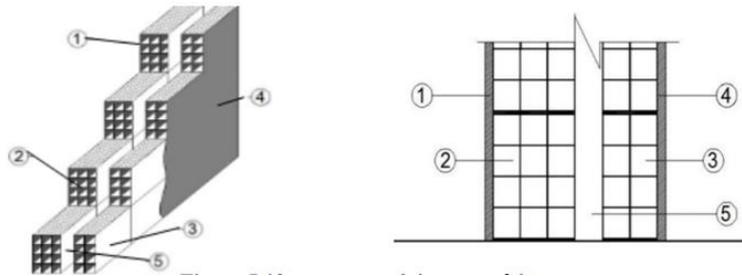


Figure II.12 : Murs extérieurs

Tableau II.5 : Charge permanente des murs extérieurs

N	Désignation	e (m)	$\rho(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18000	360
2	Brique creuse de 15	0.15	9000	1350
3	Brique creuse de 10	0.1	9000	900
4	Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G = 2810$

II.4.4. L'escalier :

A. Paillasse :

Tableau II.6 : Charge permanente et d'exploitation de paillasse

N	Désignation		e (m)	$\rho (N/m^3)$	Charge (N/m ²)
1	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20000	400
		Vertical	0.02h/g	20000	226.67
2	Carrelage	Horizontal	0.02	22000	440
		Vertical	0.02h/g	22000	249.33
3	Poids des marches		0.17/2	25000	2125
4	Enduit plâtre		0.02/cos α	10000	230.94
5	Gardes corps		/	/	600
6	Poids de paillasse		0.15/cos α	25000	4330.12
Charge permanente total					$G = 8602$
Charge d'exploitation					$Q = 2500$

B. Palier :**Tableau II.7 :** Charge permanente et d'exploitation de palier

N	Désignation	e (m)	ρ N/m ³	Charge (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 pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente total				G = 5150
Charge d'exploitation				Q = 2500

II.5. DESCENTE DE CHARGES :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

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

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

II.5.1 Loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3 sont les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation Suivantes :

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage 1) Q_0+Q_1

Sous étage immédiatement inférieur :

$$\text{(Étage 2)} \quad Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\text{(Étage 3)} \quad Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\text{(Étage 4)} \quad Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\text{(Étage } n \geq 5) \quad Q_0 + \frac{(3+n)}{n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante :

Tableau II.8 : Dégression des Surcharges d'Exploitation

		Q (N/m²)
Terrasse	Q_0	1000
9^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2500
8^{ème} étage	$Q_0 + 1.9Q_1$	3850
7^{ème} étage	$Q_0 + 2.7Q_1$	5050
6^{ème} étage	$Q_0 + 3.4Q_1$	6100
5^{ème} étage	$Q_0 + 4 Q_1$	7000
4^{ème} étage	$Q_0 + 4.5Q_1$	7750
3^{ème} étage	$Q_0 + 5 Q_1$	8500
2^{ème} étage	$Q_0 + 5.5Q_1$	9250
1^{ère} étage	$Q_0 + 6 Q_1$	10000
RDC	$Q_0 + 0.65(9Q_1 + Q_2)$	13020
		$Q_{\text{total}} = 13020$

II.5.2. Détermination du poteau le plus sollicité :

Le prédimensionnement se fait sur le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau reprend la plus grande surface de plancher.

Pour notre cas, le poteau le plus sollicité c'est le poteau intérieur le plus sollicité :

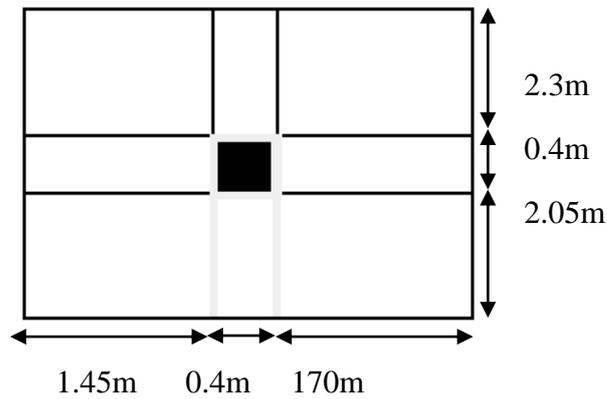


Figure II.13 Poteau intermédiaire

La surface:

$$S_1 = 2.3 \times 1.7 = 3.91 \text{m}^2$$

$$S_2 = 2.3 \times 1.45 = 3.33 \text{m}^2$$

$$S_3 = 2.05 \times 1.7 = 3.48 \text{m}^2$$

$$S_4 = 2.05 \times 1.45 = 2.97 \text{m}^2$$

$$S = \sum S_i = 13.69 \text{m}^2$$

🔧 **Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau**

Les charges permanentes :

○ **Plancher terrasse :**

$$G = 13.69 \times 6.62 \rightarrow G = 90.63 \text{KN}$$

$$Q = 13.69 \times 1 \rightarrow Q = 16.69 \text{KN}$$

○ **Plancher étage courant :**

$$G = 13.69 \times 5.42 \rightarrow G = 74.20 \text{KN}$$

$$Q = 13.69 \times 1.5 \rightarrow Q = 20.53 \text{KN}$$

○ **Les poutres :**

$$G_{pp} = (2.3 + 2.05) \times 0.3 \times 0.45 \times 25 \rightarrow G_{pp} = 14.68 \text{KN}$$

$$G_{ps} = (1.7 + 1.45) \times 0.35 \times 0.25 \times 25 \rightarrow G_{ps} = 6.89 \text{KN}$$

○ **Poteaux :**

Pour RDC jusqu'à 4-ème étage :

$$G_p = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 \rightarrow G_p = 12.24 \text{KN}$$

Tableau II.9 : Descende des charges -poteau intermédiaire-

Niveau	Elément	La charge G (KN/m ²)	La charge Q (KN/m ²)
N ₁	•Plancher terrasse inaccessible +L'acrotère	90.63+2.1	1×13.69
	•Poutre principale	14.68	
	•Poutre secondaire	6.89	
	Total	114.3	
N ₂	•Venant N-1	114.3	
	•Murs	1.3	
	•Poteau (40×40)	12.24	
Total	127.84	13.69	
N ₃	• Venant N-2	127.84	2.5×13.69
	• Plancher étage courant	74.20	
	• Poutre principales	14.68	
	• Poutre secondaires	6.89	
	Total	216.72	
N ₄	• Venant N-3	216.72	
	• Murs	1.3	
	• Poteau (40×40)	12.24	
	Total	230.26	
N ₅	• Venant N-4	230.26	3.85×13.69
	• Plancher étage courant	74.20	
	• Poutre principales	14.68	
	• Poutre secondaires	6.89	
	Total	326.03	
N ₆	• Venant N-5	326.03	
	• Murs intérieur	1.3	
	• Poteau (40× 40)	12.24	
	Total	339.57	

N ₇	• Venant N-6	339.57	5.05× 13.69
	• Plancher étage courant	74.20	
	• Poutre principales	14.68	
	• Poutre secondaires	6.89	
	Total	435.34	
N ₈	• Venant N-7	435.34	
	• Murs intérieur	1.3	
	• Poteau (40×40)	12.24	
	Total	448.88	
N ₉	• Venant N-8	448.88	6.1× 13.69
	• Plancher étage courant	74.2	
	• Poutre principales	14.68	
	• Poutre secondaires	6.89	
	Total	544.65	
□□□	• Venant N-9	544.65	
	• Murs intérieur	1.3	
	• Poteau (40×40)	12.24	
	Total	558.19	
N ₁₁	• Venant N-10	558.19	7× 13.69
	• Plancher étage courant	74.2	
	• Poutre principales	14.68	
	• Poutre secondaires	6.89	
	Total	653.96	
N ₁₂	• Venant N-11	653.96	
	• Murs intérieur	1.3	
	• Poteau (40×40)	12.24	
	Total	667.5	
N ₁₃	• Venant N-12	667.5	7.75× 13.69
	• Plancher étage courant	74.2	
	• Poutre principales	14.68	

	• Poutre secondaires	6.89	
	Total	763.27	106.1
N14	• Venant N-13	763.27	
	• Murs intérieur	1.3	
	• Poteau (40×40)	12.24	
	Total	776.81	106.1
N15	• Venant N-14	776.81	
	• Plancher étage courant	74.2	
	• Poutre principales	14.68	8.5×13.69
	• Poutre secondaires	6.89	
	Total	872.58	116.36
N16	• Venant N-15	872.52	
	• Murs intérieur	1.3	
	• Poteau (40×40)	12.24	
	Total	886.12	116.36
N17	• Venant N-16	886.12	
	• Plancher étage courant	74.2	
	• Poutre principales	14.68	9.25×13.69
	• Poutre secondaires	6.89	
	Total	981.89	126.63
N18	• Venant N-17	981.89	
	• Murs intérieur	1.3	
	• Poteau (40×40)	12.24	
	Total	995.43	126.63
N19	• Venant N-18	995.43	
	• Plancher étage courant	74.2	
	• Poutre principales	14.68	10× 13.69
	• Poutre secondaires	6.89	
	Total	1091.2	136.9
N20	• Venant N-19	1091.2	

	• Murs intérieur	1.3	
	• Poteau (40×40)	12.24	
	Total	1104.74	136.9
N21	• Venant N-20	1104.74	13.02×13.69
	• Plancher étage courant	74.2	
	• Poutre principales	14.68	
	• Poutre secondaires	6.89	
	Total	1200.51	178.24

La somme des charges permanents : $G_{Tot} = 1200.51 \text{KN}$

La somme des charges d'exploitations : $Q_{Tot} = 178.24 \text{KN}$

❖ Combinaisons des Charges :

• E.L.U :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = (1.35 \times 1200.51) + (1.5 \times 178.24)$$

$$N_u = 1888.05 \text{KN}$$

• E.L.S :

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 1200.51 + 178.24$$

$$N_s = 1378.75 \text{KN}$$

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** [2] on doit majorer l'effort normal ultime de compression N_u de 10% tel que : $N_u \times 1.10 = 1.10 \times 1888.05 = 2076.85 \text{KN}$

II.5.3 Vérifications nécessaires :

➤ Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} \text{ Tel que : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.16 \rightarrow B \geq B_{calculé} = \frac{N_u^*}{f_{bu}}$$

$$B_{calculé} = \frac{1888.05 \times 10^3}{14.16} = 133336.86 \text{mm}^2 \rightarrow B_{Bcalculé} = 0.133 \text{m}^2$$

$$B = 0.4 \times 0.4 = 0.16\text{m}^2$$

$$B > B_{\text{calculé}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification au flambement :**

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

Avec :

B_r : Section réduite du poteau

f_{c28} : Contrainte de compression du béton a 28 jours ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).

f_e : Contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400\text{MPa}$).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ($\gamma_b = 1.5$).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s=1.15$).

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

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

On calcule l'élanement : $\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$

$l_f = 0,7l_0$ (**BAEL91ArtB. 8. 3. 31**)[2]: Longueur de flambement.

l_0 : Hauteur du poteau.

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14\text{m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.14}{0.4} \rightarrow \lambda_x = 18.53$$

$$\lambda = 18.53 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{18.53}{35}\right)^2} \rightarrow \alpha = 0.80$$

$$B_r = (h - 2)(b - 2)$$

$$B_r = (40 - 2)(40 - 2) = 1444\text{cm}^2 \rightarrow B_r = 0.14\text{m}^2$$

$$A = 0.8 \% B_r \text{ (Zone IIa)}$$

$$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_c 28}{0.9 \gamma_b} + \frac{8 f_e}{1000 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2076.85 \times 10^3}{0.8 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.8 \times 400}{1000 \times 1.15} \right]} \rightarrow B_r \geq 138112.09 \text{ mm}^2$$

$$B_{r \text{ cal}} \geq 0.14 \text{ m}^2 = B_r = 0.14 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Il n'y a pas de risque de flambement.

Tableau II.10 : Résultats des vérifications au flambement

Poteau	B (m ²)	I _f	λ	α	B _r (m ²)	N _u (KN)	B _{r cal} (m ²)	Condition
40*40	0.16	2.14	18.53	0.8	0.14	20760850	0.14	CV

Remarque :

Compte tenu du nombre d'étages dans notre projet, la section des poteaux ne permet pas de supporter convenablement les efforts. Une modification de ses dimensions s'impose afin de garantir la stabilité structurelle.

- **S-Sol jusqu'à 4-ème étage :** poteau 50×50
- **5-ème et 6-ème étages :** poteau 45×45
- **7-ème jusqu'à 9-ème étage :** poteau 40×40

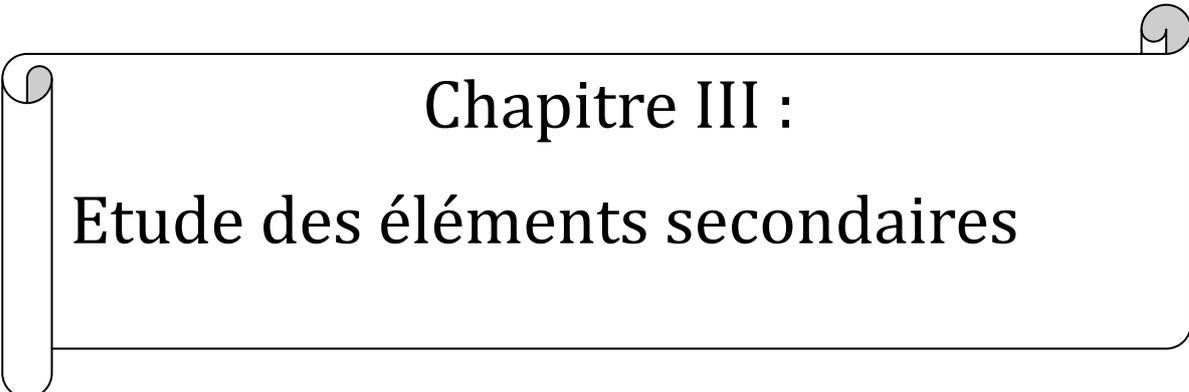
II.6 CONCLUSION :

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur. Ainsi nous avons opté pour :

Tableau.II.11 : Dimensions des différents éléments

Eléments		Dimensions (cm)
Plancher	Corps creux	16+5
Poutres	Poutre principale	30×45
	Poutre secondaire	25×35
	Poutre palière	30×45
	S-Sol jusqu'à 4-ème étage	50×50

Poteaux	5-ème et 6-ème étages	45×45
	7-ème jusqu'à 9-ème étage	40×40



Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

III.1 INTRODUCTION :

Les éléments non structuraux qui ne contribuent pas de manière significative à la résistance globale aux actions sismiques peuvent être considérés comme secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis, en raison des déformations imposées, qu'à des sollicitations négligeables par rapport à celles d'autres origines.

Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les balcons.
- Les escaliers.
- Les planchers.
- Ascenseur.

III.2 L'ACROTÈRE :**III.2.1 Définition :**

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux intempéries, dont la réalisation est indispensable, pour des raisons de sécurité et d'étanchéité, il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G)
- Un moment dû à la surcharge (Q)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

III.2.2 Hypothèse de calcul :

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

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

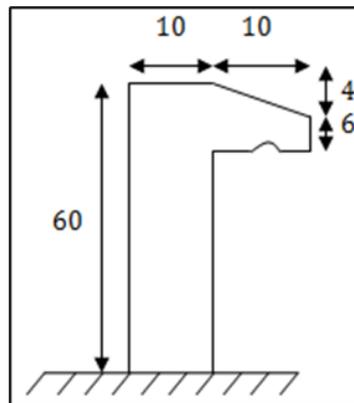


Figure.III.1 : Modèle de calcul de l'acrotère.

a) Evaluation des Charges :

D'après le chapitre précédent on a :

$$S = 0.068 \text{ m}^2$$

$$G = 2.1 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml (plancher terrasse inaccessible).}$$

b) Vérification au séisme :

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P \dots \dots \text{RPA 99version 2003 (Art 6.2.3) [1]}$$

Avec :

- $A = 0.15$: coefficient d'accélération de zone.
- $C_P = 0.8$: Facteur de force horizontale
- $W_P = 2.1 \text{ KN/ml}$: Poids propre de l'acrotère

Donc :

$$F_P = 1.008 \text{ KN/ml}$$

$$F_P < 1.5 Q \rightarrow 1.008 \text{ KN/ml} < 1.5 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

On va ferrailer l'acrotère avec la force F_p .

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$G = 2.1 \text{ KN/ml}$; $Q = 1 \text{ KN/ml}$; $F_p = 1.008 \text{ KN/ml}$

III.2.3 Calcul des efforts :

Pour déterminer les sollicitations, on va utiliser 3 combinaisons, et on choisit la plus défavorable. Ces combinaisons Pour une bande de 1m de largeur sont :

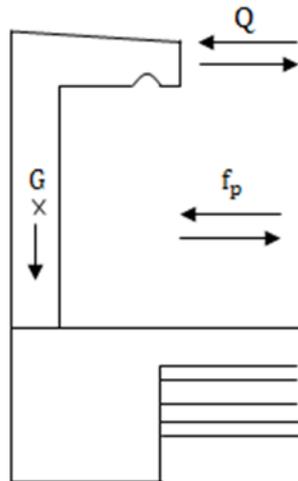


Figure III.2 : charges appliquées sur l'acrotère

- **E.L.U :**

$$N_u = 1.35 G = 2.835 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$$

- **E.L.S :**

$$N_{ser} = G = 2.1 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 0.6 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Calcul de l'excentricité :**

Selon l'article (A.4-4 du B.A.E.L91) [3], en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

- ❖ **Excentricité de la résultante des normales (e_1) :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.835} = 0.317\text{m}$$

$$e_1 \geq \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016\text{m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F par rapport aux armatures tendues.

❖ **Excentricité dus aux effets de second ordre (e2) :**

$$e_2 = \frac{3L_f}{10^4 h_0} (2 + \alpha \emptyset)$$

$\emptyset = 2$: c'est le rapport de la déformation final due au fluage et à la déformation

Instantanée sous charge considéré ce rapport est généralement pris égal à 2.

Calcul de l'élanement :

$$L_f = 2 \times L \Leftrightarrow L_f = 2 \times 0.6 \Leftrightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

$$i : \text{rayon de giration} : i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$S = b \times h = 1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$S = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc} : i = 0.028 \text{ m}$$

$$\text{Alors} : \gamma = \frac{L_f}{i} = \frac{1.2}{0.028} = 42.85$$

$$\gamma_{\max} \leq \max \left\{ 50; \min \left(\frac{67 \times e_1}{h} \right); 100 \right\}$$

$$\gamma_{\max} \leq 100$$

$$\text{Alors} : \gamma \leq \gamma_{\max}$$

Donc : pas de risque de flambement.

$$\text{Et} : \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = \frac{Gl^2}{2} = \frac{2.1 \times 0.6^2}{2} = 0.378 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = \frac{Ql^2}{2} = \frac{0.6^2}{2} = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.378}{0.378+0.18} = 0.677$$

$$\alpha = 0.677$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 \times 0.677 + 2)$$

$$e_2 = 0.014 \text{ m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250}) = \max(2 \text{ cm} ; \frac{60}{250}) = 2 \text{ cm BAEL A4.3.5 [3]$$

Alors :

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e_t = 0.317 + 0.014 + 0.02 \Rightarrow e_t = 0.351 \text{ m}$$

$$e_t > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_{ua}).

III.2.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

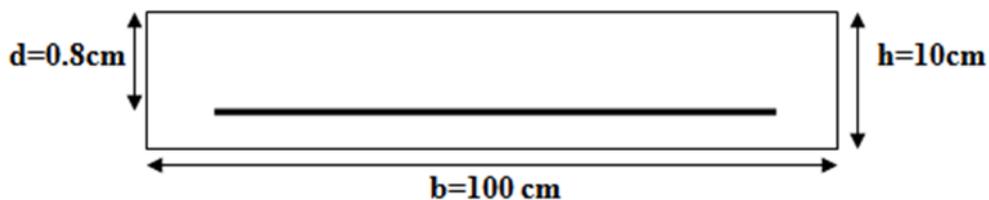


Figure III.3: La section équivalente de calcul de l'acrotère

Les dimensions de la section :

- Epaisseur de la section : $h = 0.1 \text{ m}$
- Largeur de la section : $b = 1 \text{ m}$

- Enrobage : $c = 0.02$ m
- Hauteur utile : $d = h - c$ $d = 0.08$ m

A. Moment fictif (M_{ua}) :

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 900 + 2835 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 985.05 \text{ N.m}$$

B. Les armatures fictives :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{985.05 \cdot 10^3}{14.16 \times 1000 \times 80^2} \quad ; f_{bu} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0.010 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.010 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.010$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 79.68 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{985.05 \times 10^3}{79.68 \times 348} = 35.52 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_u = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{min} > 96.6 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (0.35; 0.96)$$

Alors :

$A_s = 0.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte : **4HA8 = 2.01 cm²**

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]**

$A_{\min} < A_{\text{adop}} \Rightarrow 0.96 < 2.01 \dots\dots\dots C.V$

C. L'espacement « e » :

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

$$e \leq \min(30 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 30 \text{ cm}$$

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

- **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] [3]:**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \dots\dots\dots \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

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

$$T_u = F_p + Q = 2.008 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{(b \times d)} = \frac{(2.008 \times 10^3)}{(1000 \times 80)} = 0.0251 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.0251 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.5 Vérification à L'ELS :

III.2.5.1 Vérification des contraintes :

- c) **En travée :**

On doit vérifier que :

- ✓ **Pour le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ Pour l'acier :

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{(\eta f_{c28})} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \left(\frac{n \times \sigma_{bc}}{n \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}} \right)$$

$$n = 15$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 266.66} = 0.45$$

$$U_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = \frac{0.45}{2} \left(1 - \frac{0.45}{3} \right)$$

$$U_r = 0.19$$

Moment de service limite :

$$M_1 = 0.19 \times 1000 \times 80^2 \times 15$$

$$M_1 = 18240000 \text{ N.mm}$$

$$M_1 = 18240 \text{ N.m}$$

$$M_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ser} = 600 + 2100 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{ser} = 663 \text{ N.m}$$

$$M_{ser} < M_1 \Rightarrow 663 \text{ N.m} < 18240 \text{ N.m} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

A'=0 (La section est sans aciers comprimés).

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 68 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_1 \times \sigma_{st}} = \left(\frac{663 \times 10^3}{68 \times 266.66} \right) = 36.56 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{st} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 36.56 - \frac{2100}{266.66} = 28.68 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

$$A_s = \max (A_s; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (0.28; 0.96)$$

Alors : $A_s = 0.96 \text{ cm}^2$

On adopte : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.2.5.2 Schéma de ferrailage :

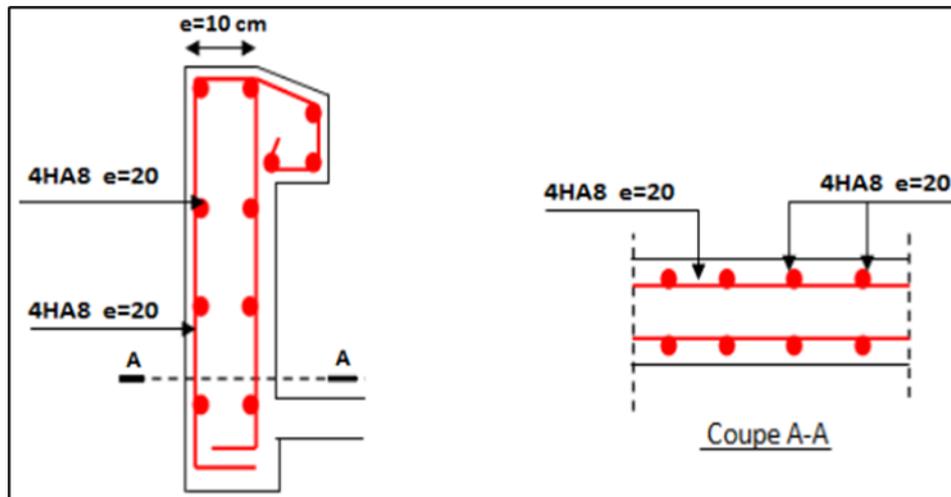


Figure III.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine intégrée aux poutres est conçu comme un consol armé soumise à une flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanents G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre p (poids propre de garde -corps), et une charge d'exploitation Q .

Notre balcon est réalisé en dalle pleine d'épaisseur : $e = 15\text{cm}$

On a : $e = 15\text{cm}$; $L_x = 1.4\text{m}$; $L_y = 3.3\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{1.4}{3.3} \rightarrow \rho = 0.42 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

III.3.1 Evaluation des charges :

$$G = 5.34\text{KN/ml}$$

$$Q = 3.5\text{KN/ml}$$

Pour 1ml :

$$G = 5.34 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

Le calcul peut se fait pour une bande de 1m.

III.3.2 Sollicitations :

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

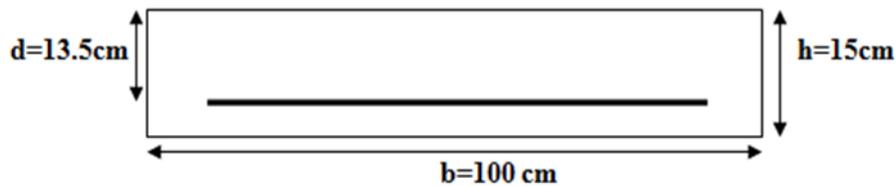


Figure III.5 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.

III.3.2.1 Combinaisons et sollicitations :

A) E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.34 + 1.5 \times 3.5$$

$$q_u = 12.46 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35G$$

$$P_u = 1.35 \times 1$$

$$P_u = 1.35 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{(q_u \times L^2)}{2} + P_u \times L$$

$$L = 1.4 \rightarrow M_u = \frac{12.46 \times 1.4^2}{2} + 1.35 \times 1.4$$

$$M_u = 14.10 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times L + P_u$$

$$L = 1.4 \rightarrow T_u = 12.46 \times 1.4 + 1.35$$

$$T_u = 18.79 \text{ KN}$$

B) E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.34 + 3.5$$

$$q_s = \mathbf{8.84KN/ml}$$

$$P_s = \mathbf{1KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s \times L$$

$$L = 1.4 \rightarrow M_s = \frac{8.84 \times L^2}{2} + 8.84 \times 1.4$$

$$M_s = 10.06KN.m$$

$$T_s = q_s \times L + P_s$$

$$L = 1.4 \rightarrow 8.84 \times 1.4 + 1$$

$$T_s = \mathbf{13.38KN}$$

III.3.3 Calcul de ferrailage :**➤ Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple à L'ELU

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = \frac{(0.85 \cdot f_{c28})}{\gamma_b} \rightarrow \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{(0.85 \times 25)}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$B = 1m \quad / \quad h = 15cm \quad / \quad d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} \rightarrow \mu_u = \frac{18.79 \times 10^6}{14.15 \times 1000 \times 135} \rightarrow \mu_u = 0.072$$

$$\mu_u = 0.072 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_u = 0.072 < 0.392 \rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.072}) \rightarrow \alpha = 0.093$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 135(1 - 0.4 \times 0.093) \rightarrow Z = 130\text{mm}$$

$$A_{s(\text{cal})} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \rightarrow A_{s(\text{cal})} = \frac{18.79 \times 10^6}{130 \times 348} \rightarrow A_{s(\text{cal})} = 4.15\text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 135 \times 2.1}{400} \rightarrow A_{\min} = 1.63\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s(\text{cal})}; A_{\min}) \rightarrow A_s = \max(4.15\text{cm}^2; 1.63\text{cm}^2) \rightarrow A_s = 4.15\text{cm}^2$$

On prend : 3T12 ($A_{(\text{ado})} = 4.52\text{cm}^2$)

➤ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} \rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

Sur appui :

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Armature de répartition :**

Sur appui:

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{\text{ado}}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.12\text{cm}^2; \text{ on adopte : } 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2$$

Avec espacement de: $S_t \leq \text{Min}(4 \times h; 45 \text{ cm})$

Donc, on prend: $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$

III.3.3.1 Vérification de l'effort tranchant :

Contrainte tangentielle du béton :

- **Fissuration non préjudiciable :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\right)\text{MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = q \times 1.1 \rightarrow V_u = 12.46 \times 1.4 \rightarrow V_u = 17.44\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{17.44 \times 10^3}{1000 \times 135} \rightarrow \tau_u = 0.129\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.129 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.3.3.2 Vérification à E.L.S :

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{(M_s \times y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

❖ **La position de l'axe neutre :**

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

$$n(y - d')A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times 4.52(13.5 - y) = 0$$

$$y = 4.22 \text{Cm}$$

❖ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA'_s(d - y) + nA_s(d - y)^2$$

Avec : y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée.

I : moment d'inertie.

$$n = 15$$

$$nA'_s(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.22^3 + 15 \times 4.52(13.5 - 4.22)^2$$

$$I = 8343.87 \text{cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{10.06 \times 10^6 \times 42.2}{8343.87 \times 10^4} \rightarrow \sigma_b = 5.072 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 5.072 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.3.3.3 Vérification de la flèche (BAELB.6.5.1) [3] :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.4} = 0.107; \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow 0.107 > 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.4} = 0.107; \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85 \times 14.10}{10 \times 14.10} = 0.085 \rightarrow \frac{h}{L} = 0.107 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085..CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.003; \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow 0.003 < 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

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

III.3.4 : Schéma de ferrailage

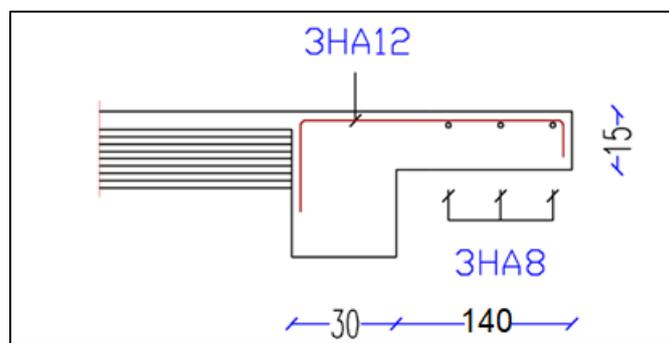


Figure III.6 : Schéma de ferrailage du balcon

III.4 Etude des escaliers :

III.4.1 Définition :

Un escalier est une structure architecturale composée d'une série de marches régulière, permettant de relier différents niveaux ou étages d'un bâtiment. Etant généralement situé à l'intérieur, il est protégé des intempéries, ce qui rend les fissures sont considérées comme peu nuisible : La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1\text{cm}$ soit $c = 2\text{cm}$

- Pour notre emmarchement on aura :
 - **Palier** : $G = 5.15\text{KN/m}^2$
 $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
 - **Paillasse** : $G = 8.60 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

III.4.2 Charge et surcharge :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

❖ Paillasse :

$$G_p = 8.60 \text{KN}/\text{M}^2 = 8.60 \times 1 \text{ml} \Rightarrow G_p = 8.60 \text{KN}/\text{ml}$$

$$Q_p = 2.50 \text{KN}/\text{m}^2 = 2.50 \times 1 \text{ml} \Rightarrow Q_p = 2.50 \text{KN}/\text{ml}$$

❖ Palier:

$$G_{pr} = 5.15 \text{KN}/\text{m}^2 = 5.15 \times 1 \text{ml} \Rightarrow G_{pr} = 5.15 \text{KN}/\text{ml}$$

$$Q_{pr} = 2.5 \text{KN}/\text{m}^2 = 2.50 \times 1 \text{ml} \Rightarrow Q_{pr} = 2.5 \text{KN}/\text{ml}$$

Avec :

G_p : Charge permanente de la paillasse.

Q_p : Charge variable de la paillasse.

G_{pr} : Charge permanente du palier.

Q_{pr} : Charge variable du palier.

❖ La charge de mur extérieure :

$$G = 2.81 \text{KN}/\text{m}^2$$

$$F = G (H - e) \times 1 \text{ml}$$

$$F = 2.81(3.06 - 0.15) \times 1 \text{ml}$$

$$F = 8.177 \text{KN}/\text{ml}$$

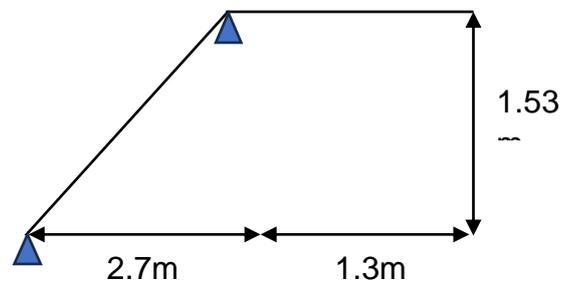


Figure.III.7 Schéma statique des escaliers à l'ELU

III.4.3 Combinaisons des charges :**a) Calcul des charges a l'ELU et l'ELS****- Paillasse :****E.L.U:**

$$q_{up} = 1.35 G_p + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 8.6 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_{up} = 15.36 \text{KN/ml}$$

E.L.S:

$$q_{sp} = G_p + Q_p = 8.60 + 2.5$$

$$q_{sp} = 11.1 \text{ KN/ml}$$

- Palier:**E.L.U:**

$$q_{upr} = 1.35 G_{pr} + 1.5 Q_{pr} = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_{upr} = 10.70 \text{ KN/ml}$$

E.L.S:

$$q_{spr} = G_{pr} + Q_{pr} = 5.15 + 2.5$$

$$q_{spr} = 7.65 \text{ KN/ml}$$

- Mur extérieure:**E.L.U:**

$$P_u = 1.35G = 1.35 \times 8.177$$

$$P_u = 11.04 \text{KN/ml}$$

E.L.S:

$$P_s = G$$

$$P_s = 8.18 \text{KN/ml}$$

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

Combinaisons	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)	La charge de mur (KN/ml)
ELU	15.36	10.70	11.04
ELS	11.1	7.65	8.18

III.4.3.1. Calcul des réactions :

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

➤ E.L.U :

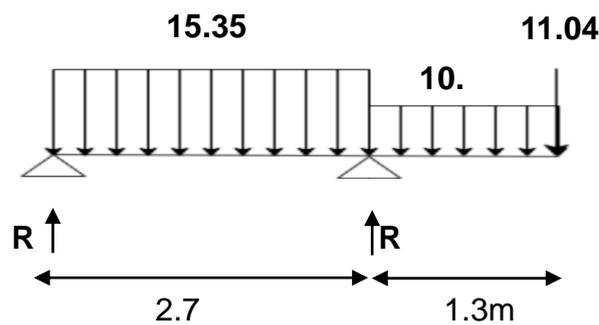


Figure III.8: Schéma statique à l'ELU.

$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = (15.35 \times 2.70) + (10.7 \times 1.3) + 11.04$$

$$R_A + R_B = 66.40$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow 15.35 \times 2.7 \times \frac{2.7}{2} + 10.7 \times 1.3 \times 3.35 + 11.04 \times 4 - 2.7R_B$$

$$R_B = \frac{146.71}{2.7}$$

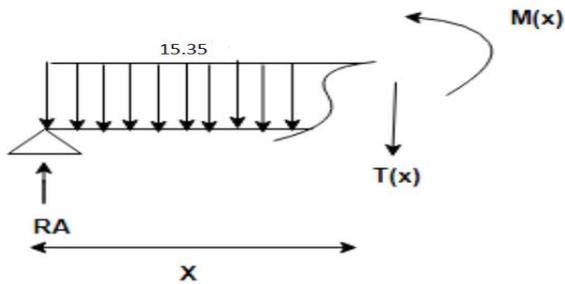
$$R_B = 54.34KN$$

$$R_A = 12.06KN$$

III.4.3.2 Calcul des moments et efforts tranchants :

❖ E.L.U :

▪ **Tronçon I** : Pour : $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$



$$\sum F_V = 0 ; \rightarrow T(x) = -15.35x + 12.06$$

Pour :

$$x = 0 ; \quad T(x) = 12.06\text{KN}$$

$$x = 2.7\text{m} ; \quad T(2.7) = -29.39\text{KN}$$

▪ Moment fléchissant :

$$\sum M_X = 0 ; \rightarrow M(x) = -15.35 \times \frac{x^2}{2} + 12.06x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow -15.35x + 12.06 \rightarrow x = 0.79$$

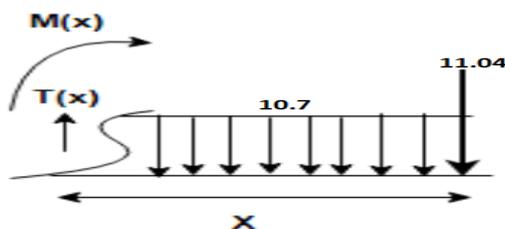
Pour :

$$x = 0 ; \quad M(0) = 0$$

$$x = 0.79\text{m} ; \quad M(0.79) = 4.74\text{KN.m}$$

$$x = 2.7\text{m} ; \quad M(2.7) = -23.39\text{KN.m}$$

▪ **Tronçon II** : Pour : $0\text{m} \leq x \leq 1.3\text{m}$



▪ Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 ; \rightarrow T(x) = 11.04 + 10.7x$$

Pour :

$$x = 0 \quad T(0) = 11.04 \text{KN}$$

$$x = 1.3 \text{m} \quad T(1.3) = 24.95 \text{KN}$$

- Moment fléchissant :

$$\sum M_X = 0 ; \rightarrow M(x) = -(11.04x + 10.7 \frac{x^2}{2})$$

$$\frac{dM}{dx} = -(11.04 + 10.7x) \rightarrow x = 1.03 \text{m}$$

Pour :

$$x = 0 ; \quad M(0) = 0 \text{KN.m}$$

$$x = 1.03 \text{m} ; \quad M(1.03) = -14.05 \text{KN.m}$$

$$x = 1.3 \text{m} ; \quad M(1.3) = -23.39 \text{KN.m}$$

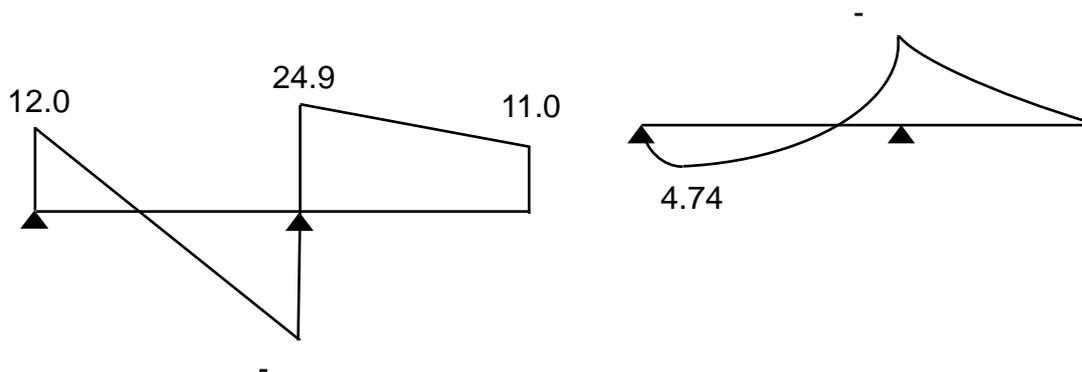


Figure III.9 : Diagramme Moments fléchissant et efforts tranchants à E.L.U

On trouve : $\left(\begin{array}{l} M_{max} = 23.39 \text{KN.m} \\ T_{max} = 29.39 \text{KN} \end{array} \right)$

- Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_{max}$$

$$M_t = 0.85 \times 23.39$$

$$M_t = 19.88 \text{KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{app} = 0.5 M_{Max}$$

$$M_{app} = 0.5 \times 23.39$$

$$M_{app} = 11.70 \text{KN.m}$$

➤ E.L.S :

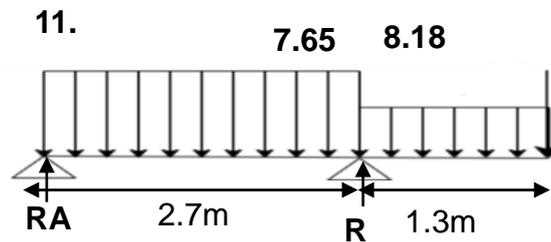


Figure III.10: Schéma statique à l'ELS.

III.4.3.3 Calcul des réactions :

$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = (11.1 \times 2.7) + (7.65 \times 1.3) + 8.18$$

$$R_A + R_B = 40.1 \text{KN}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow 11.1 \times 2.7 \times \frac{2.7}{2} + 7.65 \times 1.3 \times 3.35 - 2.7R_B$$

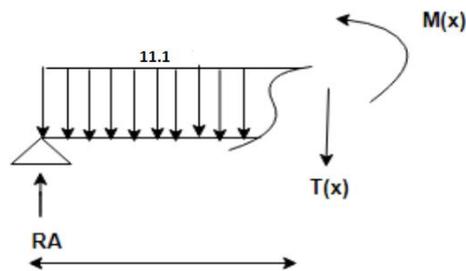
$$R_B = \frac{73.78}{2.7} = 27.33 \text{KN}$$

$$R_A = 12.77 \text{KN}$$

III.3.3.4 Calcul des moments et efforts tranchants :

❖ E.L.S :

- Tronçon I: $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$



- Effort tranchant: x

$$\sum F_V = 0 \rightarrow T(x) = -11.1x + 27.33$$

Pour :

$$x = 0; \quad T(0) = 27.33\text{KN}$$

$$x = 2.7; \quad T(2.7) = -2.64\text{KN}$$

- Moment fléchissant :

$$\sum M/x = 0 \rightarrow M(x) = -11.1 \times \frac{x^2}{2} + 27.33x$$

$$\frac{dM}{dx} = -11.1x + 27.33 \rightarrow x = 2.46$$

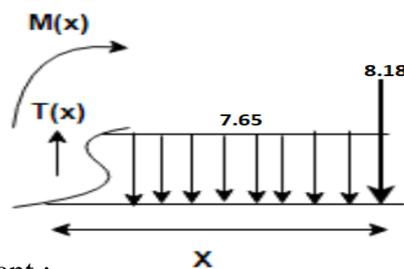
Pour :

$$x = 0; \quad M(0) = 0$$

$$x = 2.46\text{m}; \quad M(2.46) = 33.64\text{KN.m}$$

$$x = 2.7\text{m}; \quad M(2.7) = 33.33\text{KN.m}$$

- **Tronçon II** : $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$



- Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \rightarrow T(x) = 11.1x + 8.18$$

Pour :

$$x = 0; \quad T(0) = 8.18\text{KN}$$

$$x = 1.3\text{m}; \quad T(1.3) = 22.61\text{KN}$$

- Moment fléchissant :

$$\sum M/x = 0 \rightarrow M(x) = -(11.1 \frac{x^2}{2} + 8.18x)$$

$$\frac{dM}{dx} = -(11.1x + 8.18) \rightarrow x = 0.74$$

Pour :

$$x = 0; \quad M(0) = 0\text{KN.m}$$

$x = 0.74\text{m}; \quad M(0.74) = -9.09\text{KN.m}$

$x = 1.3\text{m}; \quad M(1.3) = -20.01\text{KN.m}$

27.3

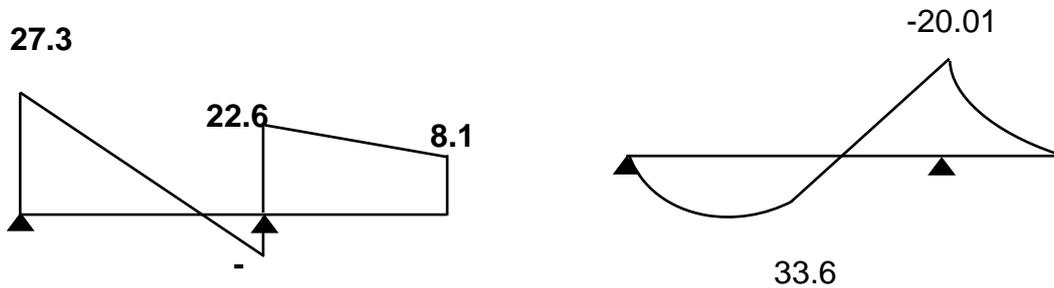


Figure III.11 : Diagramme Moments fléchissant et efforts tranchants à E.L.S

On trouve : $\left(\begin{matrix} M_{\max} = 33.64\text{KN.m} \\ T_{\max} = 27.33\text{KN} \end{matrix} \right)$

▪ **Moment en travée :**

$M_t = 0.85M_{\max}$

$M_t = 0.85 \times 33.64$

$M_t = 28.6\text{KN.m}$

▪ **Moment sur appuis :**

$M_{\text{app}} = 0.5M_{\max}$

$M_{\text{app}} = 0.5 \times 33.64$

$M_{\text{app}} = 16.82\text{KN.m}$

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$M_{\max}^t(\text{KN.m})$	$M_{\max}^{\text{app}}(\text{KN.m})$	$V_{\max}(\text{KN})$
ELU	23.39	19.88	11.7	29.39
ELS	33.64	28.6	16.82	27.33

III.4.4 Calcul de Ferrailage :

Le ferrailage sera déterminé par une bande de 1m de longueur soumise à la flexion simple.

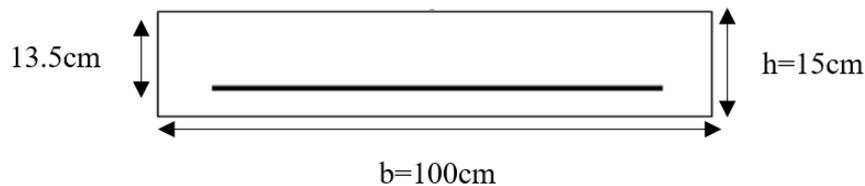


Figure III.12 : La section équivalente de calcul de L'escalier.

Les dimensions de la section :

- Epaisseur de la section : $h = 15\text{cm}$
- Largeur de la section : $b=100\text{cm}$
- Hauteur utile : $d= 0.9h = 13.5\text{cm}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.16 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \quad \mu_l = 0.392 ; \quad d = 13.5\text{cm}$$

❖ En appuis :

$$M_{app} = 11.7\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{11.7 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 135^2} = 0.045$$

$$\mu_{bu} = 0.045 < \mu_{AB} = 0.186 \longrightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = 0.058$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 135(1 - 0.4 \times 0.058131) \rightarrow Z = 131.9\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z\sigma_s} = \frac{11.7 \times 10^6}{131.9 \times 348} = 254.8\text{mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 2.55\text{cm}^2$$

a) Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163.01\text{mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{cal})} = 1.63\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{s(\text{calculé})} = 2.55\text{cm}^2; A_{\min} = 1.63\text{cm}^2)$$

$$\text{On adopte : } 5T10A_{s(\text{adopt})} = 3.92\text{cm}^2$$

b) Armatures de réparation :

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = 0.98\text{cm}^2$$

On adopte : 5T8 $A_{r(adop)} = 2.01\text{cm}^2$

c) Armatures transversales :

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 100/4 \text{ cm} \leq \min(4 \times 15\text{cm} ; 45\text{cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V$$

✚ Armatures longitudinales :

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

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$$

Tableau III.3 : Ferrailage à l'ELU Sur appuis.

M(KN. m)	μ_{bu}	α_u	Z(mm)	$A_{s(cal)}(\text{mm}^2)$	$A_{min}(\text{mm}^2)$	$A_{s(adop)}\text{mm}^2$	S_t
11.7	0.045	0.058	131.9	2.55	1.63	3.92	15

❖ Sur travée :

$$M_t = 19.88\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{19.88 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 135^2} = 0.077$$

$$\mu_{bu} = 0.077 \leq \mu_{AB} = 0.186$$

$$\mu_{bu} = 0.077 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.077}) = 0.1$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 135(1 - 0.4 \times 0.1) \rightarrow Z = 129.6\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{19.88 \times 10^6}{129.6 \times 348} \rightarrow A_{s(cal)} = 440.79\text{mm}^2 \rightarrow A_{s(cal)} = 4.4\text{cm}^2$$

d) Condition de non fragilité

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_{s(cal)}; A_{min}) = 4.4 \text{ cm}^2 ; A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2)$

On adopt: $5T12A_{s(adop)} = 5.65\text{cm}^2$

e) Armature de repartition:

$$A_r = \frac{A_{s(adop)}}{4} = 1.18\text{cm}^2$$

On adopt: $4T8 A_{r(adop)} = 2.01\text{cm}^2$

f) Armatures longitudinal:

$$S_t \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = \frac{100}{6} \text{ cm} \leq \min (3 \times 15\text{cm} ; 33\text{cm})$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V$

g) Armatures transversals:

$$S_t \leq \min (4h ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = \frac{100}{6} \text{ cm} \leq \min (4 \times 15\text{cm} ; 45\text{cm})$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V$

Tableau III.4 : Ferrailage à l'ELU Sur Travée.

M(KN. m)	μ_{bu}	α_u	Z(cm)	$A_{s(cal)}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{s(adop)}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
19.88	0.077	0.1	12.96	4.4	1.63	5.65	15

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{29.39 \times 10^3}{1000 \times 135}$$

$\tau_u = 0.22\text{MPa}$

• **Fissuration peu nuisible :**

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

$\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$

$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots C.V$

Remarque :

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**❖ **Sur travée :**

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

y : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

• **Position de l'axe neutre:**

$$M_{ser} = 28.6 \text{ KN.m} \rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2; n = 15; \mu \leq \mu_l \rightarrow A'_s = 0$$

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

$$n(y - d')A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times 5.65 \times (13.5 - y) = 0$$

$$y = 4.01 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3} by^3 + nA'_s(d - y)^2 + nA_{st}(d - y)^2$$

$$nA'_s(d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.01^3 + 15 \times 5.65(13.5 - 4.01)^2$$

$$I = 9781.96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{(M_{ser} \times y)}{I} = \frac{28.6 \times 10^6 \times 40.1}{9781.96 \times 10^4} = 11.72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.72 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Les résultats trouvés en travée et sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 Vérification des contraintes à l'ELS sur travée.

$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
28.6	5.65	4.01	9781.96	11.72	CV

❖ **Sur appuis :**

Tableau III.6 Vérification des contraintes à l'ELS sur appuis.

$M_{ser}(\text{KN. m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
16.82	3.92	3.44	7307.69	7.92	CV

III.4.4.1 Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1) [3] :

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

$$h=15\text{cm}$$

$$l = 2.7\text{m}$$

$$A_s = 5.65\text{cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{2.7} = 0.055 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} \rightarrow \frac{0.15}{2.7} = 0.055 \geq \frac{19.68}{20 \times 23.39} = 0.042 \rightarrow 0.055 > 0.042 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.18 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow 4.18 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifiées donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

A) Calcul de la flèche (BAEL 91) [3] :

$$\text{La flèche totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq f$$

Avec :

$$Y = 5.65\text{cm}; \quad M_{\text{ser}} = 33.64 \text{ KN.m}; \quad M_{\text{ts}} = 28.6 \text{ KN.m}; \quad d = 13.5\text{cm}; \quad L = 2.7\text{m}$$

$$h = 15\text{cm}; \quad b = 100\text{cm}; \quad A_t = 5.65\text{cm}^2; \quad f_{\text{t28}} = 2.1 \text{ MPa}; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$Y_G = \frac{15 \times \frac{h^2}{2} + 15A_t \times d}{b_0 h + 15A_t}; \quad Y_G = 1.79 \text{ cm}$$

❖ **Calcul le moment d'inertie de la section homogène «I₀» :**

$$I_0 = \frac{b \times Y_G^3}{3} + \frac{b(h - Y_G)^3}{3} + 15A_t(d - Y_G)^2 + 15A'_s(Y_G - d')^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 1.79^3}{3} + \frac{100(15 - 1.79)^3}{3} + 15 \times 5.65(13.5 - 1.79)^2$$

$$I_0 = 88652.42\text{cm}^4$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{\text{t28}}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}; \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{\text{t28}}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.004 \rightarrow \rho = 0.004$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.004} = 5.25 \rightarrow \lambda_i = 5.25$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.004} = 2.1 \rightarrow \lambda_v = 2.1$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{\text{c28}}} = 32164.2 \quad E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \rightarrow E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{A_s \times d} = \frac{33.64 \times 10^6}{565 \times 135} \rightarrow \sigma_s = 441 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{\text{t28}}}{4 \rho \sigma_s + f_{\text{t28}}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 441 + 2.1} \right]$$

$$\mu = 0.6$$

❖ **Moment d'inertie fictive**

$$I_{\text{fi}} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 88652.42}{1 + 5.25 \times 0.6} = 23498.23 \rightarrow I_{\text{fi}} = 23498.23$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 88652.42}{1 + 2.1 \times 0.6} = 43149.4 \rightarrow I_{fv} = 43149.4$$

❖ La flèche:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{33.64 \times 10^6 \times 2700^2}{10 \times 32164.2 \times 23498.23 \times 10^4} \rightarrow f_i = 3.24 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{33.64 \times 10^6 \times 2700^2}{10 \times 10721.4 \times 43149.4 \times 10^4} \rightarrow f_v = 5.3 \text{ mm}$$

❖ La flèche admissible :

$$f' = \frac{L}{500} ; \quad \text{Si : } L < 5 \text{ m}$$

$$f' = 0.5 + \frac{L}{1000} ; \quad \text{Si : } L > 5 \text{ m}$$

Dans notre cas $L = 2.7 \text{ m} < 5 \text{ m}$

Donc :

$$\bar{f} = 5.4$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq f'$$

$$\Delta f_t = 5.3 - 3.24 \leq 5.4$$

$$\Delta f_t = 2.06 \leq 5.4 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc la flèche est Vérifiée

III.4.5 Schéma de ferrailage :

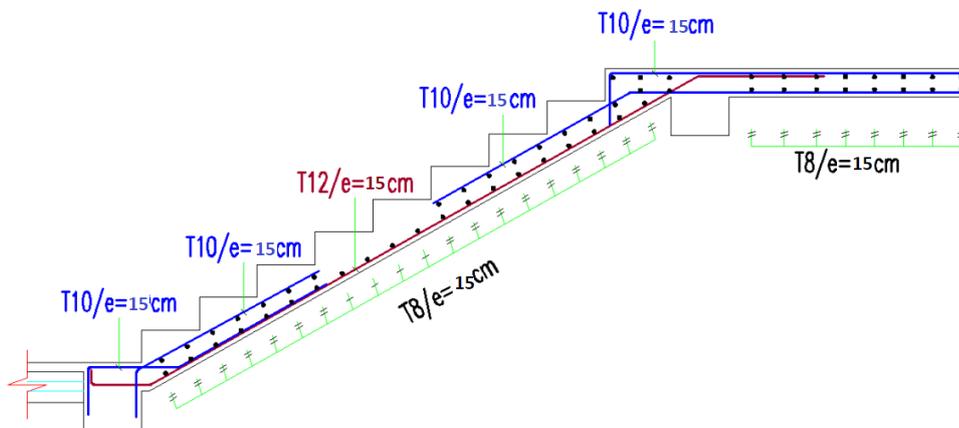


Figure III.13 : Schéma de ferrailage d'escalier

III.5 Poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

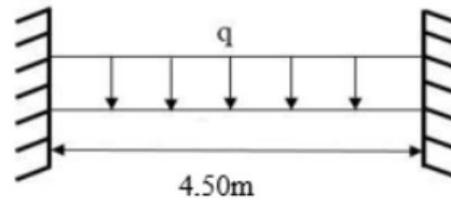
III.5.1 Evaluation des charges :

Figure III.14 : Evaluation des charges de poutre palière.

III.5.1.1 Détermination des sollicitations :

- **Charges et surcharges :**

La poutre palière est sollicitée par :

Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0.45 \times 0.3 = 3.37 \text{ KN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui :

A l'ELU : $T_u = 29.39 \text{ KN}$

A l'ELS : $T_s = 27.33 \text{ KN}$

- **Combinaison de charges et surcharges :**

ELU :

$$q_u = 1.35G + T_u \rightarrow q_u = 1.35 \times 3.37 + 29.39 ; \quad q_u = 33.34 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_s = G + T_u \rightarrow q_s = 3.37 + 27.33 ; \quad q_s = 30.7 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des moments et l'effort tranchants :**

- **E.L.U:**

$$q_u = 33.34 \text{ KN/ml}$$

Travée:

$$M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{33.34 \times 4.5^2}{24}$$

$$M_{tu} = 28.13 \text{KN.m}$$

Appui :

$$M_{au} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{33.34 \times 4.5^2}{12}$$

$$M_{au} = 56.26 \text{KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{33.34 \times 4.5}{2}$$

$$T_u = 75.02 \text{KN}$$

III.5.2 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :

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

$$h = 45 \text{cm}$$

$$d = 0.9h = 40.5 \text{cm}$$

❖ Sur travée :

$$M_{tu} = 28.13 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{28.13 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 405^2} = 0.040$$

$$\mu_{bu} = 0.04 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.04 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.05$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 405(1 - 0.4 \times 0.05) = 396.9 \text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{28.13 \times 10^6}{396.9 \times 348} = 203.66 \text{mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{cal})} = 2.04 \text{cm}^2$$

✚ Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 405 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_{s(\text{cal})}; A_{\min}) \rightarrow A_s = 2.04 \text{ cm}^2$

On adopte: 3T10 $A_{s(\text{adop})} = 2.36 \text{ cm}^2$

❖ **Sur appuis**

$M_{\text{au}} = 19.88 \text{ KN.m}$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_t}{f_{\text{bu}} \times b \times d^2} = \frac{19.88 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 405^2} = 0.029$$

$\mu_{\text{bu}} = 0.029 \leq \mu_{\text{AB}} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A.}$

$\mu_{\text{bu}} = 0.029 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{\text{bu}}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.037$$

$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) = 405(1 - 0.4 \times 0.037) = 399 \text{ mm}$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times z} = \frac{19.88 \times 10^6}{348 \times 399} = 143.1 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{cal})} = 1.43 \text{ cm}^2$$

🌈 **Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 405 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_{s(\text{cal})} ; A_{\min}) \rightarrow A_s = 1.47 \text{ cm}^2$

On adopte : 3T10 $A_{s(\text{adop})} = 2.36 \text{ cm}^2$

Tableau III.7 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Sections	M (KN.m)	b (cm)	h (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (cm)	$A_{s(\text{cal})}$ (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{s(\text{adop})}$ (cm ²)
Travée	28.13	30	45	0.04	0.05	396.9	2.04	1.47	2.36
Appui	19.88	30	45	0.029	0.037	399	1.43	1.47	2.36

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{75.02 \times 10^3}{300 \times 405} = 0.61 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{MPa}$$

• **Fissuration peu nuisible**

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

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Remarque :

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Espacement :**

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3) [2]

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{cm}) = \min (36.45 \text{cm} ; 40 \text{cm})$$

$$S_t \leq 36.45 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{cm} < 36.5 \text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Armatures transversales :**

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

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

Donc on adopte : 2HA8 = 1,01cm²

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

• **Sur travée :**

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

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

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

y : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$M_{ts} = 28.6 \text{ KN.m}; \quad A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2; \quad n = 15; \quad \mu \leq \mu_1 \rightarrow A'_s = 0$$

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

$$n(y - d') A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times 2.36 \times (40.5 - y) = 0$$

$$y = 8.52 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} by^3 + nA'_s (d - y)^2 + nA_{st} (d - y)^2$$

$$nA'_s (d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 8.52^3 + 15 \times 2.36 (40.5 - 8.52)^2$$

$$I = 42389 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{28.6 \times 10^6 \times 85.2}{42389 \times 10^4} \rightarrow \sigma_{bc} = 5.75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.75 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

• **Sur appuis :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$M_{as} = 16.82 \text{ KN.m}; \quad A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2; \quad n = 15; \quad \mu \leq \mu_1 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} by^2 + n(y - d') A'_s - nA_{st} (d - y) = 0 \text{ m}$$

$$n(y - d') A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times 2.36(40.5 - y)$$

$$y = 8.52 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

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

$$n A'_s (d - y)^2 = 0$$

$$I = 42389 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{16.82 \times 10^6 \times 85.2}{42389 \times 10^4} \rightarrow \sigma_{bc} = 3.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Tableau III.8 : Vérification a l'ELS de la poutre palière.

Sections	M(KN. m)	A _s (cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	28.6	2.36	8.52	42389	5.75	CV
Appui	16.82	2.36	8.52	42389	3.38	CV

➤ **Vérification de la flèche (BAEL 91(article B.6.5.1) [3]**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.45}{4.5} = 0.1 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.1 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{CV}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.001 \leq 0.01 \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc pas de risque de flèche de la poutre palière.

III.5.3 Calcul la poutre palière à la torsion :

III.5.3.1 Armatures longitudinales :

D'après le BAEL 91[3], dans le cas de la torsion on remplace la section réelle (b × h) par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi ($e = \frac{\varphi}{6}$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de

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

Avec :

M_{tor} :Correspond au moment engendré au niveau de l'appui B de l'escalier à L'ELU.

$$M_{\text{tor}} = \frac{L}{2} \times M_a$$

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

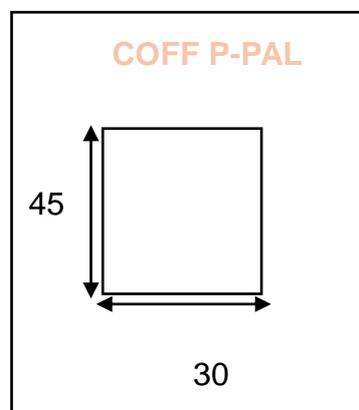


Figure III.15: Coupe de la poutre palière.

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que : $\Omega = (b - e) \times (h - e)$

e : Épaisseur de la paroi avec : $e = \frac{\Phi}{6}$

$\Phi = \min (b ; h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section (b×h)

$$\Phi = \min (30 ; 45) \rightarrow \Phi = 30\text{cm}$$

$$e = 5\text{cm}$$

$$\Omega = 1000\text{cm}^2$$

U=Périmètre de la section de la poutre palière :

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] \rightarrow U = 130\text{cm}$$

$$M_{\text{tor}} = \frac{4.5}{2} \times 11.7 \rightarrow M_{\text{tor}} = 26.32\text{KN.m}$$

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

$$A_{\text{tor}} = \frac{26.32 \times 10^6 \times 1300 \times 1.15}{2 \times 1000 \times 10^2 \times 400}$$

$$A_{\text{tor}} = 4.92 \text{cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

$$A_{\text{t tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{26.32 \times 10^6 \times 150}{2 \times 1000 \times 10^2 \times 400}$$

$$A_{\text{t tor}} = 0.49 \text{cm}^2$$

❖ **Contrainte de cisaillement à la torsion :**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{26.32 \times 10^6}{2 \times 1000 \times 10^2 \times 50} \rightarrow \tau^{\text{tor}} = 2.63 \text{Mpa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{\text{tor}} = 2.63 \text{Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$$

Avec :

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = \sqrt{(\tau^{\text{flexion}})^2 + (\tau^{\text{torsion}})^2}$$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = \sqrt{0.61^2 + 2.63^2} \rightarrow \tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = 2.70 \text{Mpa}$$

❖ **Fissuration peu nuisible :**

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

$$\tau_u = 2.70 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Remarque :

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Ferraillage globale :**

- En travée :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 2.36 + \frac{4.92}{2} = 4.82\text{cm}^2$$

On adopte : $A_t = 6T14 + 2T12 \rightarrow A_t = 11.50\text{cm}^2$

• **Sur appuis :**

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 4.82\text{cm}^2$$

On adopte : $A_t = 6T14 + 2T12 \rightarrow A_t = 11.50\text{cm}^2$

III.5.3.2 Armature transversales :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}}$$

• **Flexion :**

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

$$A_{tf} \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{300 \times 150 \times 1.15 (0.61 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = -0.037 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

• **Torsion :**

$$A_{t \text{ tor}} \geq \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 150}{400} \rightarrow A_t = 0.075 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ tor}} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.45 + 0.49 \rightarrow 0.94 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 4T8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_{\text{tor}} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(75.02 \times 10^3 + \frac{28.13 \times 10^6}{0.9 \times 405} \right) \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_{\text{tor}} = 4.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tor}} > 4.37 \text{ cm}^2 \rightarrow 4.92 \text{ cm}^2 > 4.37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.5.4 Schéma de ferrailage :

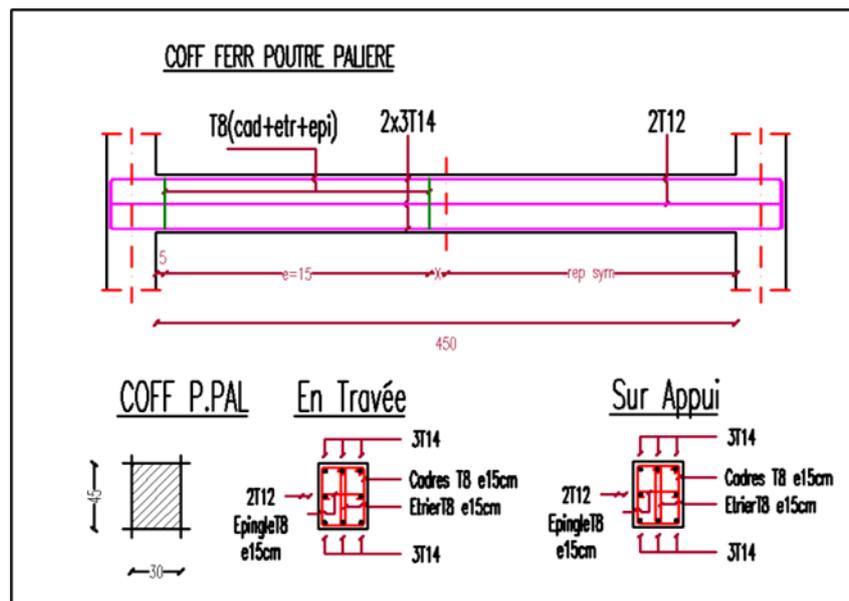


Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6 LES PLANCHERS :

III.6.1. Généralité :

Les planchers constituent les surfaces horizontales qui séparent les différents niveaux d'un bâtiment et qui assurent la répartition des charges d'exploitation, des charges de finition ainsi que leur propre poids.

Dans le cadre de notre étude, nous avons choisi des planchers à corps creux en raison de leurs excellentes propriétés d'isolation thermique et phonique. Cette technique, largement utilisée dans la construction, repose sur l'intégration de structures creuses, reliées et soutenues par des nervures, soit coulées sur place, soit préfabriquées.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- Dalle de compression

III.6.2 Méthodes de calculs des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.6.2.1 Méthode forfaitaire :

- **Conditions d’application (Article. B6.2.210)**

Cette méthode s’applique si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $Q \leq \min (2G ; 5\text{kN/m}^2)$
- Les moments d’inertie de section transversale sont les mêmes dans les différentes travées
- Le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,8 et 1.25
- $(0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25)$
- La fissuration est considérée comme peu nuisible (élément qui n’est pas en contact avec les intempéries).

Principe de la méthode forfaitaire : [BAEL 91][22]

- **Les moments fléchissant :**

Soit une poutre continue soumise à une charge et Soit :

$$\alpha = \frac{Q}{(G+Q)}$$

Avec α : Coefficient traduit l’importance.

Deux expressions pour calculer les moments en travées par la méthode forfaitaire sont :

1. $M_t + \frac{M_g+M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3)M_0 ; 1.05M_0]$
2. $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive} \\ M_T \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire} \end{array} \right\}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} M_t : \text{Moment en travée} \\ M_0 : \text{Moment isostatique} \\ M_d; M_g : \text{Moment sur l'appui de(gauche; droite)} \end{array} \right\}$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$0.5M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4 M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

$0,6 M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

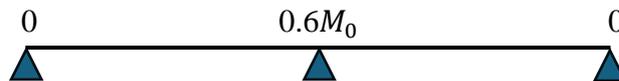
Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $-0,15M_0$.

Ces moments sont de l'ordre de :

Poutres à deux travées :

-Appui de rive : 0 ou $0.2M_0$

-Appui intermédiaire : $0.6M_0$



Poutres à plus de deux travées :

-Appuis de rive : 0 ou $0.2M_0$

-Pour les appuis voisins de l'appui de rive : $0.5M_0$

- Pour les autres appuis intermédiaires : $0,4M_0$

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

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

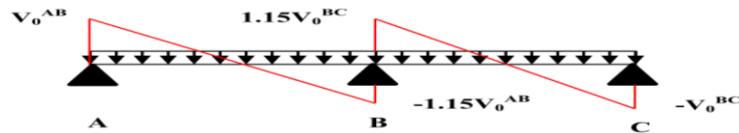


○ **Evaluation des efforts tranchants :**

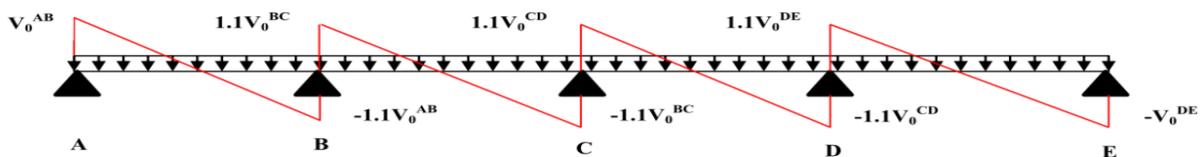
Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondues même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive)

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre deux travées.



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



III.6.2.2 La méthode de Caquot :

- **Conditions d'applications :**

Si le plancher à surcharge élevée $Q \geq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$, on applique la méthode de Caquot.

- **Principe de la méthode :**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

- **Application de la méthode :**

➤ Calcul des moments :

- a) **Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M(0) = \frac{P_u \times x}{2} \times (1 - x)$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

- b) **Moment en appuis :**

$$M_a = \frac{-P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \text{ (BAEL. Art. L.III.3) [2]}$$

Tel que :

- l_g' Et l_d' : Longueurs fictives.
- P_d ; P_g : charges réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

$$L' = \begin{cases} 0,8L: \text{Travée intermédiaire} \\ L: \text{Travée de rive} \end{cases}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

❖ **Evaluation des efforts tranchants :**

$$\begin{cases} V_A = V_g = P_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g + M_d}{P_u \times l_i} \\ V_B = V_d = P_u \times \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \end{cases}$$

• **Les Différents types de poutrelles :**

Les différents types de poutrelles sont classés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 Les Différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{er} Type	
2 ^{em} Type	

➤ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations :**

Dans notre projet, on dispose d'un seul nature de poutrelle :

- Poutrelle hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par

L'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

• **Application :**

- a. Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2G ; 5) / \text{KN} / \text{m}^2$.
- ✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 7.18 \text{KN} / \text{m}^2$
 $Q = 1.00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 7.18 ; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$
- ✓ Plancher étage courant : $G = 6.08 \text{KN} / \text{m}^2$

- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 6.08 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.
- b. Fissuration peu préjudiciable..... vérifiée.
- c. Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée..... vérifiée.
- d. Le rapport $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$\left(\begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{3.8}{4.9} \leq 1.25 \dots\dots\dots CNV \\ 0.8 \leq \frac{3.3}{3.8} \leq 1.25 \dots\dots\dots CV \end{array} \right)$$

III.6.3 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a. Plancher terrasse (terrasse inaccessible) :

$$G_{(\text{terrasse})} = 6.62 \text{ KN/m}^2 \rightarrow g = 6.62 \times 0.65 \rightarrow g = 4.30 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{(\text{terrasse})} = 1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q = 1 \times 0.65 \rightarrow q = 0.65 \text{ KN/m}^2$$

b. Plancher étage courant :

$$G_{(\text{étage courant})} = 5.42 \text{ KN/m}^2 \rightarrow g = 5.42 \times 0.65 = 3.52 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{(\text{étage courant})} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}^2$$

c. RDC :

$$G_{RDC} = 5.42 \rightarrow g = 3.52 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{RDC} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/m}^2$$

III.6.4 Les combinaisons d'action :

E.L.U: $p_u = 1.35g + 1.5q$

E.L.S : $p_{ser} = g + q$

Tableau III.10 : Les combinaisons d'action

Désignation	Terrasse inaccessible	Etage courant	RDC
P_u	6.78	6.21	6.7
P_s	4.95	4.96	5.15

III.6.5 : Calcul des sollicitations :

- Plancher E.C (M. CAQUOT) :

Poutrelle type 1 :

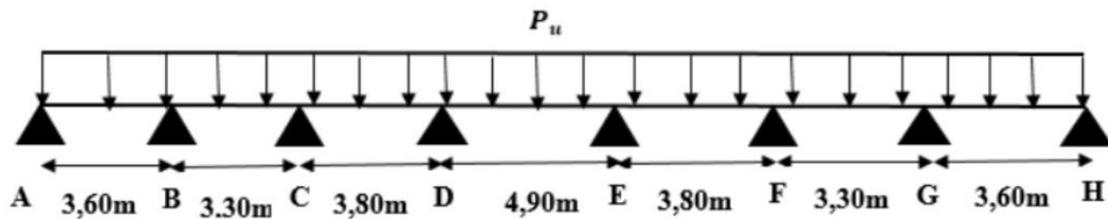


Figure III.17 : Schéma statique de la poutrelle type 1

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.8}{4.9} = 0.775 \notin [0.8; 1.25]$$

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis. $G = 5.42 \text{KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.42 \rightarrow G' = 3.61 \text{m}^2$$

$$P'_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) \times 0.65 \rightarrow P'_u = 4.63 \text{KN/m}$$

$$P'_s = (G' + Q) \times 0.65 \rightarrow P'_s = 3.32 \text{KN/m}$$

À ELU :

- Moments aux appuis : $M_A = M_H = -0.15M_0 = -0.15 \times \frac{4.63 \times 3.6^2}{8} = -1.125 \text{KN.m}$

$$M_B = -\frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$P'_g = P'_d = P'_u = 4.63 \text{KN/m}$$

$$l'_g = l_g = 3.60 \text{m}$$

$$l'_d = 0.8 \times 3.30 = 2.64 \text{m}$$

$$M_B = -\frac{4.63(3.6^3 + 2.64^3)}{8.5(3.6 + 2.64)} \rightarrow M_B = -5.68 \text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

$$P'_d = P'_g = P'_u = 4.63 \text{KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 \times 3.30 = 2.64 \text{m}$$

$$l'_d = 0.8 \times 3.8 = 3.04 \text{m}$$

$$M_C = -\frac{4.63(2.64^3 + 3.04^3)}{8.5(2.64 + 3.04)} \rightarrow M_C = -4.46 \text{KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

$$P'_d = P'_g = P'_u = 4.63 \text{KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 \times 3.8 = 3.04 \text{m}$$

$$l'_d = 0.8 \times 4.9 = 3.92 \text{m}$$

$$M_D = -\frac{4.63(3.04^3 + 3.92^3)}{8.5(3.04 + 3.92)} = -7.79 \text{KN.m}$$

$$M_E = M_D = -7.79 \text{KN.m}$$

$$M_F = M_C = -4.46 \text{KN.m}$$

$$M_G = M_B = -5.68 \text{KN.m}$$

• **Moments en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x) \text{ tel que: } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

Travée AB:

$$- \quad x = \frac{3.6}{2} - \frac{-1.125 - (-5.68)}{6.21 \times 3.6} \rightarrow x = 1.6 \text{m}$$

$$- \quad M_0(x) = \frac{6.21 \times 1.6}{2} (3.6 - 1.6) \rightarrow M_0(x) = 9.94 \text{KN.m}$$

$$- \quad M(x) = 9.94 - 1.125 \times \left(1 - \frac{1.6}{3.6}\right) - 5.68 \times \frac{1.6}{3.6} \rightarrow M(x) = 6.72 \text{KN.m}$$

Travée BC:

- $x = \frac{3.3}{2} - \frac{-5.68 - (-4.46)}{6.21 \times 3.3} \rightarrow x = 2.14\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{6.21 \times 2.14}{2} (3.3 - 2.14) \rightarrow M_0(x) = 7.70\text{KN.m}$
- $M(x) = 7.7 - 5.68 \times \left(1 - \frac{2.14}{3.3}\right) - 4.46 \times \frac{2.14}{3.3} \rightarrow M(x) = 2.81\text{KN.m}$

Travée CD:

- $x = \frac{3.8}{2} - \frac{-4.46 - (-7.79)}{6.21 \times 3.8} \rightarrow x = 1.76\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{6.21 \times 1.76}{2} (3.8 - 1.76) \rightarrow M_0(x) = 11.14\text{KN.m}$
- $M(x) = 11.14 - 4.46 \times \left(1 - \frac{1.76}{3.8}\right) - 7.79 \times \frac{1.76}{3.8} \rightarrow M(x) = 5.08\text{KN.m}$

Travée DE:

- $x = \frac{4.9}{2} - \frac{-7.79 - (-7.79)}{6.21 \times 4.9} \rightarrow x = 2.45\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{6.21 \times 2.45}{2} (4.9 - 2.45) \rightarrow M_0(x) = 18.63\text{KN.m}$
- $M(x) = 18.63 - 7.79 \times \left(1 - \frac{2.45}{4.9}\right) - 7.79 \times \frac{2.45}{4.9} \rightarrow M(x) = 10.84\text{KN.m}$

Travée EF:

- $x = \frac{3.8}{2} - \frac{-7.79 - (-4.46)}{6.21 \times 3.8} \rightarrow x = 2.04\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{6.21 \times 2.04}{2} (3.8 - 2.04) \rightarrow M_0(x) = 11.15\text{KN.m}$
- $M(x) = 11.15 - 7.79 \times \left(1 - \frac{2.04}{3.8}\right) - 4.46 \times \frac{2.04}{3.8} \rightarrow M(x) = 5.19\text{KN.m}$

Travée FG:

- $x = \frac{3.3}{2} - \frac{-4.46 - (-5.68)}{6.21 \times 3.3} \rightarrow x = 1.59\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{6.21 \times 1.59}{2} (3.3 - 1.59) \rightarrow M_0(x) = 8.44\text{KN.m}$
- $M(x) = 8.44 - 4.46 \times \left(1 - \frac{1.59}{3.3}\right) - 5.68 \times \frac{1.59}{3.3} \rightarrow M(x) = 3.39\text{KN.m}$

Travée GH:

- $x = \frac{3.6}{2} - \frac{-5.68 - (-1.125)}{6.21 \times 3.6} \rightarrow x = 2\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{6.21 \times 2}{2} (3.6 - 2) \rightarrow M_0(x) = 9.94\text{KN.m}$

$$- M(x) = 9.94 - 5.68 \times \left(1 - \frac{2}{3.6}\right) - 1.125 \times \frac{2}{3.6} \rightarrow M(x) = 6.79 \text{KN.m}$$

- Effort tranchant : $V_u = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_g - M_d}{l_i}$

Travée AB:

$$- V_A = \frac{6.21 \times 3.6}{2} + \frac{-5.68 - (-1.125)}{3.6} \rightarrow V_A = 9.91 \text{KN}$$

$$- V_B = \frac{-6.21 \times 3.6}{2} + \frac{-5.68 - (-1.125)}{3.6} \rightarrow V_B = -12.44 \text{KN}$$

Travée BC:

$$- V_B = \frac{6.21 \times 3.3}{2} + \frac{-4.46 - (-5.68)}{3.3} \rightarrow V_B = 10.62 \text{KN}$$

$$- V_C = \frac{-6.21 \times 3.3}{2} + \frac{-4.46 - (-5.68)}{3.3} \rightarrow V_C = -9.88 \text{KN}$$

Travée CD:

$$- V_C = \frac{6.21 \times 3.8}{2} + \frac{-7.79 - (-4.46)}{3.8} \rightarrow V_C = 10.92 \text{KN}$$

$$- V_D = \frac{-6.21 \times 3.8}{2} + \frac{-7.79 - (-4.46)}{3.8} \rightarrow V_D = -12.68 \text{KN}$$

Travée DE :

$$- V_D = \frac{6.21 \times 4.9}{2} + \frac{-7.79 - (-7.79)}{4.9} \rightarrow V_D = 15.21 \text{KN}$$

$$- V_E = \frac{-6.21 \times 4.9}{2} + \frac{-7.79 - (-7.79)}{4.9} \rightarrow V_E = -15.21 \text{KN}$$

Travée EF :

$$- V_E = \frac{6.21 \times 3.8}{2} + \frac{-4.46 - (-7.79)}{3.8} \rightarrow V_E = 12.68 \text{KN}$$

$$- V_F = \frac{-6.21 \times 3.8}{2} + \frac{-4.46 - (-7.79)}{3.8} \rightarrow V_F = -10.92 \text{KN}$$

Travée FG :

$$- V_F = \frac{6.21 \times 3.3}{2} + \frac{-4.46 - (-5.68)}{3.3} \rightarrow V_F = 10.62 \text{KN}$$

$$- V_G = \frac{-6.21 \times 3.3}{2} + \frac{-4.46 - (-5.68)}{3.3} \rightarrow V_G = -9.88 \text{KN}$$

Travée GH :

$$- V_G = \frac{6.21 \times 3.6}{2} + \frac{-1.125 - (-5.68)}{3.6} \rightarrow V_G = 12.44 \text{KN}$$

$$- V_H = \frac{-6.21 \times 3.6}{2} + \frac{-1.125 - (-5.68)}{3.6} \rightarrow V_H = -9.91 \text{KN}$$

✚ À ELS :

- **Moments aux appuis :** $M_A = M_H = -0.15M_0 = -0.15 \times \frac{3.32 \times 3.6^2}{8} = -0.807 \text{KN.m}$

$$M_B = -\frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$P'_g = P'_d = P'_s = 3.32 \text{KN/m}$$

$$l_g = l'_g = 3.6 \text{m}$$

$$l'_d = 0.8 \times 3.3 = 2.64 \text{m}$$

$$M_B = -\frac{3.32 \times 3.6^3 + 3.32 \times 2.64^3}{8.5(3.6 + 2.64)} \rightarrow M_B = -4.07 \text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

$$P'_g = P'_d = P'_s = 3.32 \text{KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 \times 3.3 = 2.64 \text{m}$$

$$l'_d = 0.8 \times 3.8 = 3.04 \text{m}$$

$$M_C = -\frac{3.32 \times 2.64^3 + 3.32 \times 3.06^3}{8.5(2.64 + 3.06)} \rightarrow M_C = -3.20 \text{KN.m}$$

$$M_D = -\frac{P'_g \times l'_g{}^3 + P'_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

$$P'_g = P'_d = P'_s = 3.32 \text{KN/m}$$

$$l'_g = 0.8 \times 3.8 = 3.04 \text{m}$$

$$l'_d = 0.8 \times 4.9 = 3.92 \text{m}$$

$$M_D = -\frac{3.32 \times 3.04^3 + 3.32 \times 3.92^3}{8.5(3.04 + 3.92)} \rightarrow M_D = -4.96 \text{KN.m}$$

$$M_E = M_D = -4.96 \text{KN.m}$$

$$M_F = M_C = -3.20 \text{KN.m}$$

$$M_G = M_B = -4.07 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{P_s \times x}{2} (l - x) \text{ tel que: } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_s \times l_i}$$

Travée AB :

- $x = \frac{3.6}{2} - \frac{-0.807 - (-4.07)}{4.96 \times 3.6} \rightarrow x = 1.62\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{4.96 \times 1.62}{2} (3.6 - 1.62) \rightarrow M_0(x) = 7.96\text{KN.m}$
- $M(x) = 7.96 - 0.807 \times \left(1 - \frac{1.62}{3.6}\right) - 4.07 \times \frac{1.62}{3.6} \rightarrow M(x) = 5.68\text{KN.m}$

Travée BC:

- $x = \frac{3.3}{2} - \frac{-4.07 - (-3.2)}{4.96 \times 3.3} \rightarrow x = 1.7\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{4.96 \times 1.7}{2} (3.3 - 1.7) \rightarrow M_0(x) = 6.74\text{KN.m}$
- $M(x) = 6.47 - 4.07 \times \left(1 - \frac{1.7}{3.3}\right) - 3.2 \times \frac{1.7}{3.3} \rightarrow M(x) = 2.85\text{KN.m}$

Travée CD:

- $x = \frac{3.6}{2} - \frac{-3.2 - (-4.96)}{4.96 \times 3.6} \rightarrow x = 1.7\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{4.96 \times 1.7}{2} (3.6 - 1.7) \rightarrow M_0(x) = 8.01\text{KN.m}$
- $M(x) = 8.01 - 3.2 \times \left(1 - \frac{1.7}{3.6}\right) - 4.96 \times \frac{1.7}{3.6} \rightarrow M(x) = 3.98\text{KN.m}$

Travée DE:

- $x = \frac{4.9}{2} - \frac{-4.96 - (-4.96)}{4.96 \times 4.9} \rightarrow x = 2.45\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{4.96 \times 2.45}{2} (4.9 - 2.45) \rightarrow M_0(x) = 14.89\text{KN.m}$
- $M(x) = 14.89 - 4.96 \times \left(1 - \frac{2.45}{4.9}\right) - 4.46 \times \frac{2.45}{4.9} \rightarrow M(x) = 9.93\text{KN.m}$

Travée EF:

- $x = \frac{3.8}{2} - \frac{-4.96 - (-3.2)}{4.96 \times 3.8} \rightarrow x = 2\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{4.96 \times 2}{2} (3.8 - 2) \rightarrow M_0(x) = 8.93\text{KN.m}$
- $M(x) = 8.93 - 4.96 \times \left(1 - \frac{2}{3.8}\right) - 3.2 \times \frac{2}{3.8} \rightarrow M(x) = 4.90\text{KN.m}$

Travée FG:

- $x = \frac{3.3}{2} - \frac{-3.2 - (-4.07)}{4.96 \times 3.3} \rightarrow x = 1.6\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{4.96 \times 1.6}{2} (3.3 - 1.6) \rightarrow M_0(x) = 6.75\text{KN.m}$
- $M(x) = 6.75 - 3.2 \times \left(1 - \frac{1.6}{3.3}\right) - 4.07 \times \frac{1.6}{3.3} \rightarrow M(x) = 2.92\text{KN.m}$

Travée GH:

- $x = \frac{3.6}{2} - \frac{-4.07 - (-0.807)}{4.96 \times 3.6} \rightarrow x = 1.98\text{m}$
- $M_0(x) = \frac{4.96 \times 1.98}{2} (3.6 - 1.98) \rightarrow M_0(x) = 7.95\text{KN.m}$
- $M(x) = 7.95 - 4.07 \times \left(1 - \frac{1.98}{3.6}\right) - 0.807 \times \frac{1.98}{3.6} \rightarrow M(x) = 5.67\text{KN.m}$

Tableau III.11 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher EC (type 1)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3.6	6.21	9.94	-1.125	-5.68	9.91	9.91	-12.44
BC	3.3	6.21	7.70	-5.68	-4.46	2.81	10.62	-9.88
CD	3.8	6.21	11.14	-4.46	-7.79	5.08	10.92	-12.68
DE	4.9	6.21	18.63	-7.79	-7.79	10.84	15.21	-15.21
EF	3.8	6.21	11.15	-7.79	-4.46	5.19	12.68	-10.92
FG	3.3	6.21	8.44	-4.46	-5.68	3.39	10.62	-9.88
GH	3.6	6.21	9.94	-5.68	-1.125	6.79	12.44	-9.91

Tableau III.12 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher EC (type 1)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	3.6	4.96	7.96	-0.807	-4.07	5.68
BC	3.3	4.96	6.74	-4.07	-3.02	2.85
CD	3.8	4.96	8.01	-3.2	-4.96	3.98
DE	4.9	4.96	14.89	-4.96	-4.96	9.93
EF	3.8	4.96	8.93	-4.96	-3.2	4.9
FG	3.3	4.96	6.75	-3.2	-4.07	2.92
GH	3.6	4.96	7.95	-4.07	-0.807	5.67

Poutrelle type 2 :

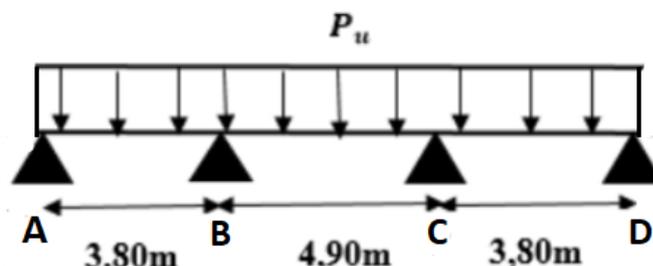


Figure III.18 : Schéma statique de la poutrelle type 1

$$P_u = 6.21\text{KN/m} ; P_s = 4.96\text{KN/m}$$

ELU :

Tableau III.13 :Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 2) Plancher EC

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	3.8	6.21	1.6	10.93	-1.25	-8.12	6.78	10	-13.61
BC	4.9	6.21	2.48	18.63	-8.12	-7.22	11.41	15.41	-15.02
CD	3.8	6.21	2.2	10.93	-8.12	-1.25	6.09	13.61	-10

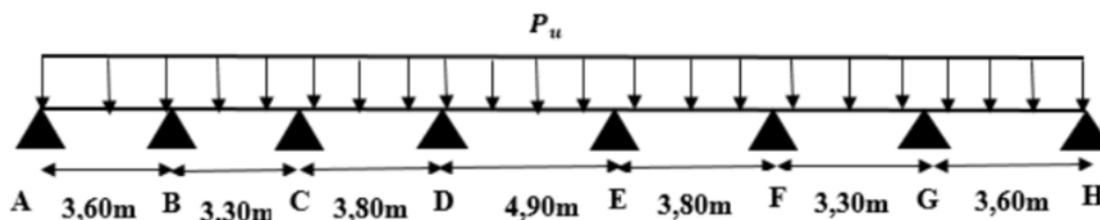
ELS :

Tableau III.14 Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 2) Plancher EC

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	3.8	4.96	1.65	8.8	-1.34	-6.08	5.23
BC	4.9	4.96	2.42	14.83	-6.08	-7	7.29
CD	3.8	4.96	2.17	8.78	-6.08	-1.34	5.33

- Plancher RDC (M. CAQUOT) :

Poutrelle type 1 :



ELU :

Tableau III.15 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC(type 1)

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
--------	-------	--------------	-------	--------------	--------------	--------------	--------------	------------	------------

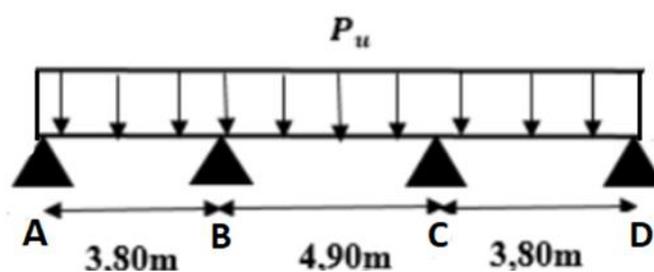
AB	3.6	6.7	1.57	10.68	-1.36	-6.87	6.92	10.53	-13.59
BC	3.3	6.7	1.72	9.10	-6.87	-5.37	3.01	11.51	-10.6
CD	3.8	6.7	1.78	12.04	-5.37	-8.36	5.27	11.23	-12.83
DE	4.9	6.7	2.45	20.10	-8.36	-8.36	11.74	16.42	-16.42
EF	3.8	6.7	2	12.06	-8.36	-5.37	5.27	13.52	-11.94
FG	3.3	6.7	1.58	9.10	-5.37	-6.87	3.01	10.6	-11.51
GH	3.6	6.7	2	10.72	-6.87	-1.356	7.18	13.59	-10.53

ELS :

Tableau III.16 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC(type 1)

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KNm)
AB	3.6	5.15	1.59	8.23	-0.96	-4.87	5.54
BC	3.3	5.15	1.71	7	-4.87	-3.82	2.68
CD	3.83	5.15	1.79	9.26	-3.82	-5.93	4.45
DE	43.9	5.15	2.45	15.46	-5.93	-5.93	9.53
EF	3.8	5.15	2	9.27	-5.93	-3.82	4.45
FG	3.3	5.15	1.59	7	-3.82	-4.87	2.67
GH	3.6	5.15	2	8.24	-4.87	-0.96	5.54

Poutrelle type 2 :



ELU :

Tableau III.17 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles (type 2) Plancher RDC

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	3.8	6.7	2.35	11.42	-1.52	-9.82	4.76	10.55	-14.91

BC	4.9	6.7	2.5	17.59	-9.82	-8	8.7	16.79	-16.03
CD	3.8	6.7	2.2	11.72	-9.82	-1.52	7.26	14.91	-10.55

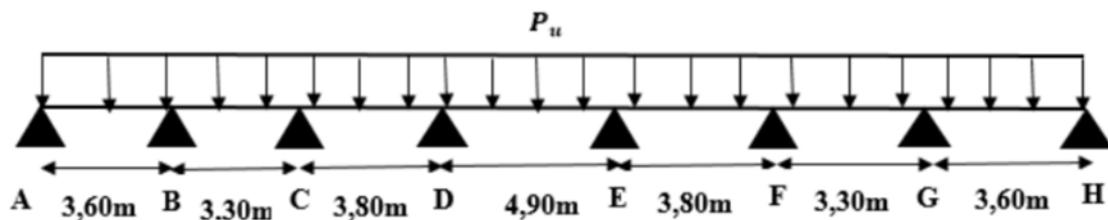
ELS :

Tableau III.18 Sollicitations à l'ELS des poutrelles (type 2) Plancher RDC

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	3.8	5.15	1.6	9.06	-1.07	-6.96	5.55
BC	4.9	5.15	2.49	15.45	-6.96	-5.93	9.01
CD	3.8	5.15	2.2	9.06	-6.96	-1.07	5.51

- Plancher terrasse :

Poutrelle type 1 :



ELU :

Tableau III.19 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1)

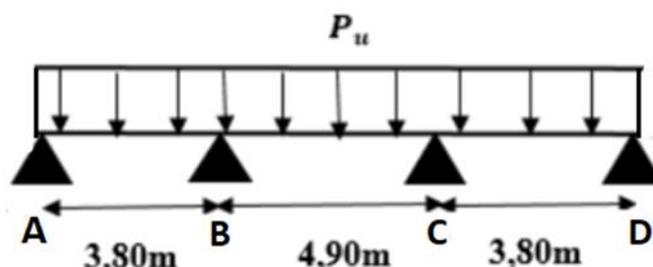
Travée de	L (m)	P_u (KN/m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	3.6	6.78	1.43	10.52	-1.18	-10.24	5.74	9.69	-14.72
BC	3.3	6.78	1.92	9.98	-10.24	-4.25	3.23	13	-9.37
CD	3.8	6.78	1.81	12.21	-4.25	-6.58	6.85	12.27	-13.5
DE	4.9	6.78	2.45	20.35	-6.58	-6.58	13.77	16.61	-16.61
EF	3.8	6.78	2	12.2	-6.58	-4.25	6.85	13.5	-12.27
FG	3.3	6.78	0.83	6.95	-4.25	-10.24	1.2	9.37	-13
GH	3.6	6.78	2.17	10.52	-10.24	-1.18	5.74	14.72	-9.69

ELS :

Tableau III.20 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1)

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	3.6	4.95	1.61	7.93	-0.86	-4.32	5.58
BC	3.3	4.95	1.7	6.73	-4.32	-3.39	2.89
CD	3.8	4.95	1.83	8.92	-3.93	-5.26	4.35
DE	4.9	4.95	2.45	14.86	-5.26	-5.26	9.6
EF	3.8	4.95	2	8.91	-5.26	-3.39	4.63
FG	3.3	4.95	1.59	6.73	-3.39	-4.32	2.89
GH	3.6	4.95	2	7.92	-4.32	-0.86	5.52

Poutrelle type 2 :



ELU :

Tableau III.21 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 2)

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	x (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	3.8	6.78	1.65	11.93	-1.19	-7.73	7.9	11.5	-14.25
BC	4.9	6.78	2.49	20.34	-7.73	-6.52	13.22	16.8	-16.42
CD	3.8	6.78	2.15	12	-7.73	-1.19	7.97	14.25	-11.5

ELS :

Tableau III.22 : Sollicitations à l'EL des poutrelles du plancher terrasse (type 2)

Travée	L (m)	P_s	x (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	3.8	4.95	1.62	8.74	-0.95	-6.17	5.56
BC	4.9	4.95	2.49	14.85	-6.17	-5.25	9.16

CD	3.8	4.95	2.13	8.8	-5.25	-0.95	5.96
----	-----	------	------	-----	-------	-------	------

Sollicitations maximales :

Tableau III.23 : Sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS

Destination	ELU			ELS	
	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)
Terasse inaccessible	13.77	-10.24	14.72	9.6	-6.17
Etage courant	11.41	-8.12	15.51	9.93	-6.08
RDC	11.74	-9.82	16.79	9.53	-5.93

III.6.6 Ferrailage des poutrelles :

III.6.6.1 Les poutrelles dans Les étages courants :

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

a) ELU :

- En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14.16 \left(0.189 - \frac{0.05}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.07547 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 75.47 \text{ KN.M et } M_t^{max} = 11.41 \text{ KN.m}$$

On a $M_{tu} = 75,68 \text{ KN.m} > M_t^{max} = 11.41 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire (b×h).

- Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{11.41 \times 10^6}{14.16 \times 189^2 \times 650} \rightarrow \mu_{bu} = 0.035 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \text{ Pas d'armature comprimé}$$

Calcul de A_t :

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.035$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) \rightarrow \alpha = 0.044$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 186(1 - 0.4 \times 0.044) \rightarrow Z = 182.7 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{11.41 \times 10^6}{348 \times 182.7} = 179.46 \text{ mm}^2 \rightarrow A_t = 1.79 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 650 \times 189 \times 2.1}{400} \rightarrow A_{\min} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.48 \text{ cm}^2 < A_t = 1.79 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\text{Donc soit : } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

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

- **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{8.12 \times 10^6}{14.16 \times 189^2 \times 100} = 0.160 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.160 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0 \text{ Pas d'armature comprimé}$$

Calcul de A_a :

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.160}) \rightarrow \alpha = 0.22$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 189(1 - 0.4 \times 0.22) \rightarrow Z = 172.3 \text{ mm}$$

$$A_a = \frac{8.12 \times 10^6}{172.3 \times 348} = 135.4 \text{ mm}^2 = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 189 \times 2,1}{400} \rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a = 1,37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc soit : 2T10 = 1,57 cm²

- **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)**

$$V_u = 15,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} = \frac{15,51 \times 10^3}{189 \times 100} \rightarrow \tau_u = 0,82 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,82 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des armatures longitudinaux en partie basse de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer. Donc $F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{z}$ avec $z = 0,9d$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0,9d} \text{ donc : } \left\{ \begin{array}{l} \text{si } |M_u| \geq 0,9d \times T_u \text{ les effort } T_u \text{ sont négligéable} \\ \text{si } |M_u| < 0,9d \times T_u : A_s = \frac{\gamma_s \times (|T_u| - \frac{|M_u|}{0,9d})}{f_e} \end{array} \right\}$$

8,12KN.m > 0,9 × 0,186 × 15,51 = 2,6KN.m ; donc les efforts T_u sont négligables

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

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0,9d \rightarrow a \leq 17 \text{ cm}$

- **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313) [3]**

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0,8f_{cj}}{\gamma_b}$.L'effort de compression dans la bielle vaut

(théorème de Pythagore) : $\sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2T_u}$; la section = $b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

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

$$a \geq \frac{3.75 \times 15.51 \times 10^3}{100 \times 25} = 2.32 \text{ cm} < 17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

- **Sections minimales d'armatures inférieures sur appui : (BAEL A.5.1, 312) [3]**

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

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{400} \times 15.51 \times 10^3 \rightarrow A_a > 0.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

b) Vérification à l'ELS :

État limite de compression du béton : La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_b = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

- **En travée :**

$$M_t = 9.93 \text{ KN.m} ; A_t = 2.70 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' \times (h_0 - d') = 0$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 2.7 \times 10^{-4} (0.189 - 0.05) \rightarrow H = 2.5 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\text{On a : } H = 0.25 \text{ cm} > 0 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

donc on va calculer d'une section rectangulaire (b × h)

Calculer y :

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b \times y^2}{2} - n A_s (d - y)$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} - 15 \times 2.7 \times (18.9 - y) \rightarrow 32.5y^2 - 765.45 + 40.5y$$

$$y = 4.27 \text{ cm}$$

L'axe neutre est dans la table de compression les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire.

Calcul I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(d' - y) = 0$$

$$A'_s = 0 \Rightarrow I = \frac{65 \times 4.27^3}{3} + 15 \times 2.7(18.9 - 4.27)^2$$

$$I = 10355.34 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.93 \times 10^6 \times 42.7}{10355.34 \times 10^4} = 4.094 < 15 \text{MPa}$$

- **Aux appuis :**

Vérification des contraintes: $M_a = -6.08 \text{KN.m}$; $A_a = 1,92 \text{cm}^2$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{10 \times 5^2}{2} - 15 \times 1.93(18.9 - 5)$$

$H = -2.27 \times 10^{-4} \text{m} \rightarrow H = -0.227 \text{cm} < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, calcul d'une section en T.

Calcul y :

$$\frac{by^2}{2} + nA'_a(h_0 - d') - nA_a(d - y) = 0$$

$$A'_a = 0 \Rightarrow \frac{65y^2}{2} - 15 \times 1.93(18.9 - y) = 32.5y^2 - 547.15 + 28.95y^2$$

$$y = 3.68 \text{cm}$$

Calcul I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + nA_a(d - y)^2 + bA'_a(d' - y) = 0$$

$$A'_a = 0 \Rightarrow I = \frac{65 \times 3.68^3}{3} + 15 \times 1.93(18.9 - 3.68)^2$$

$$I = 7786 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.93 \times 10^6 \times 36.8}{7786 \times 10^4} = 4.96 \text{Mpa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5, 1) [3]**

Elle est évaluée selon les recommandations du **BAEL 91 (Article .B.6.5)** et celle du **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- 1- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- 3- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

On à $\frac{h}{l} = \frac{21}{490} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{CNV}$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

On doit vérifier que :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{ji})$$

f_{gv} , f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji}: Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi}: Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$L = 4.9 - 0.4 = 4.6 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{cm}$$

➤ **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de Revêtement.

$q_{gser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65(G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

✓ **Contraintes σ_s :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I}; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I}; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I}$$

✓ **Inerties fictives (If_i) :**

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; If_{jp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_j \times \mu_p}; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\text{si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

✓ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times If_{ij}}; f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times If_{ig}}; f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times If_{ip}}; f_{gv} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0,65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0,65 \times 0,21 \times 14 = 1,911 \text{KN/m}$$

$$q_{gser} = 0,65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0,65 \times 5,420 = 3,523 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0,65 \times (5,420 + 1,50) = 4,498 \text{KN/m}$$

$$M_{jser} = 0,75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{1,911 \times 4,60^2}{8} = 3.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0,75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{3,523 \times 4,60^2}{8} = 6.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0,75 \times \frac{4,498 \times 4,60^2}{8} = 8.92 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 4,27 \text{ cm}$.

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + \frac{(b-b_0)h_0^2}{2} + 15Ad}{b_0 h(b-b_0)h_0 + 15A}$$

$$v = \frac{\frac{10 \times 21^2}{2} + \frac{(65-10) \times 5^2}{2} + 15 \times 2,70 \times 18,9}{10 \times 21(65-10) \times 5 + 15 \times 2,70} \rightarrow v = 6,96 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 6.96^3}{3} + \frac{10(21-6.96)^3}{3} - \frac{(65-10)(6.96-5)^3}{3} + 15 \times 2.7 \times (18.9-6.96)^2$$

$$I_0 = 22166,08 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,70}{10 \times 18,9} = 0,0142$$

$$E_i = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 10818,87 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_i = \frac{b \times 0,05 \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} \text{ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$- \lambda_i = \frac{0.65 \times 0.05 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.1) \times 0.0142} = 3$$

$$- \lambda_v = 0.4 \times 3 = 1.2$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser}(d-y)}{I} = 15 \times \frac{3.79 \times 10^6(186 - 42.7)}{10355.34 \times 10^4} \rightarrow \sigma_{sj} = 78.67 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.99 \times 10^6(186 - 42.7)}{10355.34 \times 10^4} \rightarrow \sigma_{sg} = 145.09 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{8.92 \times 10^6(186 - 42.7)}{10355.34 \times 10^4} \rightarrow \sigma_{sp} = 185.15 \text{Mpa}$$

- **Calcul de μ :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0142 \times 78.67 + 2.1} \rightarrow \mu_j = 0.44$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0142 \times 145.09 + 2.1} \rightarrow \mu_g = 0.65$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0142 \times 185.15 + 2.1} \rightarrow \mu_p = 0.71$$

- **Calcul des inerties fictives :**

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 22166.08}{1 + 3 \times 0.44} \rightarrow I_{fij} = 10509.77 \text{cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times 22166.08}{1 + 3 \times 0.65} \rightarrow I_{fig} = 8265.31 \text{cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times 22166.08}{1 + 3 \times 0.71} \rightarrow I_{fip} = 7790 \text{cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times 22166.08}{1 + 1.2 \times 0.65} \rightarrow I_{fvg} = 13698.14 \text{cm}^4$$

- **Calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_j \times I_{fij}} = \frac{3.79 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times (32164.2 \times 10509.77) \times 10^{-8}} \rightarrow f_{ji} = 2.4 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.99 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times (32164.2 \times 8265.31) \times 10^{-8}} \rightarrow f_{gi} = 5.5 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{8.92 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10(32164.2 \times 7790) \times 10^{-8}} \rightarrow f_{pi} = 7.5 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{vg} = \frac{6.99 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times (10818,87 \times 13698.14) \times 10^{-8}} \rightarrow f_{vg} = 9.9 \times 10^{-3} \text{m}$$

La flèche total Δf : $\Delta f_t = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 6.7 \times 10^{-3}m$

$\Delta f = 0.67cm < f_{adm} = 0.98cm$La flèche est vérifiée.

Nous obtenons les mêmes résultats pour les autres planchers.

Tableau III.24 : Ferrailage des poutrelles

Poutrelle		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A_{cal}(cm^2)$	A_{adop}
Plancher Étage courant	En appuie	8.12	0.160	0.22	17.23	1.35	2T10
	Sur travée	11.41	0.035	0.044	18.27	1.48	3T10

➤ **Ferrailage transversal : (BAEL A.7.2, 2) [3]**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b_0}{10} \right] \rightarrow \phi_t \leq 0.6cm^2$$

On choisit un étrier : $A_t = 2T6 = 0.57cm^2$

➤ **L'espacement S_t : (BAEL A.5.1, 23) [3]**

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18.9; 40cm) = \min(17.01cm; 40cm)$$

$$S_{t1} \leq 17.01cm \rightarrow S_{t1} = 15cm$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{1 \times 400}{0.4 \times 10} = 100cm$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 400}{10(0.82 - 0.3 \times 2.1)} = 168.42cm$$

$$S_t = \min(15cm; 100cm; 168.42cm)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15cm$

➤ **La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423) [3]**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,

✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section a des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à :

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 1.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte $5\phi 6/\text{ml} = 1,42 \text{ cm}^2$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{1,42}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $4\phi 6/\text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 25cm ($St = 25\text{cm} \leq 20\text{cm}$)..... Vérifiée

D'où on opte : un treillis soudé $\phi 6$ de maille carre (15×15) cm

III.6.6.2 Schéma de ferrailage des poutrelles :

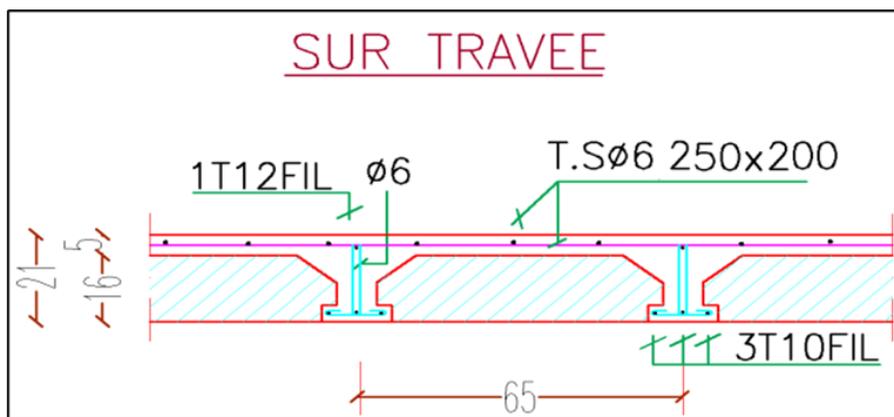


Figure III.19 : Schéma de ferrailage sur travée.4

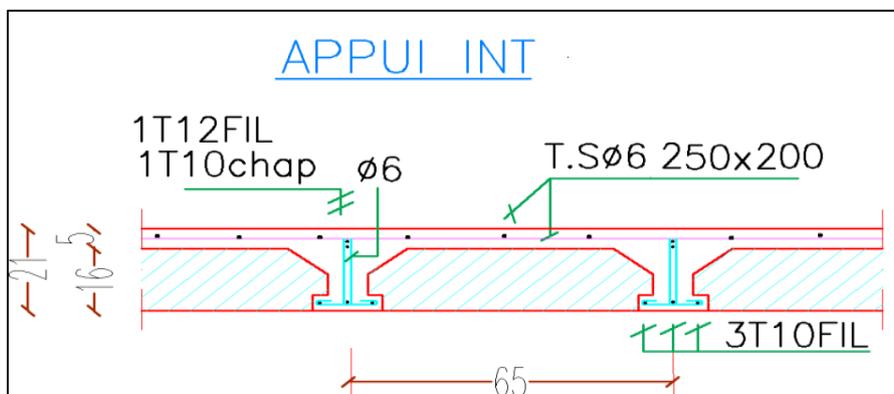


Figure III.20 : Schéma de ferrailage sur appuis

III.6.6.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

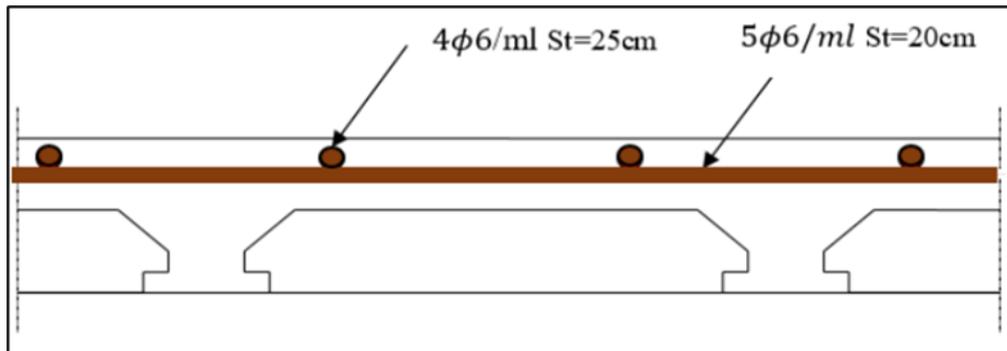


Figure III.21 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.7 ASCENSEUR :

III.7.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, utilisé pour transporter les personnes et les charges entre les niveaux d'un bâtiment.

Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles)

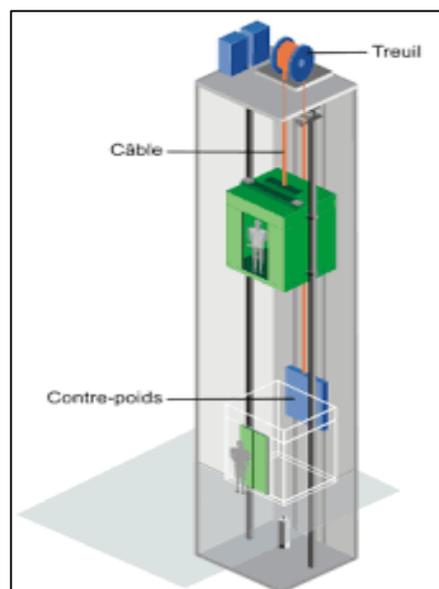


Figure III.22: Les compositions de l'ascenseur

III.7.2. Etude De L'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids

III.7.2.1 Caractéristiques :

Pour les dimensions de la cabine (ascenseur et monte-charge) on a opté d'après l'E.N. A pour un ascenseur de 08 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

Tableau III.25 : Caractéristiques de l'ascenseur selon l'Annexe 4

Vitesse de circulation	1m/s
Course maximale	32m
Charge due à l'ascenseur (DM)	82KN
Charge due à la machine (PM)	15KN
Poids de la cuvette (FC)	102KN
Dimensions de la gaine ($B_s \times T_s$)	(1.8×2.1) m ²
Charge nominale (des personnes)	6.3KN
Dimensions minimales de la locale machin	(180×360×200)cm ³
Passage libre	(120×100) cm ²

III.7.2.2 : Étude de la dalle pleine du local machine :➤ **Cas des charges uniformément réparties :**

- Poids de la dalle en béton armé :

$$G_1 = 25 \times 0.25 = 6.25\text{KN/m}^2$$

- Poids du revêtement en béton :

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de la machine :

$$G_3 = \frac{F_c}{s} = \frac{102}{1.95 \times 2.2} = 15.71 \text{ KN/m}^2$$

$$- G_t = G_1 + G_2 + G_3 = 23.21 \text{ KN/m}^2$$

La surcharge d'exploitation est estimée à $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.95}{2.2} \rightarrow \rho = 0.88 > 0.4 \text{ Donc : La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.7.2.3 : Calcul des sollicitations :

A) **ELU :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 23.21 + 1.5 \times 1 = 32.33 \text{ KN/m}$$

$$M_0^x = \mu_x \times (P_x \times l_x^2) \rightarrow \mu_x = 0.0476$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \rightarrow \mu_y = 0.743$$

$$M_0^x = 0.476 \times (32.33 \times 1.95^2) = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0.743 \times 5.85 = 4.43 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments réels :**

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 0.85 \times 5.85 = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 4.43 = 3.76 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = 0.3 \times 5.85 = 1.75 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 \times 4.43 = 1.32 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_a^x ; M_a^y) = 1.75 \text{ KN.m}$$

B) **ELS :**

$$P_s = G + Q = 23.21 + 1 = 24.21 \text{ KN/m}$$

$$M_0^x = \mu_x \times (P_s \times l_x^2) \rightarrow \mu_x = 0.0546$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \rightarrow \mu_y = 0.8216$$

$$M_0^x = 0.0546 \times (24.21 \times 1.95^2) = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0.8216 \times 5 = 4.1 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments réels :**

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 0.85 \times 5 = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 4.1 = 3.48 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = 0.3M_0^x = 0.3 \times 5 = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3M_0^y = 0.3 \times 4.1 = 1.23 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_a^x ; M_a^y) = 1.5 \text{ KN.m}$$

III.7.3 : Calcul de ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 25cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d=22.5\text{cm}$.

Tableau III.26 : Résultats de ferrailage à L'ELU

Sens	M_u (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (KN.m)	Choix
Travée x-x	4.97	0.006	0.007	22.43	0.63	2.51	5T8
Travée y-y	3.76	0.005	0.006	22.44	0.48	2.51	5T8
Appuis	1.75	0.002	0.002	22.48	0.22	2.51	5T8

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \times (0.3 - \rho) \times b \times d$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times d$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0.8\% \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.88 \end{array} \right\}$

❖ Sens x-x :

- En travée : $A_x = 2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 0.63\text{m}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée
- Sur appuis : $A_y = 2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 0.22\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

❖ Sens y-y :

Sur appuis : $A_x = 2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 0.22\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Sur appuis : $A_y = 2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 0.22\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

➤ Espacement :

❖ En travée :

$$S_t \left\{ \begin{array}{l} \frac{100}{5} = 20 < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20 < \min(3h; 45\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } y - y) \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right\}$$

❖ Sur appui :

$$S_t \left\{ \begin{array}{l} \frac{100}{5} = 20 < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20 < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right\}$$

III.7.3.1 : Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x}{2 + L_x + L_y} = 22.73\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 21.01\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.73 \times 10^3}{100 \times 225} \rightarrow \tau_u = 0.1 < \bar{\tau}_u = 1.25\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

III.7.3.2 : Vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$$

Tableau III.27 : Résultats de calcul des contraintes dans le béton

Position	Sens	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	X-X	4.24	2.51	3.75	14994.14	0.106	CV
	Y-Y	3.48	2.51	3.75	14994.14	0.087	CV
Appuis	X-X-	1.5	2.51	3.75	14994.14	0.037	CV
	Y-Y	1.5	2.51	3.75	14994.14	0.037	CV

➤ **Vérification de la flèche (BAEL 91 Article B.6.5.1) [2] :**

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

Avec :

$h = 0.25 \text{ m.}$

$l = 2.2 \text{ m.}$

$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.25}{2.2} = 0.11 > 0.062 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.11 > 0.085 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.001 < 0.010 \dots\dots\dots CV \end{array} \right\}$$

III.7.3.3 Schéma d ferrailage d'ascenseur :

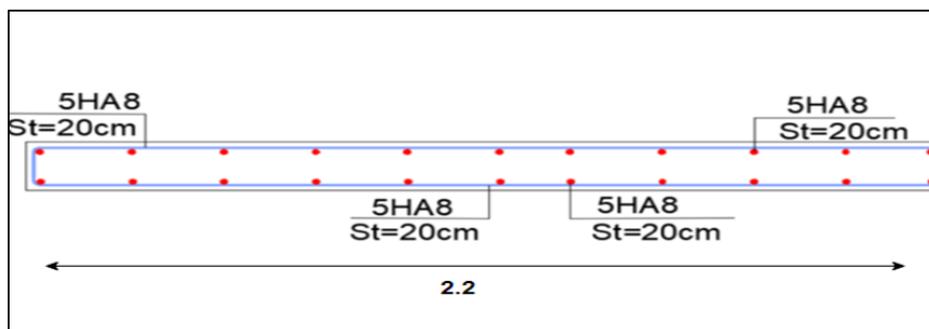
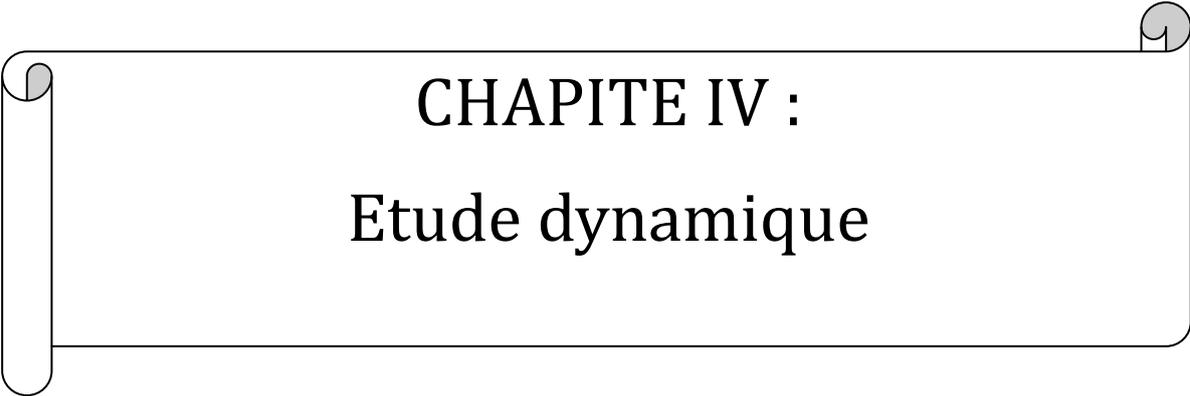


Figure III.23: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.

III.8 CONCLUSION :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA93 et le RPA99 version 2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.



CHAPITE IV :
Etude dynamique

IV.1 INTRODUCTION :

L'étude sismique joue un rôle essentiel dans la conception et la sécurité des ouvrages situés en zone à risque. Elle permet d'évaluer le comportement du sol face aux secousses et d'adapter les structures aux exigences parasismiques.

D'après le **RPA99/version 2003(3.4. A.1.a)**, tout ouvrage situé en zone II_a, de hauteur dépassant 14m, sera contreventé par un système de voiles ou de voiles - portiques. Pour la raison d'économie, le contreventement de notre structure sera mixte (voiles- portiques).

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par RPA99/version 2003

IV.2 OBJECTIFS ET EXIGENCES :

Lors la conception d'une structure, les premières contraintes à prendre en compte sont celles imposées par les normes de construction applicable en conditions non sismiques. A cela s'ajoutent des règles spécifiques destinées aux constructions situées en zones sismiques. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3 METHODE DE CALCUL :

Selon RPA99/version2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1 Méthode statique équivalente : (article 4.2 du RPA99/2003)

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales X et Y.

a) Conditions d'application :

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 II et à 30m en zone III.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

1- **Zone I** : Tous groupes

2- **Zone II** : 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.

3- **Zone III** : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

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

b) Méthode de modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

c) Calcul de la force sismique totale : (RPA art 4, 2,3) [1]

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

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

$$D = \left\{ \begin{array}{l} 2.5\eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right) \rightarrow T \geq 3.0 \text{ s} \end{array} \right\}$$

T_2 :Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donné par le tableau (4-2) présenté ci-après.

Tableau.IV.1 Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton	Acier	Béton Armé /Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend une valeur moyenne :

$$\xi = 8.5 \%$$

D'où $\eta = 0,816 > 0,7$

d) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

➤ La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_t h_n^{\frac{3}{4}}$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

C_t : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA.

On peut également utiliser aussi la formule : $T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- Calcul de période fondamentale de la structure T :

$$T = C_t h_n^{\frac{3}{4}}$$

Dans notre cas :

$$C_t = 0.05$$

$$h_n = 35.52\text{m}$$

$$T = 0.05 \times 35.52^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.73\text{s}$$

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$$

$$D_x = 26.3\text{m}; D_y = 9.5\text{m}$$

$$T_x = 0.62\text{s}; T_y = 1.04\text{s}$$

Pour calculer la période fondamentale on prend la petite valeur de T entre ces trois valeurs Donc :

$$T_{\text{empirique}} = \min(0.73, 0.62, 1.04) = 0.62\text{s}$$

R : coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (voir RPA).

Q : facteur de qualité : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation

- La qualité du contrôle de la construction
- La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^n P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA.

W : poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du **RPA**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

e) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[1]

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

La valeur de F_t sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes

$$F_t = 0 \text{ (Tx et Ty } \leq 0.7\text{s)}$$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule : $F_i = \frac{(V-F_t)W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)}$

f) Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

g) Vérification des conditions applications :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment situé dans la zone II_a et dépasse 30m dans la hauteur ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :**a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale : [1]**

Selon le RPA La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des 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.

b) Modélisation :

- 1- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- 2- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- 3- Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

- 4- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
 - 5- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
 - 6- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.
- c) **Spectre de calcul** : L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{l} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.25A \times 2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) \rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1.25A \times 2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 1.25A \times 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \rightarrow T \geq 3.0 \text{ s} \end{array} \right.$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

Tableau.IV.2 Coefficient d'accélération de zone.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.7	0.10	0.14	0.18

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

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2, RPA) $\xi = 8.5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.82 > 0.7$$

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3, RPA)

Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction $\rightarrow R=5$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7, RPA)

Tableau. IV.3 : Valeurs des périodes caractéristiques T_1, T_2 .

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (Sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (Sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Q : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : la pénalité à retenir selon le critère de qualité q « satisfait ou non », sa valeur est donnée par le tableau 4.4-RPA : $\sum P_q = 0$

Alors : $Q = 1 + 0,1 + 0,05 + 0,05 = 1.20$

Tous les critères de qualité sont satisfaits suivant les deux directions Ox, Oy :

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

IV.4. MODELISATION DE LA STRUCTURE :

IV.4.1 Présentation du logiciel de calcul (Auto desk Robot 2014) :

Robot est un logiciel dérivé de la société Auto desk. Il est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structure, grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis. Ce logiciel permet de créer des structures, les calculées, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, la dernière étape gérée par robot permet de définir la note de calcul ainsi que des plans de ferrailage. Ce logiciel offre un calcul plus étendu par rapport aux autres codes car il est

avantagé par l'intégration du règlement RPA et la configuration avec le règlement international BAEL.

IV.5 Modalisation :

A) Modélisation des éléments structuraux :

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit
- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes des éléments coques et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

B) Modélisation de la masse :

La masse de la structure est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par RPA/ version 2003[1] (dans notre cas $\beta = 0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.

La masse volumique attribuée au matériau constituant l'élément modélisé est prise égale à celle du béton armé 25KN/m^3 .

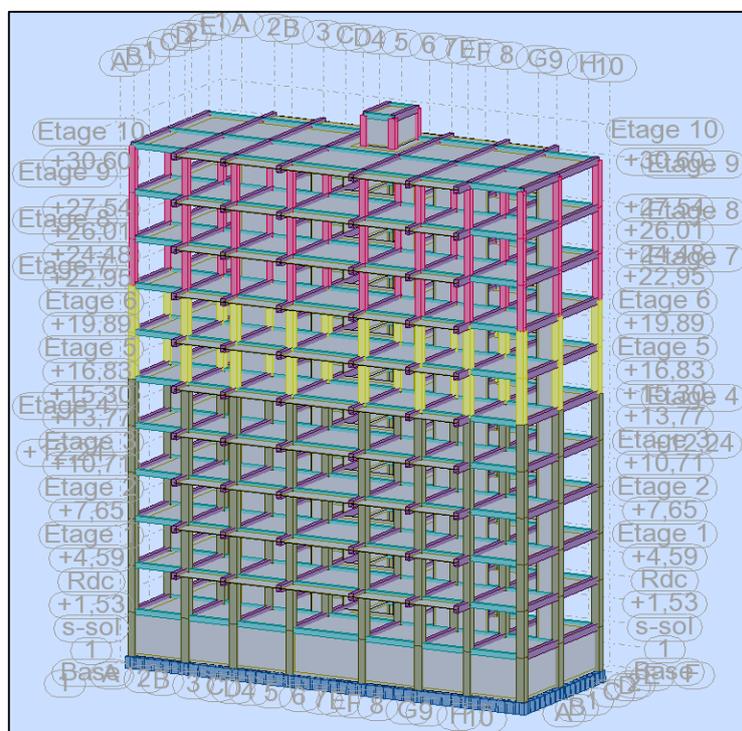


Figure IV.1 Modélisation 3D de la structure.

IV.5.1 : La structure avec les voiles :

L'introduction des voiles dans la structure se fera par tâtonnement mais d'une manière réfléchie, plusieurs essais de structure seront conduits, et la structure finale choisie sera celle qui présentera :

- Une période fondamentale proche de la limite imposée par le RPA99 version 2003[1].
- Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.
- Des déplacements inter-étages vérifiés

En général les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouté et la position des voiles rajoutés.

 **Disposition des voiles :**

Après plusieurs tentatives de disposition des voiles, on trouve que cette disposition est la maillure

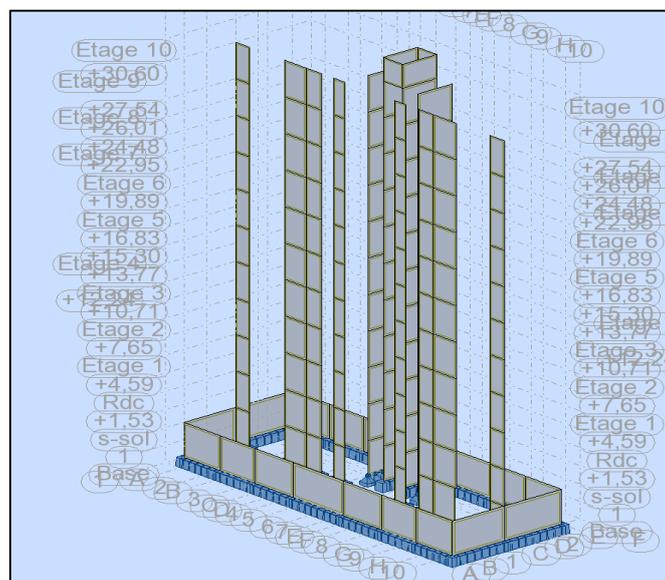
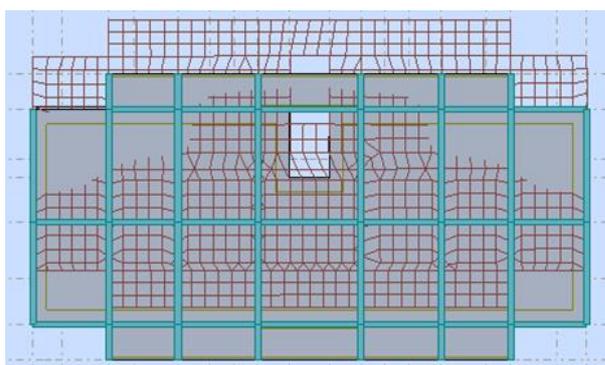
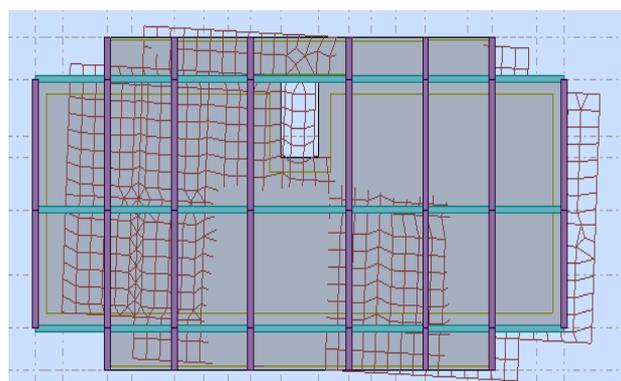


Figure IV.2 Disposition des voiles

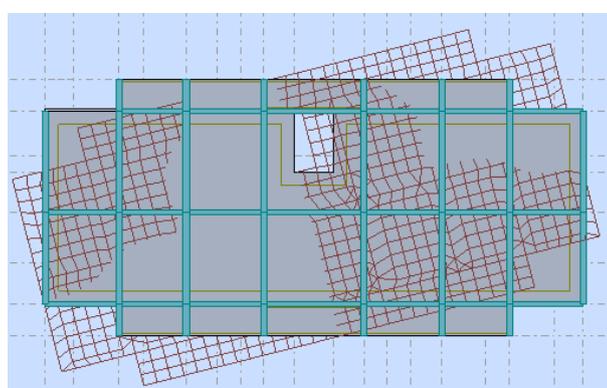
a) Le comportement de la structure :



Mode 1 : Translation mode 1



Mode 2 : Translation mode 2



Mode 3 Rotation mode 3

Figure IV.3 Comportement de la structure sous disposition.

Les Périodes de vibration et les taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessus.

Tableau IV.4 Résumé des résultats de calcul.

Mode	Période s	UX %	UY%	Somme UX	Somme UY
1	0,78	3,77	0,01	3,77	0,01
2	0,73	3,77	64,43	0,00	64,43
3	0,49	66,57	64,43	62,80	0,00
4	0,25	67,16	64,43	0,59	0,00
5	0,20	67,16	78,66	0,00	14,23
6	0,15	78,69	78,66	11,53	0,00
7	0,13	79,17	78,66	0,49	0,00
8	0,09	79,18	84,30	0,00	5,64

9	0,09	79,21	84,33	0,03	0,03
10	0,07	83,64	84,34	4,43	0,01
11	0,06	83,68	84,34	0,04	0,00
12	0,05	83,70	87,37	0,01	3,04
13	0,05	83,72	87,37	0,03	0,00
14	0,05	86,21	87,39	2,48	0,01
15	0,04	86,21	87,39	0,00	0,00
16	0,04	86,22	89,19	0,01	1,80
17	0,03	86,23	89,19	0,01	0,00
18	0,03	88,80	89,20	1,57	0,02
19	0,03	89,81	89,20	0,00	0,00
20	0,03	90,83	91,37	0,02	1,17

b) Remarque :

✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T_{analy} = 0,78s$

$$T_{emp} = 0.62s$$

$$T_{emp} = 0.62 \leq T_{analy} = 0.78 \leq 1,3 T_{emp} = 0.80 \dots \dots \dots CV$$



- ✓ Les 1er et 2ème mode sont des modes de translation
- ✓ Le 3ème mode est un mode de rotation

On doit retenir les 15 premiers' modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

IV.6 : STRUCTURE CONTREVENTEE PAR SYSTEME (VOILES–PORTIQUE) :

Dans les projets de bâtiments, on combine souvent entre les deux systèmes de contreventements : portiques et voiles, le besoin de locaux de grandes dimensions, le souci d'économie, exclut fréquemment l'emploi de voiles seuls. On peut dans ce cas associer avantageusement des voiles à des portiques. Dans ce cas le système est appelé système de contreventement mixtes.

L'interaction des deux types de structure produit par conséquent un effet de raidissage favorable et un intérêt particulier en raison des déformations différentes qui interviennent dans ces éléments.

RPA exige ce système de contreventement surtout pour les zones de forte sismicité, Parce que l'interaction voile-portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyen ou grand élancement.

➤ **Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :**

✓ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/ Version 2003 (l'article 4-3-6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_t < 0.8V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $r = \frac{0.8V_{st}}{V_t}$.

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

$$V_t = \frac{(A \times D \times Q)}{R} \times W$$

$$A = 0.15 ; Q = 1.2 ; R = 3.5$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On est dans le cas :

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

$$D = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.5}{0.62}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D = 1.77$$

Poids total de la structure :

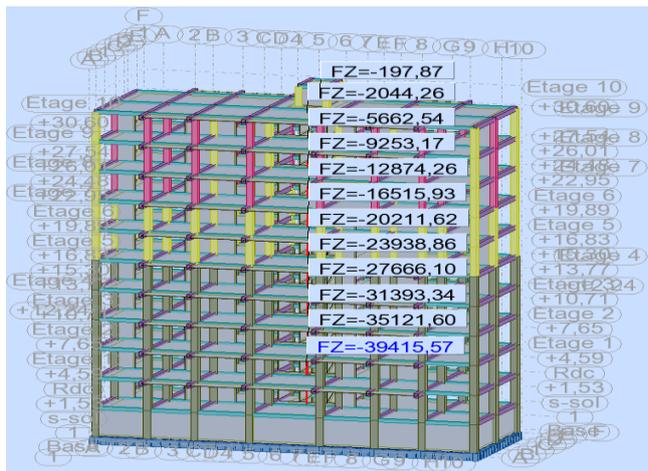


Figure IV.3 : le poids dû à la charge G

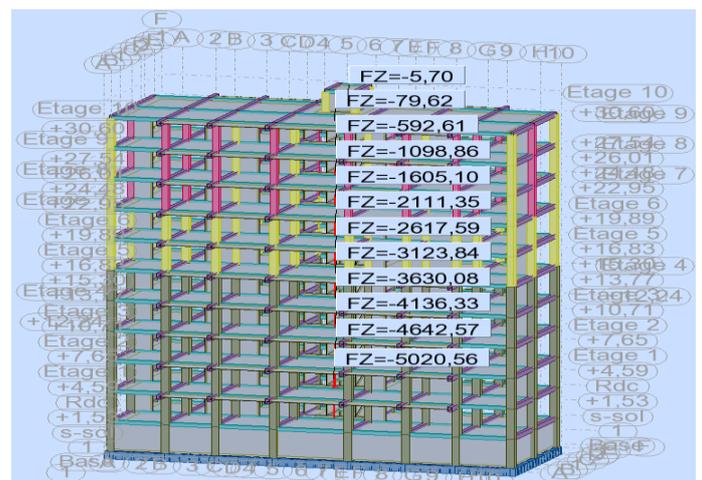


Figure IV.4 : le poids dû à la charge Q

A partir des résultats de modélisation par ROBOT on trouve :

$$W = W_G + 0.2 W_Q$$

$$W = 39415.57 + 0.2 \times 5020.56$$

$$W = 40419.68\text{KN}$$

La valeur de l'effort tranchant statique :

$$V_{st} = \frac{0.15 \times 1.77 \times 1.2}{5} \times 40419.68 = 2471.52\text{KN}$$

La valeur de l'effort tranchant dynamique :

Cas/Etage	FX [kN]
4/ 1	2349,85
4/ 2	2299,54
4/ 3	2160,38
4/ 4	1977,96
4/ 5	1781,40
4/ 6	1570,55
4/ 7	1343,68
4/ 8	1107,13
4/ 9	854,33
4/ 10	587,36
4/ 11	302,73

Figure IV.5 : l'effort tranchant dynamique selon x

Cas/Etage	FY [kN]
5/ 1	1987,67
5/ 2	1928,46
5/ 3	1792,24
5/ 4	1641,83
5/ 5	1476,00
5/ 6	1296,07
5/ 7	1103,89
5/ 8	904,49
5/ 9	694,19
5/ 10	475,31
5/ 11	242,87

Figure IV.6 L'effort tranchant dynamique selon y

Tableau IV.5 : Résultante des forces sismique

Résultante des forces sismique	V_{dyn}	V_{st}	$0.8V_{st}$	Observation
X-X	2349.85	2471.52	1977.21	CV
Y-Y	1987.67	2471.52	1977.21	CV

$V_{dyn} > 0.8V_{st}$: Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

a. Calcul des déplacements : RPA 99 article 4.4.3 [1]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

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

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement $R = 5$

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

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

Avec : $\Delta_K < 1\%h_k$ RPA 99 article 5.10

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Tableau IV.6 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens.

Niveau	Hauteur (m)	Sens x-x			Sens y-y			1%h _k	Condition
		δ _{ek}	δ _k	Δ _{kx}	δ _{ek}	δ _k	Δ _{ky}		
S-sol	2.92	0	0	0	0,001	0.005	0.005	0.0292	CV
Rdc	3.06	0,003	0.015	0.015	0,005	0.025	0.02	0.0306	CV
1	3.06	0,007	0.035	0.02	0,01	0.05	0.025	0.0306	CV
2	3.06	0,01	0.05	0.015	0,017	0.085	0.035	0.0306	CV
3	3.06	0,015	0.075	0.025	0,025	0.125	0.04	0.0306	CV
4	3.06	0,02	0.1	0.025	0,033	0.165	0.04	0.0306	CV
5	3.06	0,024	0.12	0.02	0,04	0.2	0.035	0.0306	CV
6	3.06	0,028	0.14	0.02	0,048	0.24	0.04	0.0306	CV
7	3.06	0,032	0.16	0.02	0,055	0.275	0.035	0.0306	CV
8	3.06	0,035	0.175	0.015	0,062	0.31	0.035	0.0306	CV
9	3.06	0,037	0.185	0.01	0,068	0.34	0.03	0.0306	CV

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

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.1$$

Tel que :

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k
 Avec : P_k = ∑_{i=1}ⁿ (w_{Gi} + βW_{Qi})

V_k: Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k: Hauteur de l'étage « k ».

Si 0.1 ≤ θ ≤ 0.2

L'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse la statique du premier ordre par le

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

Si $\theta_k \geq 0.2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée

Tableau IV.7 : Effet P-Δ suivant x et y

Etage	h_k (m)	P_k (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)	Δk_y (m)	Δk_x (m)	θ_x	θ_y	$\theta \leq 0.1$
S-sol	2.92	39415.57	2349,85	1987,67	0.001	0,002	0.006	0.014	CV
Rdc	3.06	35121.60	2299,54	1928,46	0,002	0,003	0.010	0.019	CV
Etage 1	3.06	31393.34	2160,38	1792,24	0,003	0,005	0.015	0.031	CV
Etage 2	3.06	27666.10	1977,96	1641,83	0,003	0,005	0.015	0.030	CV
Etage 3	3.06	23938.86	1781,40	1476,00	0,003	0,006	0.014	0.035	CV
Etage 4	3.06	20211.62	1570,55	1296,07	0,003	0,006	0.013	0.034	CV
Etage 5	3.06	16515.93	1343,68	1103,89	0,003	0,005	0.013	0.027	CV
Etage 6	3.06	12874.26	1107,13	904,49	0,003	0,006	0.012	0.031	CV
Etage 7	3.06	9253.17	854,33	694,19	0,003	0,005	0.011	0.024	CV
Etage 8	3.06	5662.54	587,36	475,31	0,003	0,004	0.010	0.017	CV
Etage 9	3.06	2044.26	302,73	242,87	0,003	0,004	0.008	0.013	CV

Donc l'effet P-Δ est vérifié.

c. Vérification de l'effort normal réduit :

Selon l'article 7.4.3.1 du RPA99/2003, dont le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : N_d : L'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B : L'aire de la section transversale du poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton

Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le CBA, (l'Article B.8.2.2) [2] pour un poteau soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme : "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par les RPA." Les combinaisons du RPA pour un ouvrage avec des voiles (mixtes) sont connues.

Tableau IV.8 : L'effort normal réduit

Niveau	B (m ²)	N _d (KN)	V	Observation
S-sol (50×50)	0.25	1499,73	0.23	CNV
Rdc (50×50)	0.25	1876,35	0.3	CV
Etage 1 (50×50)	0.25	1670,93	0.26	CV
Etage 2 (50×50)	0.25	1464,67	0.23	CV
Etage 3 (50×50)	0.25	1192.29	0.19	CV
Etage 4 (50×50)	0.25	994.98	0.15	CV
Etage 5 (45×45)	0.02025	799.88	0.15	CV
Etage 6 (45×45)	0.02025	610.98	0.14	CV
Etage 7 (45×45)	0.02025	431.14	0.085	CV
Etage 8 (45×45)	0.02025	246.79	0.049	CV
Etage 9 (45×45)	0.02025	69.55	0.013	CV

Etages 7 jusqu'à 9 : Pour le poteau de section (45×45) la vérification de l'effort réduit est vérifiée donc on diminue la section de poteau. Ce dernier sera à une section de (40×40).

d. Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.) [1] :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

$$M_s > M_r$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant

M_r : Moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement

$$✓ M_{\text{renversement}} = \sum_{n-1}^n F_i \times d_i$$

$$✓ M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (X_g ; Y_g).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,5$$

Tableau IV. 9 : La force sismique

Etage	V_x (KN)	F_x (KN)	V_y (KN)	F_y (KN)
S-sol	2349,85	50.31	1987,67	59.21
Rdc	2299,54	139.16	1928,46	136.22
1	2160,38	182.96	1792,24	150.41
2	1977,96	196.56	1641,83	165.83
3	1781,40	210.85	1476,00	179.93
4	1570,55	226.87	1296,07	192.18
5	1343,68	236.55	1103,89	199.4
6	1107,13	252.80	904,49	210.3
7	854,33	266.97	694,19	218.88
8	587,36	284.63	475,31	232.44
9	302,73	302.73	242,87	242.87

Tableau IV.10 : Moment de renversement

Etage	Hauteur (m)	d_i (m)	M_{ry} (KN. m)	M_{rx} (KN. m)
S-sol	2.92	2.92	172.89	146.90
Rdc	3.06	5.98	814.60	832.18
1	3.06	9.14	1374.75	1672.25
2	3.06	12.1	2006.54	2378.38
3	3.06	15.16	2727.74	3196.49
4	3.06	18.22	3501.52	4133.57
5	3.06	21.28	4243.23	5033.78
6	3.06	24.34	5118.70	6153.15
7	3.06	27.6	6041.09	7368.37

8	3.06	30.46	7080.12	8669.83
9	3.06	33.52	8141	10147.50
		Totale	41222.18	49732.34

Tableau IV.11 : Moment stabilisant

Etage	W(KN)	Y _G	M _{stx} (KN. m)	X _G	M _{sty} (KN. m)
S-sol	2154.28	6.77	14584.48	13.15	28328.78
Rdc	2318.40	6.74	15626.02	13.18	30556.51
1	2316.14	6.70	15518.14	13.26	30712.02
2	2334.97	6.74	15737.70	13.16	30728.20
3	2334.97	6.74	15737.70	13.16	30728.20
4	2334.97	6.74	15737.70	13.16	30728.20
5	2249.33	6.76	15205.47	13.16	29601.18
6	2249.33	6.76	15205.47	13.16	29601.18
7	2172.72	6.78	14731.04	13.16	28593
8	2180.96	6.79	14808.72	13.16	28701.43
9	2106.99	6.64	13990.41	13.20	27727.99
Totale			166882.85		326006.69

Selon x-x :

$$\frac{M_{stx}}{M_{rx}} = \frac{166882.85}{41222.18} = 4.05 > 1.5 \dots\dots\dots CV$$

Selon y-y :

$$\frac{M_{sty}}{M_{ry}} = \frac{326006.69}{49732.34} = 6.55 > 1.5 \dots\dots\dots CV$$

Donc il y'a pas d'un risque de renversement selon les deux sens.

Vérification de L'excentricité accidentelle : (RPA art 4.3.7) [1]

Dans notre analyse tridimensionnelle, les effets de la torsion accidentelle de l'axe verticale doivent être pris en compte ±0,05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

- Sens X : $e_{accidentelle} = 0,05 \times L_{xi}$

- Sens Y : $e_{accidentelle} = 0,05 \times L_{yi}$

Le calcul des centres de masse de chaque élément dans la structure permet de déterminer les coordonnées de l'excentricité massique.

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}; Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel Robot Autodesk a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Vérification de l'excentricité.

Étage	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$	$e_{calculée}(m)$		$e_{accidentelle}$	
					e_x	e_y	e_x	e_y
S-sol	13.15	6.77	13.15	6.49	0	0.28	1.32	0.56
Rdc	13.18	6.74	13.15	6.50	0.03	0.24	1.32	0.64
1	13.26	6.70	13.15	6.49	0.11	0.21	1.32	0.64
2	13.16	6.74	13.15	6.49	0.01	0.25	1.32	0.64
3	13.16	6.74	13.15	6.49	0.01	0.25	1.32	0.64
4	13.16	6.74	13.15	6.49	0.01	0.25	1.32	0.64
5	13.16	6.76	13.15	6.49	0.01	0.27	1.32	0.64
6	13.16	6.76	13.15	6.49	0.01	0.27	1.32	0.64
7	13.16	6.78	13.15	6.49	0.01	0.29	1.32	0.64
8	13.16	6.79	13.15	6.49	0.01	0.30	1.32	0.64
9	13.20	6.64	13.15	6.46	0.05	0.18	1.32	0.64

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent. L'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas la valeur $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée.

IV.7 CONCLUSION

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

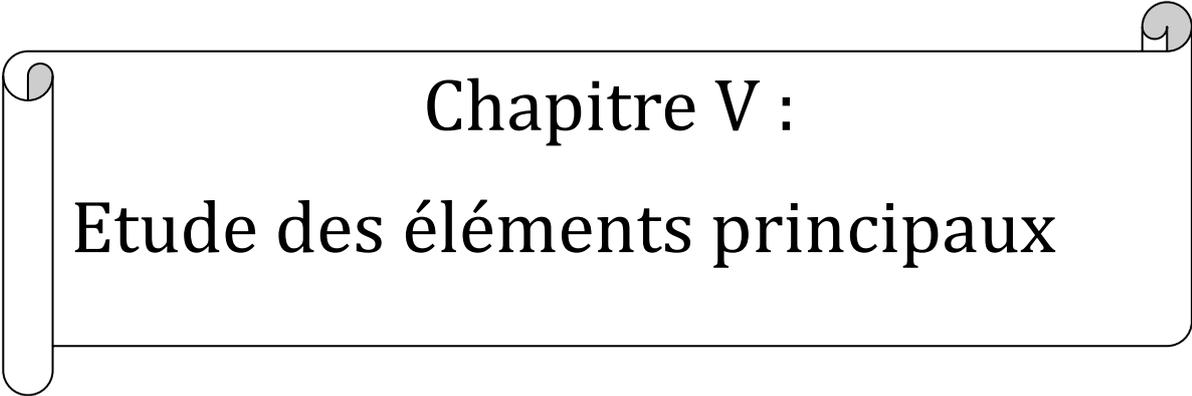
L'exploitation des résultats donnés par le logiciel Robot Autodesk 2014, a permis de vérifier plusieurs critères :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1ère et 2ème translation, la 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8 \cdot VMSE$)
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- Vérification de la condition de l'effort réduit

Tableau IV.13 : Dimensions finales des éléments structuraux

Niveau	S-sol	Rdc jusqu'à 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}	7 ^{eme} Jusqu'à 9 ^{eme}
Poteau (m ²)	50×50	50×50	45×45	40×40
Voile	20			

Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver la meilleure disposition des voiles, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle.



Chapitre V :
Etude des éléments principaux

V.1 INTRODUCTION

La superstructure représente la portion supérieure d'un édifice. Elle est constituée de poteaux, poutres et voiles solidement interconnectés, formant une ossature stable capable de résister à l'ensemble des charges verticales et horizontales. Ces éléments, généralement construits en béton armé, doivent être correctement dimensionnés et positionnés afin d'assurer une résistance optimale aux différentes sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le CBA93 et le RPA99 version 2003.

V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX :

Les poteaux constituent des éléments porteurs essentiels dans une structure, assurant le transfert des charges des poutres vers les fonctions. Ils sont soumis à des efforts normaux (N) et des moments de flexion (M) dans les directions Longitudinale et transversale, ce qui les place en situation de flexion composé.

Le dimensionnement des armateurs est effectué à l'État Limite Ultime (ELU), en tenant compte des combinaisons des sollicitations les plus défavorables conformément aux prescriptions du RPA.

- 1.35G+1.5Q - G+Q+E - 0.8G+E.
- G+Q - G+Q-E - 0.8G-E.

✓ Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- M^{max} \longrightarrow N^{corres}
- N^{max} \longrightarrow M^{corres}
- N^{min} \longrightarrow M^{corres}

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

a) Coffrage : RPA 7.4.1 [1]

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $Min (b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone II_a.
- $Min (b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4.$

b) Les armatures longitudinales : RPA. Article.7.4.2.1. [1]

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique II_a , les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :
 - $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C).
 - $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R).
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l'et h'. $l' = 2h$

$$h' = (\max \frac{h_e}{6}; b_1 ; h_1; 60\text{cm})$$

h_e : La hauteur de l'étage.

$(h_1; b_1)$: Dimensions de la section transversale du poteau.

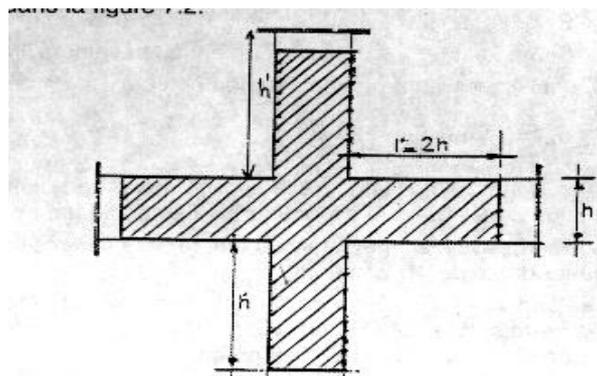


Figure V.1. Zone nodale.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA

:

Tableau. V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S-sol jusqu'au 4 ^{ème}	50×50	20	100	150
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45×45	16.2	81	121.5
7 ^{ème} Jusqu'au 9 ^{ème}	40×40	12.8	64	96

c) Les armatures transversales : RPA article.7.4.2.2. [1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u: Est l'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ: Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_1; 15\text{cm}) \text{ En zone II}_a.$$

➤ **Zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_1$$

Où φ₁ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales :**

Si : λ_g ≥ 5 : A_{min} = 0.3% (t×b₁)

Si : λ_g ≤ 3 : A_{min} = 0.8% (t×b₁)

Si : 3 < λ_g < 5 : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

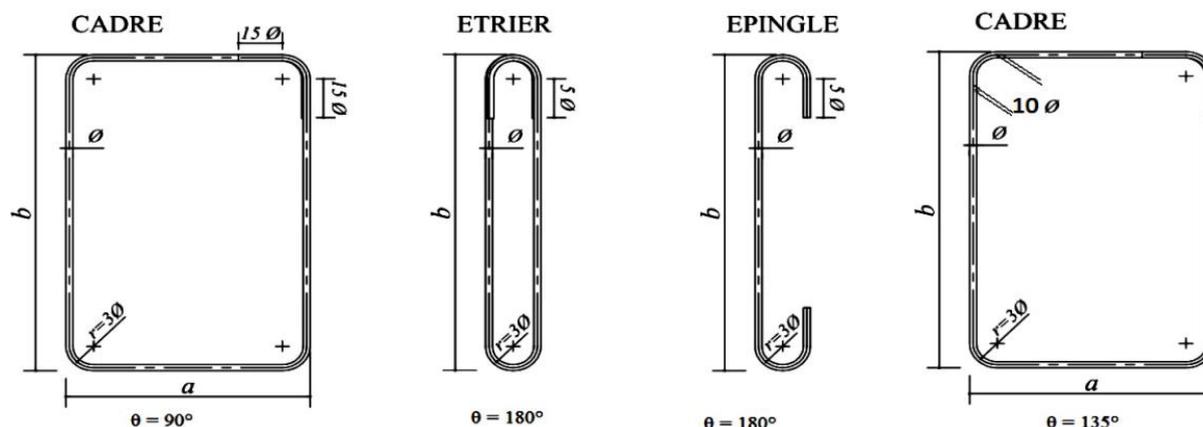


Figure.V.2 Ancre des armatures transversales

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

V.2.2 Sollicitation de calcul :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel **Auto desk Robot 2014** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.2 : Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	G+Q±E		ELU		0.8G±E	
	M ^{max}	N ^{corres}	N ^{max}	M ^{corres}	N ^{min}	M ^{corres}
S-sol (50×50)	6.49	617.88	1338.50	0.45	340.09	6.23
Rdc à 4-ème (50×50)	48.59	1252.5	2285,48	5.99	324.17	-22.02
5et 6-ème (45×45)	60.56	352.67	1023.33	14.57	186.56	55.83
7 à 9-ème (40×40)	52.39	191.35	543.15	13.67	98.08	39.42

a) Armatures longitudinales :

❖ Exemple de calcul :

On calcule le poteau de section (50×50) pour s-sol et le reste des résultats de ferrailage seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$b = 50 \text{ cm}; h = 50 \text{ cm}; d = 47 \text{ cm}; d' = 3 \text{ cm}$$

ELU :

$$N^{\max} = 1338.50 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corres}} = 0.45 \text{ KN.m}$$

$N_u > 0$: Donc le poteau est soumis à un effort de compression.

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.45}{1338.50} = 3 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.0003 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.5}{2} \Rightarrow 0.0003 < 0.25 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le centre de pression est à l'intérieure de la section.

Il faut vérifier que :

$$(0.337 - 0.81d') N_0 \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 500 \times 500 \times 14.16$$

$$N_0 = 3540 \text{ KN}$$

Le moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.45 + 1338.50 \left(0.47 - \frac{0.5}{2} \right) \rightarrow M_f = 294.92 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81d') N_0 = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) \times 3540 \rightarrow A = 510.47 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f = 1338.50(0.47 - 0.03) - 292.92 \rightarrow B = 296.02 \text{ KN.m}$$

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

Alors : $N_u = 1338.50 \text{ KN}$; $M_f = 294.92 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{292.92 \times 10^6}{14.16 \times 500 \times 470^2} \rightarrow \mu_{ua} = 0.187$$

$\mu_{ua} = 0.187 < 0.493$: Section partiellement comprimée.

$$0.187 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.187}) \rightarrow \alpha = 0.26$$

$$Z = 470(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 421.12\text{mm}$$

$$A_{calcul} = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s} = \frac{292.92 \times 10^6}{421.12 \times 348} \rightarrow A_{calcul} = 19.98\text{cm}^2$$

$$A = A_{cal} - \frac{N}{\sigma_s} = 1998 - \frac{292.92 \times 10^3}{348} \rightarrow A = -1156.27\text{mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira

La section non ferrillée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrillage minimal

- Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21) :

$$A_{min} = \max(4P ; 0.2\%B) = \max(8; 5)$$

$$A_{min} = 8 \text{ cm}^2$$

- Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_{min} = 0.8\%B = 20\text{cm}^2$$

Tableau. V.3: Sections des armatures longitudinales.

	G+Q±E (cm ²)	ELU (cm ²)	0.8G±E (cm ²)	Amin BAEL (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Amax (cm ²)
S-sol	9.31	19.98	5.09	8	20	20
RDC à 4eme	22.31	33.81	3.07	8	20	33.81
5eme et 6eme	9.39	16.42	6.59	7.2	16.2	16.42
7eme à 9eme	5.43	8.58	4.47	6.4	12.8	12.8

Choix des armatures :

Tableau. V.4 : Sections des armatures longitudinales adoptées.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Choix des barres
S-SOL	50×50	20	28.65	4HA20+8HA16
Rdc jusqu'à 4	50×50	33.1	33.19	8HA20+4HA16
5 et 6	45×45	16.42	20.36	4HA16+8HA14
7 jusqu'à 9	40×40	12.8	13.57	12HA12

Les armatures transversales :

➤ Section d'armature :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h f_c}$$

On calcul les armatures transversales du poteau de section (50 × 50)cm²

S-sol :

$$\phi_{l_{\min}} = 1.2 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 2.92 = 2.044\text{m}$$

V_u: Effort tranchant de calcul max,

h: Hauteur totale de la section brute,

f_c: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

S_t: L'espacement des armatures transversales.

λ_g: Est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = 4.088$$

ρ_a: Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

- ρ_a = 2.5 Si l'élancement géométrique λ_g ≥ 5

- $\rho_a = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \leq 5$

On à $\lambda_g = 0.4088 < 5$ donc : $\rho_a = 3.75$

t : Espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ Zone nodale :

$t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm})$ En zone II_a

$t \leq \min(12, 15\text{cm}) \Rightarrow t \leq 12$ Donc $t = 10\text{cm}$

➤ Zone courante :

$t' \leq 15\phi_1$ en zone II_a

$t' \leq 18 \Rightarrow t' = 15\text{cm}$

$$A_t = \frac{150 \times 3.75 \times 16.62 \times 10^3}{500 \times 400} = 0.46\text{cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$\lambda_g \geq 5 : A_{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$

$A_{\min} = 1.5\text{cm}^2$

$A_t = \max(A_t; A_{\min}) = 1.5\text{cm}^2$ donc on adopte 6T8 = 3.018 cm²

Tableau.V.5 : Sections des armatures transversales.

Niveau	S-sol	RDC jusqu'à 4eme	5eme et 6eme	7eme jusqu'à 9eme
Section (cm²)	50×50	50×50	45×45	40×40
l_f (cm)	2.044	2.142	2.142	2.142
λ_g	4.088	4.284	4.76	5.355
V_u (KN)	16.62	22.33	47.73	35.85
t zone nodale (cm)	10	10	10	10
t` zone courante (cm)	15	15	15	15
P_a	3.75	3.75	3.75	2.5
A_t (mm²)	46.74	62.8	149.15	74.63

✓ On adopte pour tous les étages : 6T8 = 3.018 cm².

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1 \Leftrightarrow 8 > \frac{1}{3} \times 1.2 \dots\dots\dots CV.$$

V.2.3 Vérifications :

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du S-sol, avec une longueur de $L_0 = 2.92m$ et un effort normal égal à $1338.50KN$. On doit vérifier ;

On doit vérifier ;

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93 (Article B.8.4.1) [2]}$$

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

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

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 \Rightarrow L_f = 0.7 \times 292 = 204.4 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{204.4}{40} = 17.70$$

$$\lambda = 17.70 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{17.7}{35}\right)^2} = 0.80$$

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

$$B_r = (h - 2)(b - 2) = 0.2304m^2 \gamma_b = 1.50; \gamma_s = 1.15$$

$$A = 20.11cm^2$$

$$\bar{N} = 0.8 \times \left[\frac{0.2304 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2011 \times \frac{400}{1.15} \right] \rightarrow \bar{N} = 3972.90KN$$

$$N_u = 1338.50 \text{ KN} < \bar{N} = 3972.90KN.$$

Donc pas de risque de flambement.

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ RPA 99 (Article 7.4.3.2) [1]}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.6: Vérification aux sollicitations tangentielles.

Niveau	Section (cm ²)	I _f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	$\bar{\tau}$ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Observation
S-sol	50×50	2.044	4.088	0.04	47	16.62	0.07	1.88	Vérifiée
Rdc à 4eme	50×50	2.142	4.284	0.04	47	22.33	0.095	1.88	Vérifiée
5eme et 6eme	45×45	2.142	4.76	0.04	42	47.73	0.25	1.88	Vérifiée
7eme ;8eme et9eme	40×40	2.142	5.335	0.075	38	35.85	0.23	1.88	Vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.4 Schéma de ferrailage des poteaux :

Poteau 50×50 : S-SOL

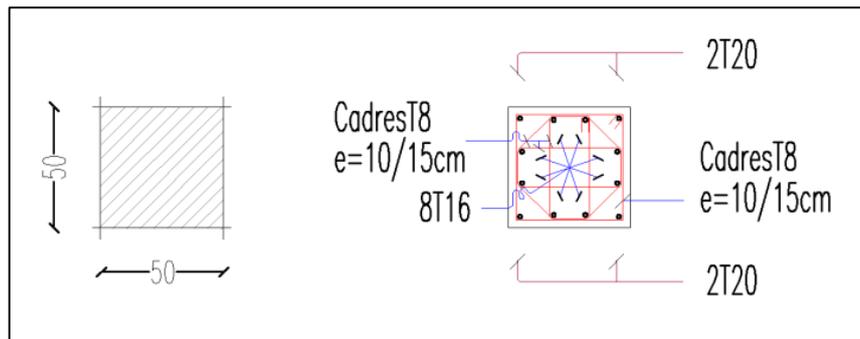


Figure. V.3 Schéma de ferrailage des poteaux 50x50

Poteau 50×50 (RDC à 4-ème étage) :

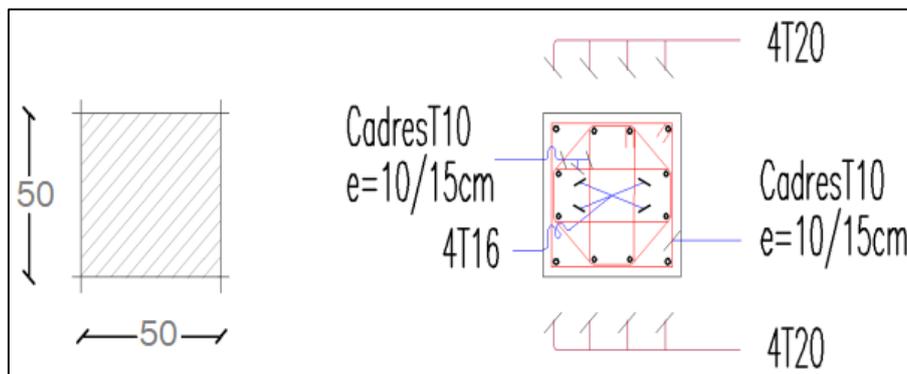


Figure. V.4 Schéma de ferrailage des poteaux 50x50

Poteau 45×45(5-ème et 6-ème étages) :

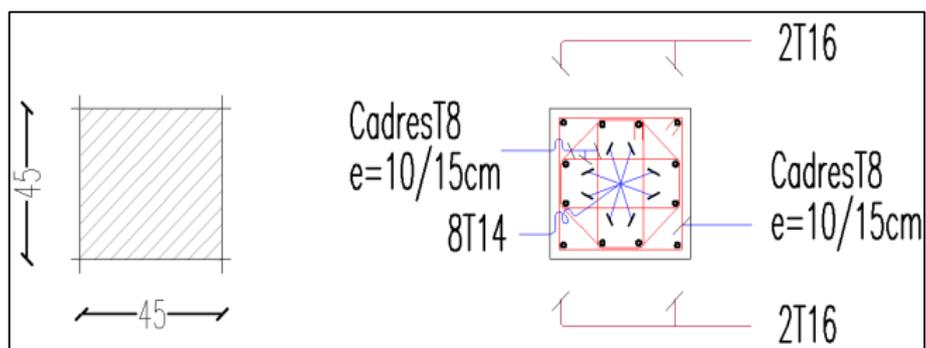


Figure. V.5. Schéma de ferrailage des poteaux45x45

Poteau 40×40(7-ème à 9-ème) :

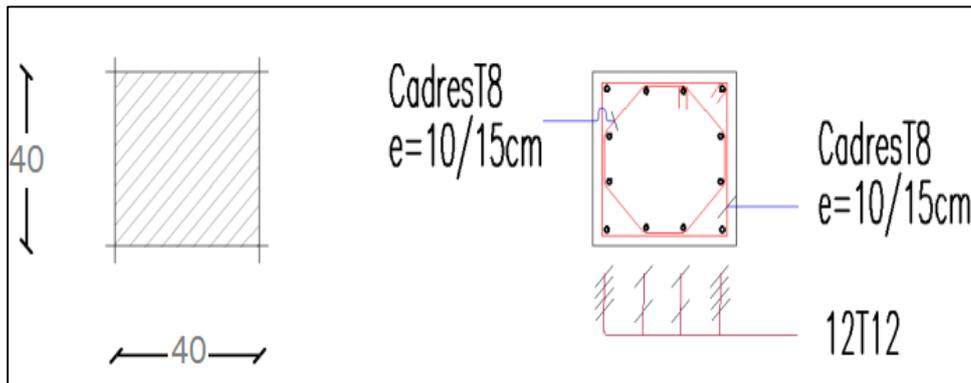


Figure. V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux 40x40

V.3 FERRAILAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des composants horizontaux essentiels dans une structure, ayant pour fonction de transférer les charges provenant des dalles vers les poteaux. Elles subissent principalement des efforts de flexion. Le moment fléchissant permet de dimensionner les armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant sert à définir les armatures transversales. On distingue généralement deux catégories de poutres : les poutres principales, qui soutiennent les poutrelles, et les poutres secondaires, qui assurent la liaison entre les différents éléments de la structure.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99 en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **Auto desk Robot 2014**

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

- Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons fondamentales sont : article A.3.3
 - $1.35G + 1.5Q$ (ELU).
 - $G + Q$ (ELS).
- Selon le BAEL 91 les Combinaisons accidentelles sont : article 5.2
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

V.3.1 Recommandation du RPA 99/2003 :

a) Armatures longitudinales :(RPA A.7.5.2.1) [1]

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton,
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a .
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales : (RPA A.7.5.2.2) [1]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1 \right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

- ✓ La valeur du diamètre des armatures longitudinales ϕ_1 à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

V.3.2 Ferrailage des poutres :

V.3.2.1 Poutre principale :

- ✓ **Exemple de calcul :**

a) Les armatures longitudinales :

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel **Auto desk Robot 2014**.

Tableau.V.7: Sollicitations de la poutre principale.

Section	ELU (KN. m)		ELS (KN. m)		G+Q+E (KN. m)		0.8G+E (KN. m)	
	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a

45 X 30	56.01	121.97	46.76	88.75	120.47	119.86	117.56	116.87
---------	-------	--------	-------	-------	--------	--------	--------	--------

✓ **Ferraillage en travée :**

$$M_{t \max} = 120.74 \text{KN.m}$$

$$h = 45 \text{ cm}; b = 35 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{120.74 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 405^2} = 0.173$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.24$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 366.12 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{120.74 \times 10^6}{348 \times 366.12} = 9.47 \text{ cm}^2$$

On adopter: 3HA14 + 3HA16 = 10.65 cm²

✓ **Ferraillage en appui :**

$$M_{a \max} = 121.97 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{121.97 \times 10^6}{14.16 \times 405^2 \times 300} = 0.175$$

$$\mu < 0.186$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.24$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 366.12 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{121.97 \times 10^6}{348 \times 366.12} = 9.57 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA14 + 3HA16 = 10.65 cm²

Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [3]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 405 \times \frac{2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.46 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales : (RPA A.7.5.2.1) [1]**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (45 \times 30) = 6.75\text{cm}^2$$

❖ **Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1) [1]**

- Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 54\text{cm}^2$
- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 81\text{cm}^2$

b) Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right)$$

Avec :

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right)$$

$\phi_t = 1.4\text{cm}$ Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1 \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.4 \right) = 11.25\text{cm}.$$

Donc on adopte $S_t = 10\text{cm}$.

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5\text{cm}$

Donc on adopte $S_t = 15\text{cm}$

❖ **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

V.3.2.2 Poutre secondaire :

Tableau. V.8: Ferrailage de la poutre secondaire.

Section	M_u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A_{st} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	48.49	0.138	0.186	291.56	4.77	6HA12 = 6.79

Appuis	54.37	0.154	0.21	288.54	5.41	6HA12 = 6.79
--------	-------	-------	------	--------	------	--------------

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [3]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 250 \times 315 \times \frac{2.1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.33 \text{cm}^2$$

❖ Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% \times 25 \times 35 = 4.37 \text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 5.65 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Armatures maximales :

✓ Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 35 \text{cm}^2$

✓ Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 52.5 \text{cm}^2$

❖ Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right)$$

Avec :

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi_t \leq \min(1 ; 2.5 ; 1.2)$$

$\phi_t \leq 1 \text{ cm}$ Donc on prend $\phi_t=8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ Calcul de l'espacement :

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

Dans la zone nodale : $S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1 \right)$

$$S_t = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right) = 8.75 \text{cm}.$$

Donc on adopte $S_t = 8 \text{ cm}$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{4} = 17.5 \text{cm}$

Donc on adopte $S_t = 15 \text{cm}$

❖ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Tableau. V.9. Tableau récapitulatif des poutres.

Section	A _{appui}	A _{travée}	A _{trans}	S _{t odalen}	S _{t curante}	L _r
Poutre principale	3HA14+3HA16	3HA14+3HA16	Un cadre et un étrier	10	15	56
Poutre secondaire	6HA12	6HA12	Un cadre et un étrier	8	15	48

V.3.3. Vérifications :

V.3.3.1. Poutres principales :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$T_u = 106.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{106.33 \times 10^3}{300 \times 405} = 0.87$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.87 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

- ✓ A l'état limite d'ouvertures des fissures : Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ A l'état limite de compression du béton : La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de « y » :

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

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + n \times A_s' (d - c')^2 + n \times A_s (d - y)^2$$

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

Tableau.V.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN. m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Σbc (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	46.76	10.65	16.11	107032.4	7	Vérifiée
Appuis	88.75	10.65	16.11	107032.4	13.36	

c) Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.11: Vérification de la compression du béton.

Section	T_{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
PP (45×35)	106.33	900	Oui

d) Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

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

Avec : $h = 0.45m$; $l = 3.06m$; $A_{st} = 10.65cm^2$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.147 \geq 0.062 \dots \dots \dots C. V$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.147 \geq 0.098 \dots \dots \dots C. V$$

$$\frac{A_{sapp}}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 8.76 \times 10^{-5} < 0.010 \dots \dots \dots C. V$$

Donc : pas de risque de flèche.

V.3.3.2 Poutre secondaire :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$T_u = 129KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{129 \times 10^3}{350 \times 250} = 1.47MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13f_{c28} ; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25MPa$$

$$\tau_u = 1.47\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

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

Tableau.V.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN. m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	35.41	5,65	11.61	46569.26	8.83	Vérifiée
Appuis	39.5	5,65	11.61	46569.26	9.85	

c) Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau. V.13. Vérification de la compression du béton.

Section	T_{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
PS (35x25)	129	583.33	Oui

V.3.4 Schéma de ferrailage des poutres :

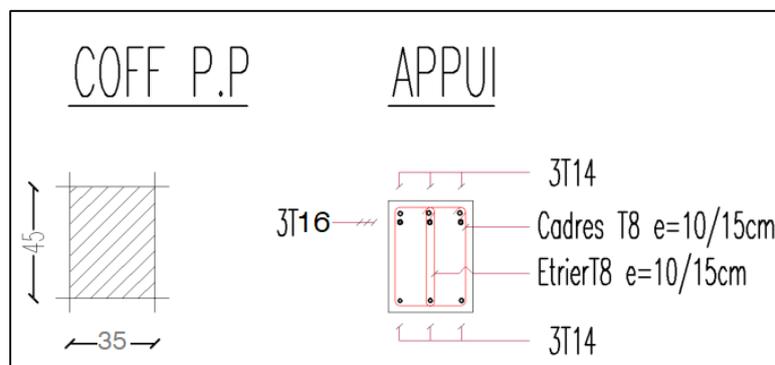


Figure. V.7 : Schéma de ferrailage des poutre principale 35x45 sur appui

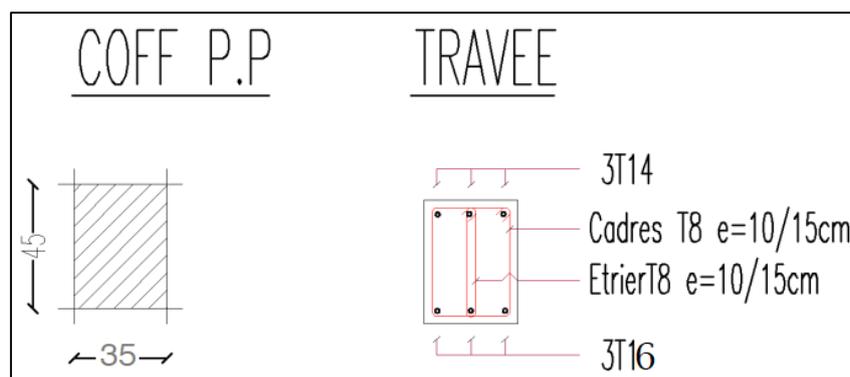
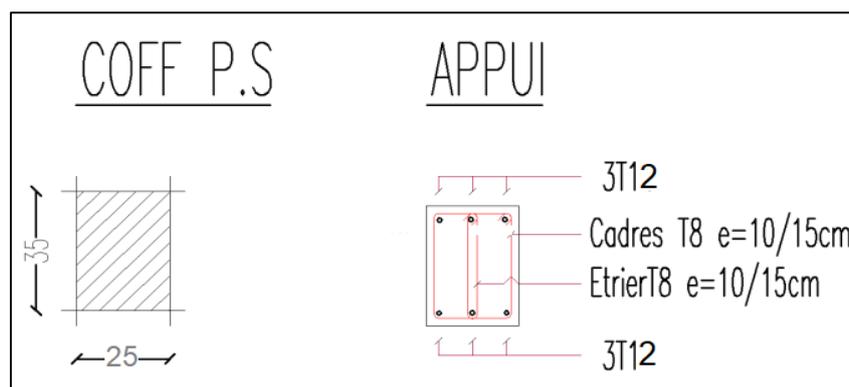
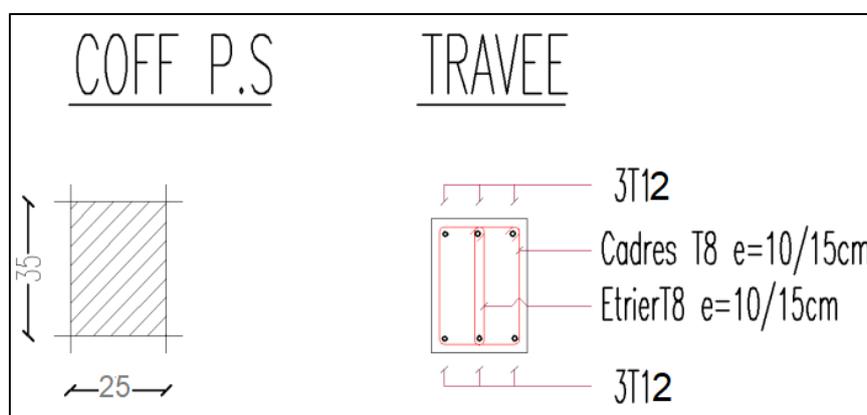


Figure. V.8 : Schéma de ferrailage des poutres principale 35x45 sur travée**Figure. V.9 :** Schéma de ferrailage des poutres secondaires 25x35 sur appui**Figure. V.10 :** Schéma de ferrailage des poutres secondaires 25x35 sur travée

V.4 FERRAILAGE DES VOILES :

V.4.1 Introduction :

Les voiles et les murs sont des éléments structuraux caractérisés par deux grandes dimensions et une faible épaisseur. Ils sont généralement disposés à la verticale et sollicités par des charges agissant dans leur plan.

Dans les modèles structuraux, un voile est souvent représenté comme une console encastree à sa base, soumise à une charge verticale résultant des charges permanentes et d'exploitation, ainsi qu'à une charge horizontale, typiquement induite par un séisme.

De ce fait, le voile est soumis à un effort normal N , à un effort tranchant V , ainsi qu'à un moment fléchissant. Il est donc dimensionné en prenant en compte la flexion composée et les effets du cisaillement.

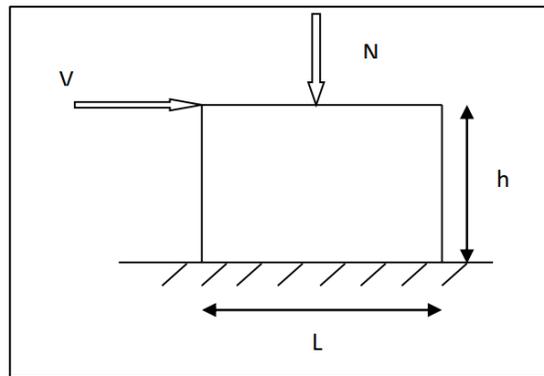


Figure. V.11 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

V.4.2 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto-stables.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par les voiles dont le but est assuré la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.4.3 Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assure la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et de transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4.4 Les avantages des voiles :

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques.
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.4.5 Les Combinaisons des actions :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) et le BAEL 99, les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Selon le BAEL91 [3] :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Selon le RPA 99 [1] :

- $1.35G + 1.5Q$
- G

V.4.6 Les recommandations du RPA99[1] :

V.4.6.1 Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/V2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- Si des efforts importants des compressions 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 partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ($1/10$) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

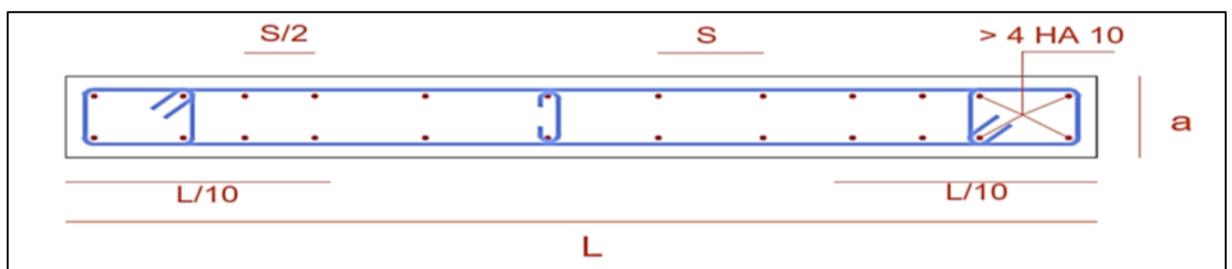


Figure. V.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.4.6.2 Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces des voiles
- Elles doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10Φ .

- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.7. Règles communes : R.P.A 99 (art 7.7.4.3) [1]

- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné Comme suit :

Globalement dans la section du voile 0.15%

En zone courante 0.10%

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur au plus petites des valeurs Suivantes :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} S_t \leq 1.5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \Leftrightarrow S_t \leq \text{Min} (30 \text{ cm}; 1.5a), \text{ Avec } a : \text{ espacement du voile}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré, leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1 /10 de l'épaisseur de voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$L_r = 40$: En zone qui peut être tendue.

$L_r = 20$: En zone comprimée sous toutes les combinaisons

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée formule suivante : avec la formule suivante

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e}$$

Avec : $V = 1.4V_{\text{calculé}}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.8 Disposition des voiles :

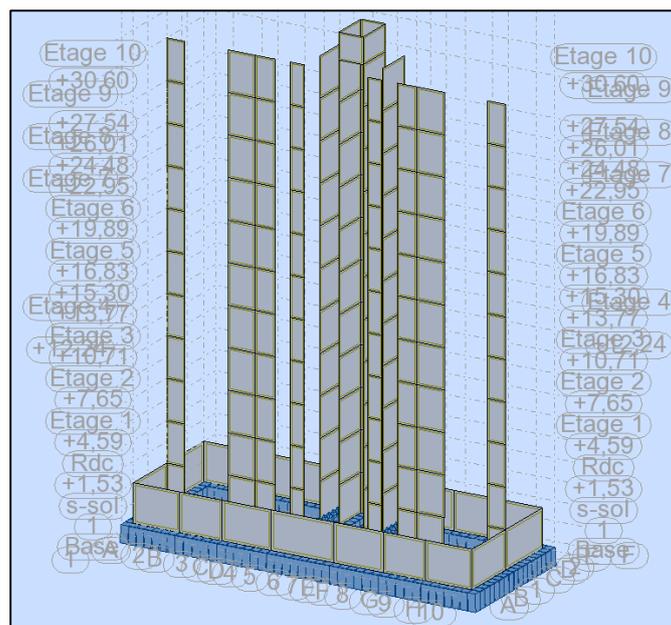


Figure V.13 : Disposition des voiles

V.4.9 Exemple de calcul :

On utilise la méthode des contraintes pour ferrailer les voiles.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes.

On fait l'exemple de calcul sur un voile sur le sens Y de largeur égale à 3m et une épaisseur égale à 20cm.

$$N_{\max} = 2470.62\text{KN (Traction)}, M_{\text{corr}} = 96.07\text{KN.m}; V = -60.53\text{KN}$$

❖ Détermination des contraintes :

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}y$$

$$S : \text{section du voile}, S = 3 \times 0.2 = 0.6\text{m}^2$$

$$I : \text{moment d'inertie du voile}, I = \frac{e \times L^3}{12} = 0.45\text{m}^4$$

$$y = \text{La demi-largeur du voile}, y = \frac{L}{2} = 1.5\text{m}$$

On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction, ceci nous donne les contraintes extrêmes suivantes :

$$\sigma_{\max} = 4.43\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 3.80\text{MPa}$$

On a σ_{\max} et $\sigma_{\min} > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée ` pas de zone tendu`

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

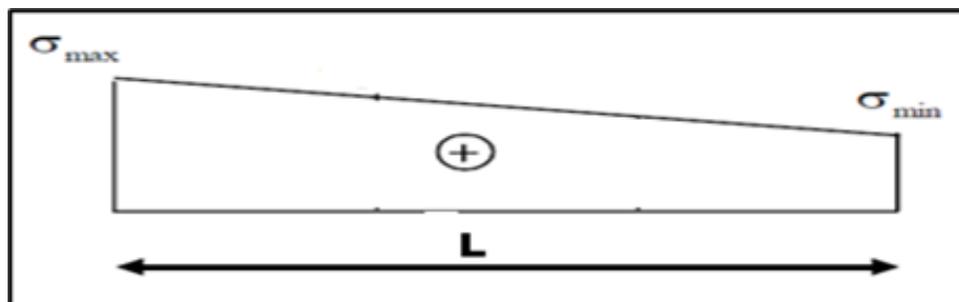


Figure. V.14 : Diagramme des contraintes du voile.

❖ Armatures minimales :

BAEL :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 20 \times 300 = 9\text{cm}^2 \text{ Pour les deux nappes}$$

RPA :

Dans la zone courante : D'après (art7.7.4.3) [1]

$$A_{\min} = 0.1\% \times e \times L = 0.1\% \times 20 \times 300 = 6\text{cm}^2$$

Donc on prend 6HA14 = 9.24cm²

❖ Espacement :

Selon le BAEL91 :

$$S_t \leq \min(2e; 33\text{cm}) \rightarrow \min(40\text{cm}; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

Selon RPA99 (version 2003) :

$$S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t\text{BAEL}}; S_{t\text{RPA}}) = 20 \text{ cm}$$

Voiles	V _{X1}	V _{X2}	V _{X3}	V _{X4}	V _Y
L(m)	1.4	1.5	1.1	2.2	3
N(KN)	654.10	957.98	859.31	2243.02	2470.62
M(KN. m)	27.22	4.49	16.54	270.90	96.07
V(KN)	-19.81	-49.81	-10.39	-129.27	-60.53
σ_{max}(MPa)	2.72	3.34	4.31	6.78	4.43
σ_{min}(MPa)	1.88	3.22	3.49	3.41	3.80
A_{min RPA}(cm²)	2.8	3	2.2	4.4	6

A_{\min} BAEL(cm^2)	4.2	4.5	3.3	6.6	9
S_t (cm)	20	20	20	20	20

V.4.10 Ferrailage des voiles :

On résume les calculs dans les tableaux suivants :

Tableau.V.14 : Tableau de ferrailage des voiles.

Voile	V_{x1}	V_{x2}	V_{x3}	V_{x4}	V_y
$A_{\min}(\text{cm}^2)$	4.2	4.5	3.3	6.6	9
Barres (courante)	4HA12	6HA10	4HA12	6HA12	6HA14
$A_{\text{adoptée}}(\text{courante})(\text{cm}^2)$	4.52	4.71	4.52	6.79	9.24
S_t (cm)	20	20	20	20	20
$A_t(\text{cm}^2)$	4 Epingles de HA 8/m ²				

Tableau.V.15 : Tableau de ferrailage des voiles d'ascenseur.

Voile	V_{ax}	V_{ay}
$A_{v \text{ about}}(\text{cm}^2)$	3.35	3.56
$A_{v \text{ courante}}(\text{cm}^2)$	2.96	2.94
$A_{v \text{ total}}(\text{cm}^2)$	5.55	5.32
$A_{v \text{ min}}(\text{cm}^2)$	7.12	6.93
Barres	10HA12	10HA12
$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	11.31	11.31
S_t (cm)	30	30
$A_h(\text{cm}^2)$	0.74	0.73
$A_{h \text{ min}}(\text{cm}^2)$	7.12	6.93
Barres	5HA14	5HA14
S_t (cm)	30	30
$A_t(\text{cm}^2)$	4 Epingles de HA8/m ²	

Tableau.V.16: Vérification des contraintes des voiles à l'ELS.

Voile	Contraintes de cisaillement BAEL			Contraintes de cisaillement RPA			Vérification à l'ELS		
	τ_u	τ_u	Condition	τ_b	τ	Condition	σ_{bc}	σ_{bc}	Condition
V_{x1}	0.62	3.33	C.V	0.87	5	C.V	1.65	15	C.V
V_{x2}	0.50	3.33	C.V	0.70	5	C.V	1.01	15	C.V

V_{X3}	0.70	3.33	C.V	0.98	5	C.V	1.23	15	C.V
V_{X4}	0.61	3.33	C.V	0.86	5	C.V	0.75	15	C.V
V_Y	0.71	3.33	C.V	1	5	C.V	1.12	15	C.V

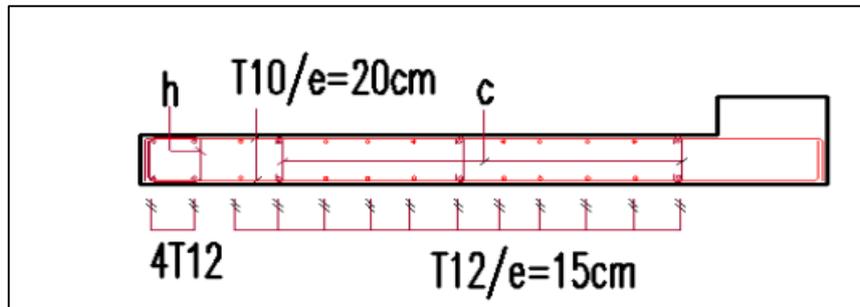


Figure. V.16. Schéma de ferrailage du voile V_{x1} .

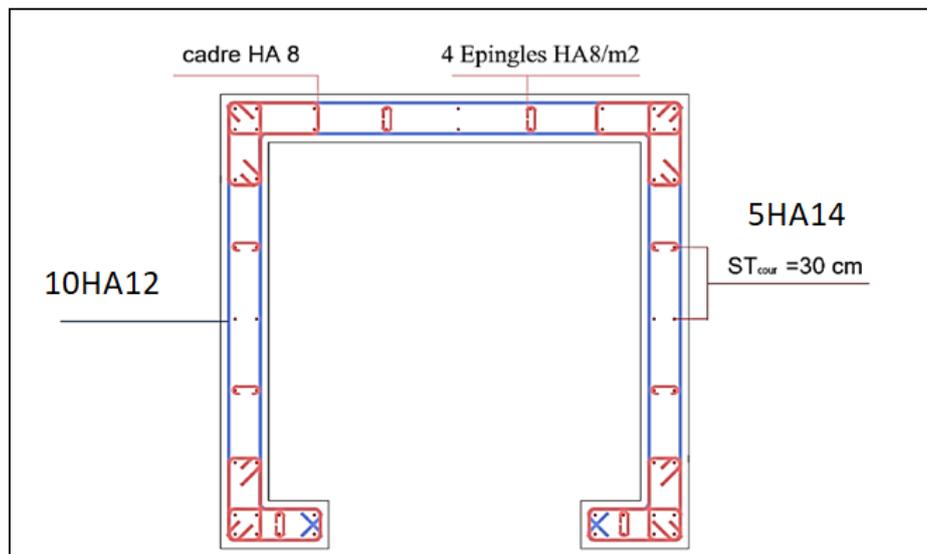
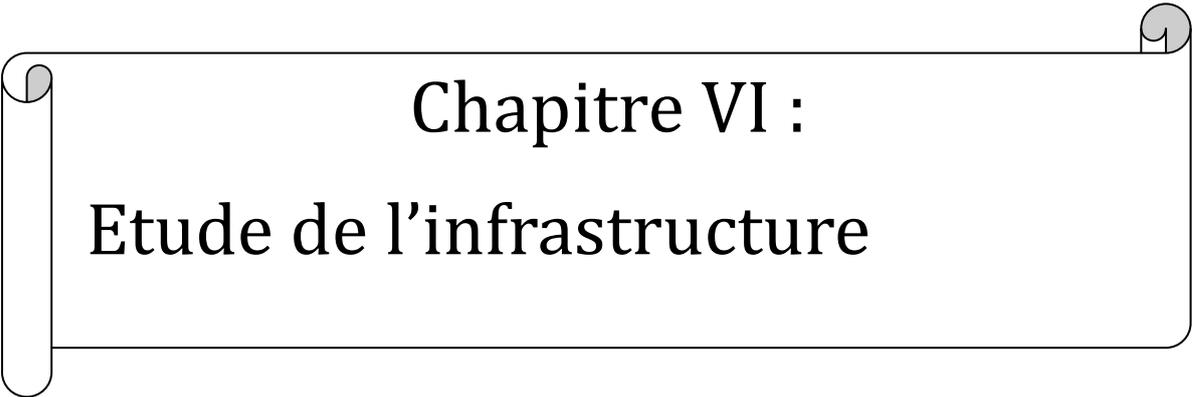


Figure. V.17. Schéma de ferrailage du voile de l'ascenseur.

V.5 CONCLUSION :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux, Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.



Chapitre VI :
Etude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations représentent la partie inférieure d'une construction, conçue pour assurer la transmission et la réparation des charges de l'ouvrage vers le sol de manière stable et durable. Elles ont pour rôle principal de garantir l'équilibre de la structure en s'adaptant aux caractéristiques mécaniques du terrain.

En fonction de la nature du sol et des charges à supporter, elles peuvent être superficielles, semi-profondes ou profondes.

Une conception rigoureuse des fondations est essentielle pour prévenir les désordres structurels et assurer la pérennité du bâtiment.

Il existe quatre catégories de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations surfaciques ou radiers.

VI.2 RECONNAISSANCE DU SOL :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars pour une profondeur d'ancrage de 3,42m.

VI.3 FACTEUR DE CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation est dépendu :

- Nature de l'ouvrage à fonder : Pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement...etc.
- La nature du terrain : connaissance de terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, campagne, montage, bord de mer...etc.
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétence...

- Le cout des fondations : facteur important mais non décisif...

VI.4 CARACTERISTIQUES DU SOL :

- Nature du sol : c'est un sol meuble (S3)
- Profondeur d'ancrage est de 2m
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_s = 2\text{bar}$

VI.5 COMBINAISONS D' ACTIONS A CONSIDERER :

D'après (RPA Article 10.1.4.1) [1] les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

VI.6 CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol $\bar{\sigma}_s$ est égale à 2 bars.

Selon (RPA l'article 10.1.4.1) [1] : on doit multiplier la contrainte ultime « q_u » du sol par coefficient de sécurité égale 2.

Avec : $q_u = 3 \times \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_{\text{calcul}} = \frac{3}{2} \times 2 = 3\text{bar}$$

VI.6.1 Vérification de la semelle isolée :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

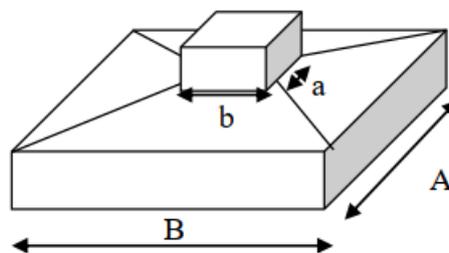


Figure VI.1: Dimensions de la semelle isolé

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \sigma_s \rightarrow S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte admissible du sol. ($\sigma_s = 2 \text{ bar}$)

N_{ser} : Effort normal de poteau le plus sollicité transmis à la base obtenue par le logiciel Robot Autodesk 2014.

$$N_{ser} = 44436,13 \text{ KN}$$

S : Section des semelles

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{44436,13}{200}} = 14,9 \text{ m}$$

$$B \geq 1490 \text{ cm}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

I.6.2 Vérification de la semelle filante :

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble être la plus sollicitée.

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S \geq \frac{N_t}{\sigma_s} \rightarrow B \times L \geq \frac{N_t}{\sigma_s} \rightarrow B \geq \frac{N_t}{\sigma_s \times L} = \frac{42185,7}{200 \times 19} = 11,10 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 11.10 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.6.3 Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.

- La facilité d'exécution.
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.
- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.

VI.6.2.1. Pré dimensionnement de radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé Le radier est considéré infiniment rigide donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Épaisseur du radier :

- Condition forfaitaire (Condition de coffrage) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

h_t : Hauteur des nervures

h_r : Hauteur de la dalle

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 500\text{cm}$$

Donc :

$$h_t \geq \frac{500}{10} = 50 \text{ cm.}$$

$$h_r \geq \frac{500}{20} = 60 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{max} : Plus grande distance entre deux portiques parallèles :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

On a :

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 32164.195\text{MPa}$

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4\text{KN/m}^3$

b: La largeur de la semelle

Donc :

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5000^4 \times 0.04}{3.14^4 \times 32164.95}} = 73 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2S}$$

S: Section du bâtiment

$$S = 249.85\text{m}^2$$

$$L = 5\text{m}; b = 1\text{m}$$

$$N_u = 60741,86\text{KN}$$

$$V_u = \frac{607410.86 \times 5 \times 1}{2 \times 249.85} = 607.79\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{607.79 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1.35\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

b) Surface du radier :

$N_s = 44436,13\text{KN}$ (Poids total transmis par la superstructure à l'ELS).

$$P_{\text{radier}} = 0.6 \times 25 \times 26.3 \times 9.5 = 3747.75\text{KN}$$

$$N_t = 48183.88\text{KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 241\text{m}^2$$

La surface du bâtiment : $S_b = 249.85\text{m}^2$

$S_{\text{rad}} \leq S_b$ Donc le radier est sans débords.

Donc la surface totale du radier est la surface de bâtiment : $S_{\text{rad}} = 249.85\text{m}^2$

VI.6.2.2. Les Vérifications :**a) Vérification au poinçonnement :**

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dus au poinçonnement des poteaux sur la surface de la plaque : selon **CBA 93** (article A.5.2.4.2)

On doit vérifier la condition suivante :

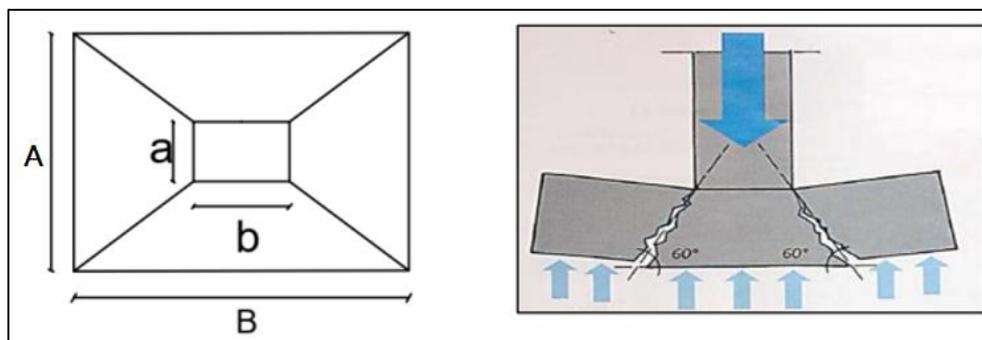


Figure.VI.2 : Schéma du poinçonnement.

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

N_u : L'effort normal sur le poteau.

h : Épaisseur totale de la dalle

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h \rightarrow A = 0.6 + 0.90 \Rightarrow A = 1.5\text{m}$$

$$B = b + h \rightarrow B = 0.6 + 0.90 \Rightarrow B = 1.5\text{m}$$

Ce qui donne : $U_c = 6\text{m}$

$$N_u = 2288.59\text{KN} \leq 0.045 \times 6000 \times 900 \times \frac{25}{1.5}$$

$$N_u = 2288.59\text{KN} \leq 4050\text{KN} \dots\dots\dots C$$

b) Vérification des contraintes dans le sol :

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

On a:

$$I_{xx} = 27557.26 \text{ m}^4; I_{yy} = 17951.73 \text{ m}^4$$

$$X_g = 13.15\text{m}; Y_g = 6.59\text{m}$$

Dans le sens x-x :

$$N_u = 60741.86\text{KN}; M_y = 2820.47 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_g = 0.24\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 2\text{MPa}$$

Dans le sens y-y :

$$N_u = 60741.86\text{KN} ; M_x = 2563.91\text{KN.m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_g = 0.25\text{MPa} < \sigma_s$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (0.24 + 0.25)}{4} = 0.36\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 2\text{MPa}$$

c) Vérification de renversement : (RPA Art 10.1.5) [1] :

Selon le RPA 99/2003. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

-Suivant x-x :

$$e = \frac{2563.91}{60741.86} = 0.042 < \frac{B}{4}$$

-Suivant y-y :

$$e = \frac{2820.47}{60741.86} = 0.046 < \frac{B}{4}$$

VI.6.2.3 Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, On considère que la fissuration est préjudiciable. On fait Le calcul pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$l_x = 4.9 \text{ m} ; l_y = 5 \text{ m}$$

a) **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{60741.86}{249.85} = 243.11 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} = \frac{44436.13}{249.85} = 177.85 \text{ KN/m}^2$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4900}{5000} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle du radier travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

b) **Calcul des moments :**

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'**annexe E3** des règles **BAEL91 [2]** :

• Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

- $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et de ν .
- ν : Coefficient de poisson : $\begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y Sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9585 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 224.14 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 214.84 \text{KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 190.52 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 182.61 \text{KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 112.07 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.6 \text{ m}^2$

- c) **Ferrailage de la dalle :**

$b = 100 \text{cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 54 \text{cm}$; $f_e = 400 \text{MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{MPa}$;

$f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.1 : Ferrailage de la dalle du radier

	Sens	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{ca} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	Choix
Travée	XX	190.52	0.046	0.059	52.726	10.38	12.06	6HA16
	YY	182.61	0.044	0.056	52.79	9.14	9.24	6HA14

Appui	XX YY	112.07	0.028	0.034	53.266	6.05	6.79	6HA12
--------------	------------------	--------	-------	-------	--------	------	------	-------

d) Condition de non fragilité :

✓ **Travées :**

$$h = 60 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{\min x} \geq \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h = 4.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} \geq \rho_0 \times b \times h = 4.80 \text{ cm}^2$$

✓ **Appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2$$

Espacements des armatures :

$$\text{Armatures} // L_x : S_t = 16 < \min (2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures} // L_y : S_t = 25 < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 211) [2] :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2l_x + l_y} = 402.45 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = 397.08 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 402.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{402.45 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

f) Verification à L'ELS:

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{I_x}{I_y} = 0.98 \Leftrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9585 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 163.97 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 157.17 \text{KN.m}$$

▪ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 139.37 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 133.59 \text{KN.m}$$

▪ **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 81.68 \text{KN.m}$$

g) **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{MPa}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15 \quad d = 54 \text{cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

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

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

Tableau.VI.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
XX	139.37	12.06	12.29	376593.82	231.54	201.63	CNV

Travée	YY	133.59	9.24	10.93	300631.50	287.08	201.63	CNV
Appui		81.68	6.79	9.52	230267.26	236.66	201.63	CNV

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section du ferrailage.

Tableau.VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Obs
Travée	XX	139.37	20.11	15.28	571163.60	141.72	20.63	CV
	YY	133.59	12.32	12.40	383361.62	217.44	201.63	CV
Appui		81.68	9.05	10.83	295331.63	179.09	201.63	CV

VI.6.2.4. Ferrailage des nervures :

a) **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, nous utilisons la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifiée 99**) [2]

$$\text{Nous avons : } M_0 = \frac{PL^2}{8} = 759.72 \text{KN.m}$$

- ✓ En travée M_t = 0,85M₀
- ✓ Sur appuis M_{app} = 0,50M₀

b) **Calcul des armatures :**

$$b = 60 \text{cm} ; h = 120 \text{cm} ; L = 5.00 \text{m.}$$

Tableau.VI.4 : Ferrailage des nervures du radier.

	M _u (KN.m)	A _{s cal} (cm ²)	Choix	A _{s adpt} (cm ²)
Travée	645.76	17.77	10HA16	20.11
Appui	379.86	10.30	10HA12	11.31

c) **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	472.41	15.39	6.27	15	308.21	201.63	CNV
Appui	277.89	7.85	3.99	15	285.32	201.63	CNV

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section du ferrailage.

Tableau.VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification	Choix
Travée	472.41	24.13	5.26	15	200.17	201.63	CV	12HA16
Appui	277.89	17.75	3.87	15	174.35	201.63	CV	6HA12+6HA14

d) **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Nous devons vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{243.11 \times 5}{2} \rightarrow T_u = 607.78\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{607.78 \times 10^3}{600 \times 1080} = 0.93\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

e) **Armatures transversals:**

BAEL 91 modifies 99[2]:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_c} \quad (K = 1 : \text{pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t = \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.4\text{MPa}$$

RPA99 version 2003[1] :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$f_c = 400\text{MPa}; \tau_u = 0.93\text{MPa}; f_{t28} = 2,10\text{MPa}; b = 60\text{cm}.$$

Nous trouvons :

$$S_t = 20\text{cm} \rightarrow \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 3,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prenons : } 6\text{T}10 = 4.71\text{cm}^2$$

f) **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courant nous avons $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau

Nous optons $4\text{T}14 = 6,16\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.

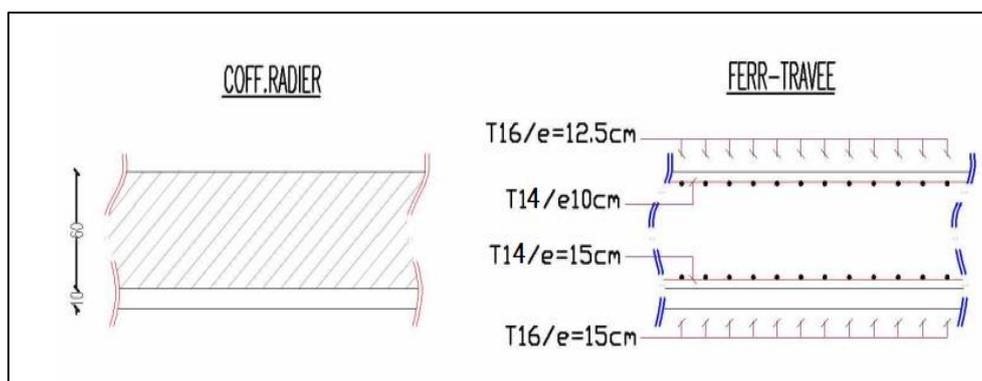


Figure.VI.3 : Schéma de ferrailage de radier en travée

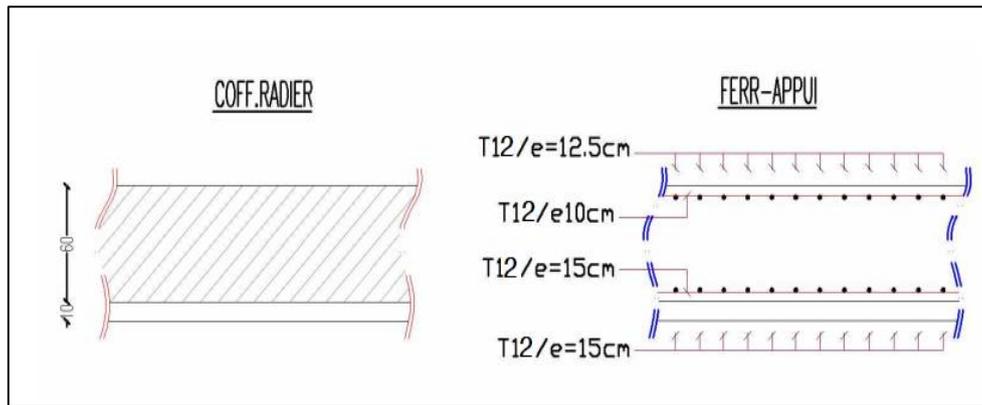


Figure.VI.4 : Schéma de ferrailage de radier en appui

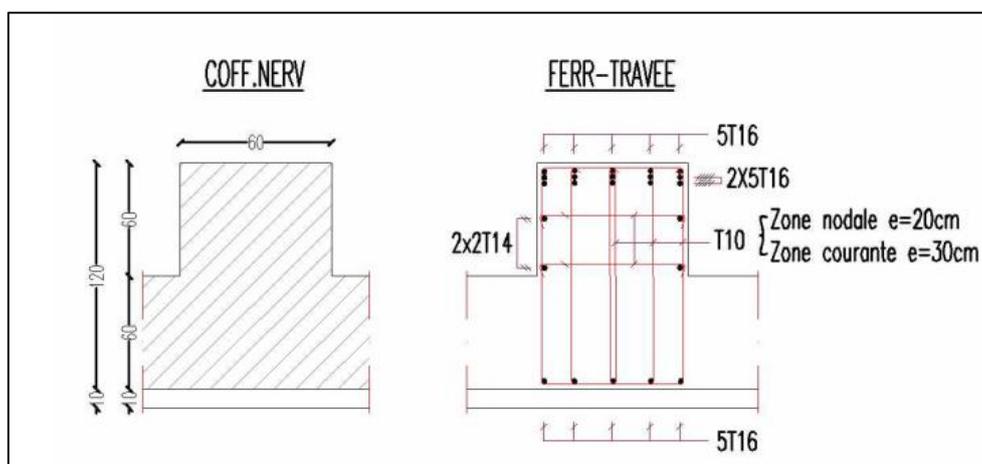


Figure.VI.5 : Schéma de ferrailage des nervures en travée

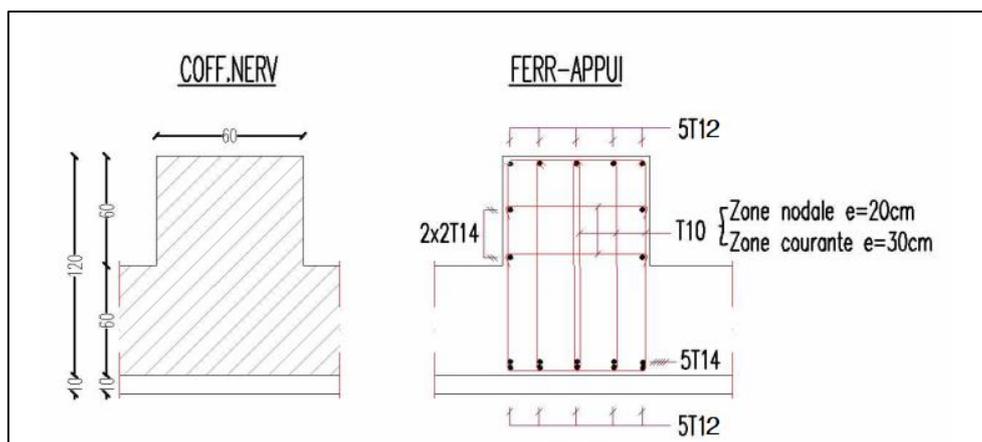


Figure.VI. 6 : Schéma de ferrailage des nervures en appui

VI.7. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des

fondations (semelles, radier ...) et le niveau de base, alors Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau (± 00).

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

D'après RPA (Art 10.1.2) [1], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.7.1. Epaisseur du mur :

L'épaisse (e) du mur sera donnée par la condition suivante :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right)$$

h_e : La hauteur de mur ($h_e = 2.92$ m)

Alors on opte pour une épaisseur $e = 20\text{cm}$

VI.7.2. Caractéristiques du sol :

- L'angle de frottement interne : $\phi = 43.94^\circ$
- Poids volumique du remblai : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^2$
- Cohésion : $C = 30 \text{ KPa}$

VI.7.3. Méthode de calcul :

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalle encastres en chaque côté. Donc il est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

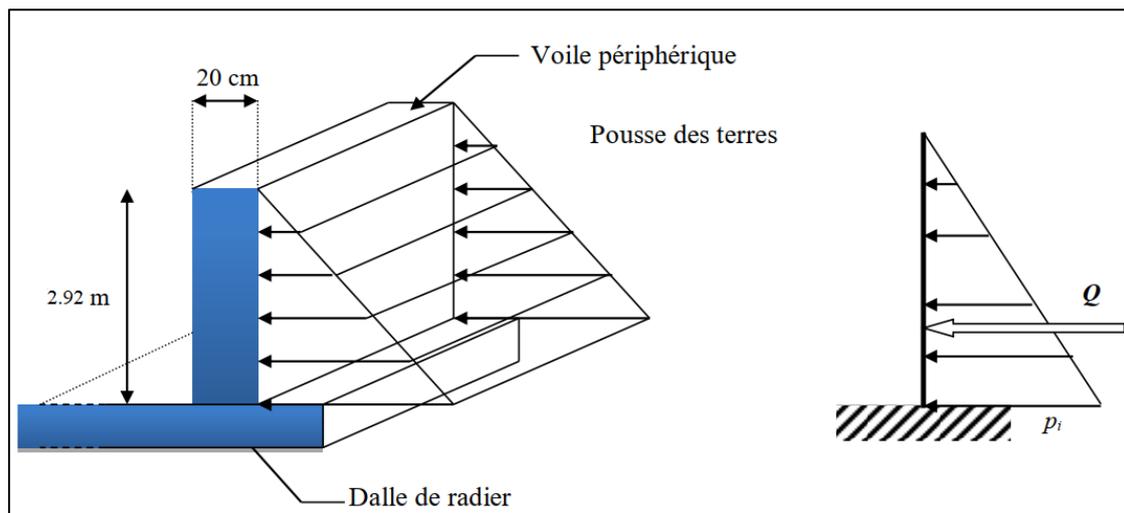


Figure VI.7 : Schéma statique d'un voile périphérique.

VI.7.4. Sollicitations :

On a:

$$P = \gamma_d \times h \times K_0$$

$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^2$: Poids spécifique du remblai.

K_0 : Coefficient de poussée (surface horizontale)

$$K_0 = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.15$$

Donc :

$$P = 18 \times 2.92 \times 0.15 = 7.88 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 \times P = 10.64 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ser}} = P = 7.88 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.92}{4.9} = 0.6 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 [2] :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et } \nu.$$

$$\rho = 0.6 \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0822 \times 10.64 \times 2.92^2 = 7.46 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.2948 \times 7.46 = 2.20 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 1.87 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = 0.5M_x = 3.73 \text{ KN.m}$$

VI.7.5. Ferrailage de la dalle :

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $L = 4.9\text{m}$ et comme hauteur $h = 2.92\text{m}$, Ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres et les longrines). On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$$b = 100\text{cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 15\text{cm}$$

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 2 \text{ cm}^2$ Condition exigée par le RPA [1].

- ❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VI.7 : Choix de ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (KN. m)	μ	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	A_{adp} (cm^2)
Travée	x-x	6.34	0.020	0.025	14.85	1.22	2	4T8	2.01
	y-y	1.87	0.006	0.007	14.96	0.35		4T8	2.01

Appui	x-x y-y	3.73	0.018	0.023	14.86	0.72		4T8	2.01
--------------	--------------------------	------	-------	-------	-------	------	--	-----	------

❖ Espacements :

Sens X-X : $St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 25\text{cm}$

Sens Y-Y : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33\text{cm}$

On prend $S_t = 20\text{cm}$

VI.7.6. Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$V_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{10.64 \times 4.9 \times 2.92}{2 \times 2.92 + 4.9} = 14.17\text{KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 10.36\text{KN}$$

$$V_u^{\max} = \max(V_x; V_y) = 14.17\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{14.17 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.094\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.094\text{MPa} < 1.17\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.7.7 Vérification à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture de fissure :

L'état de fissuration est nuisible, donc la vérification à faire :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}}\right)$$

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VI.8 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Position		M_{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	4.69	2.72	5217.36	2.44	15	165.58	201.63	CV
	y-y	1.39			0.72		49.07		CV
Appui	x-x y-y	2.76			1.43		97.44		CV

VI.7.8. Ferrailage des voiles périphérique :

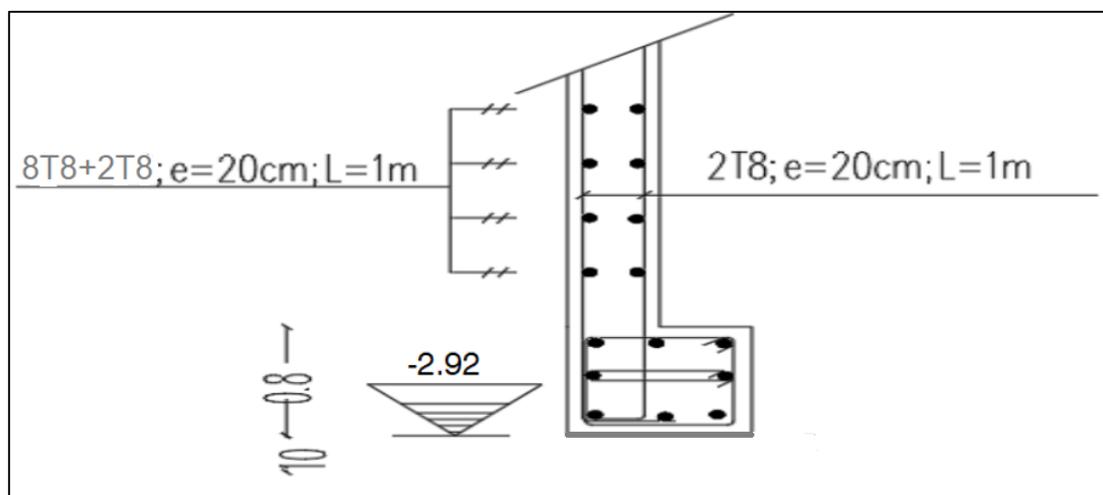
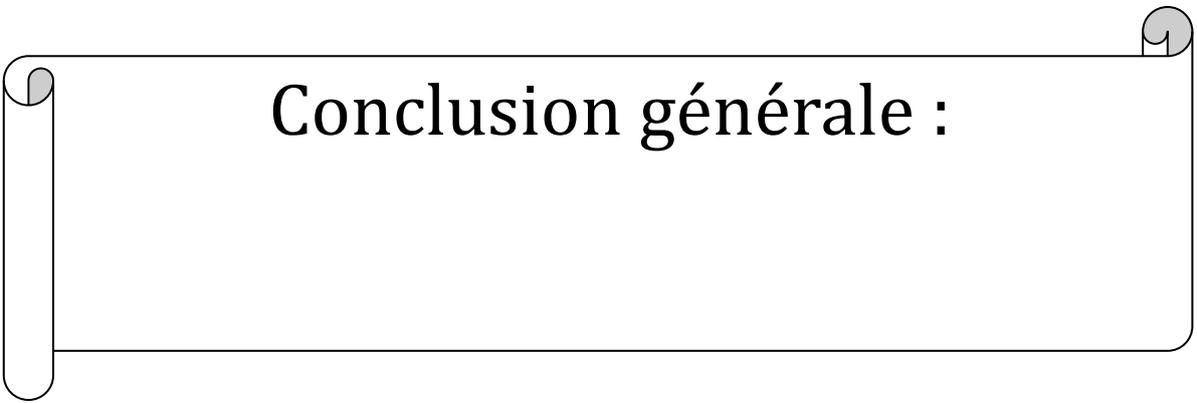


Figure VI. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.8 CONCLUSION :

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.



Conclusion générale :

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GÉNÉRALE :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

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.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

BIBLIOGRAPHIE

Liste des références

[1] Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/version2003**

[2] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**

[3] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91**

[4] Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R-B.C 2.2**

Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) **Dr. Abdelkader Brahim.**

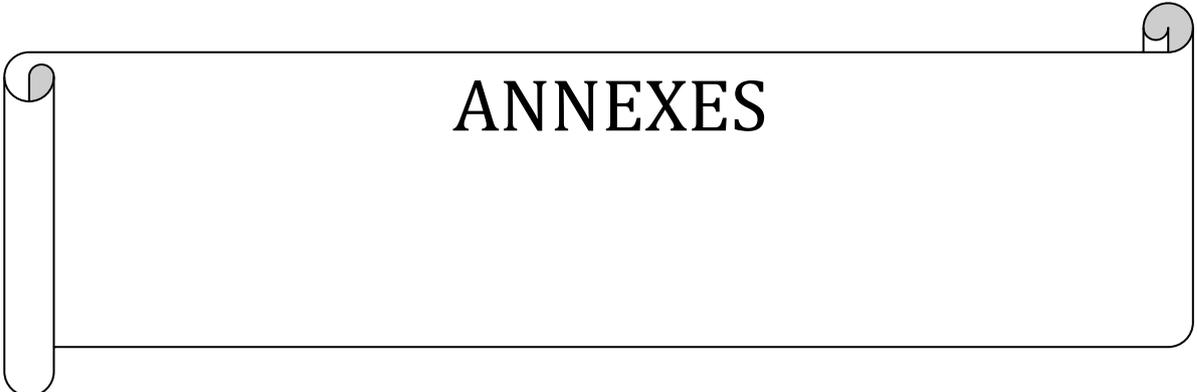
Cours de modélisation de structure (Master 2 GC) **Dr. Boukour Salima**

Cours dynamiques des structures (Master 1 GC) **Dr. Guettiche Abd elhake**

 Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014.

 WORD 2016.

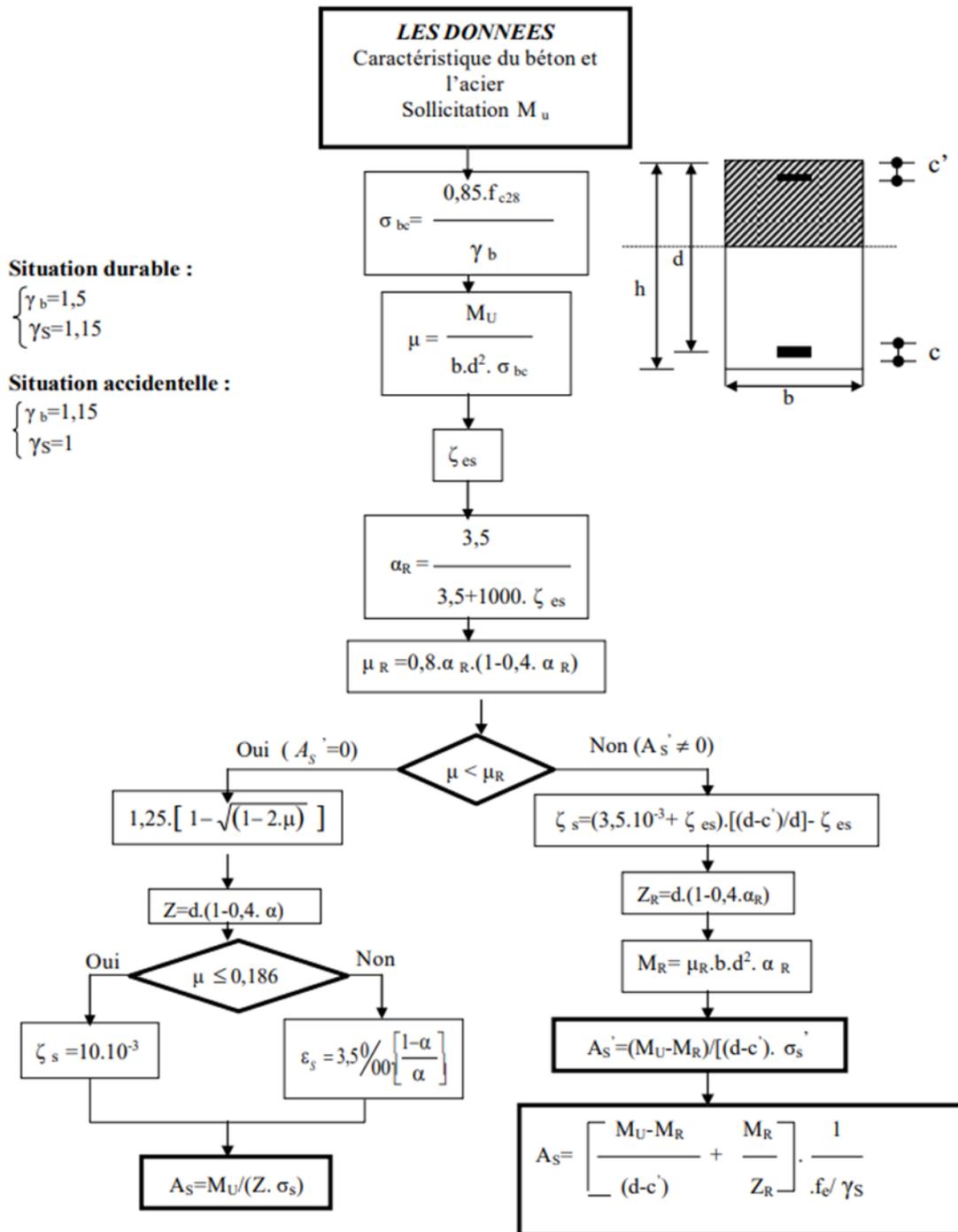
 AUTO CAD 2021.



ANNEXES

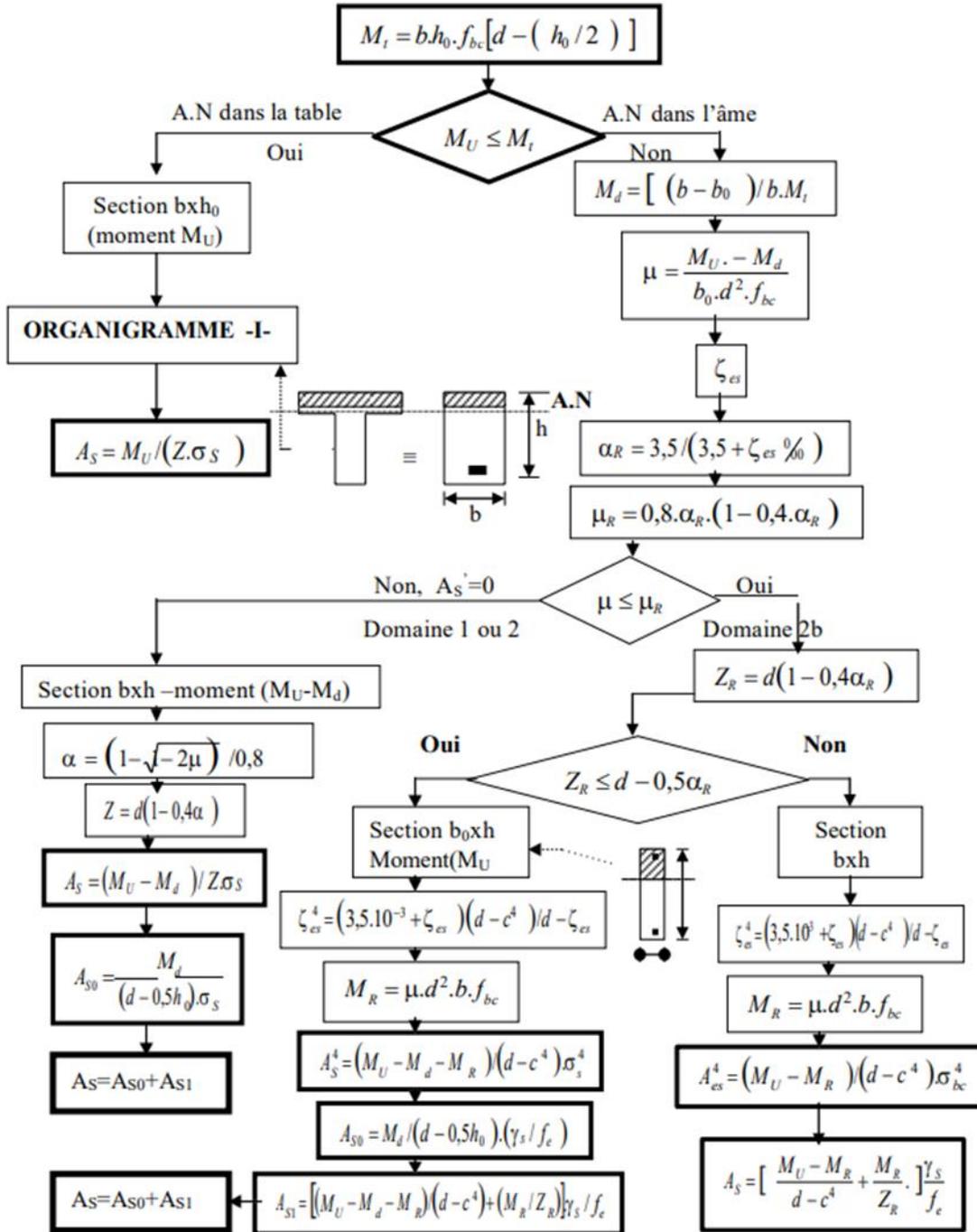
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



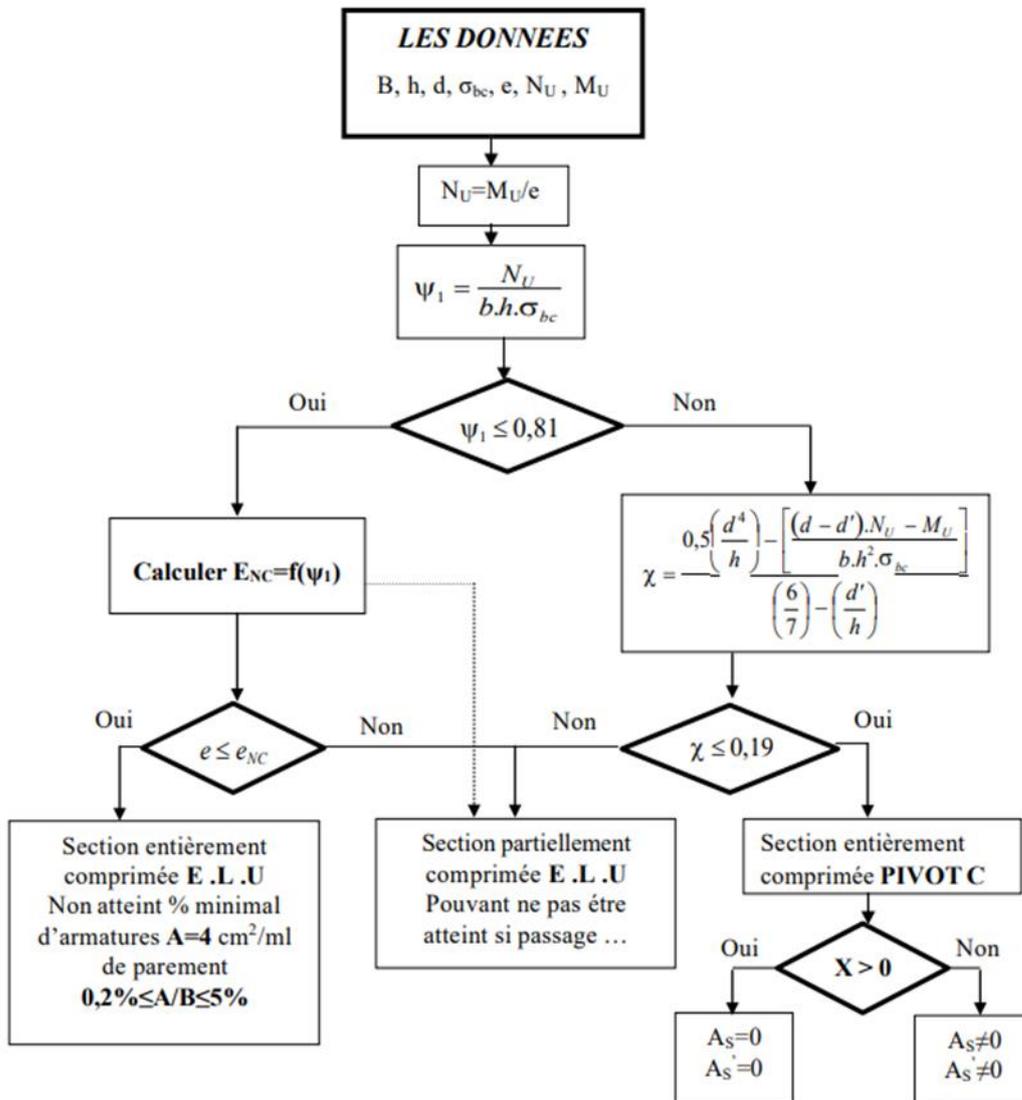
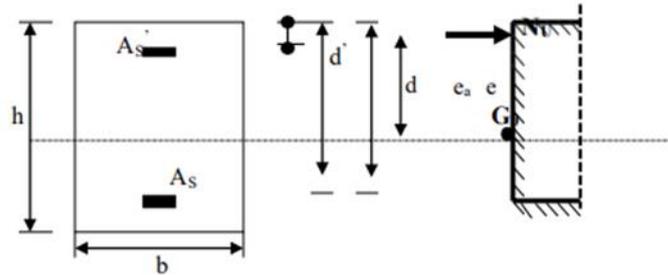
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN T-É-A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



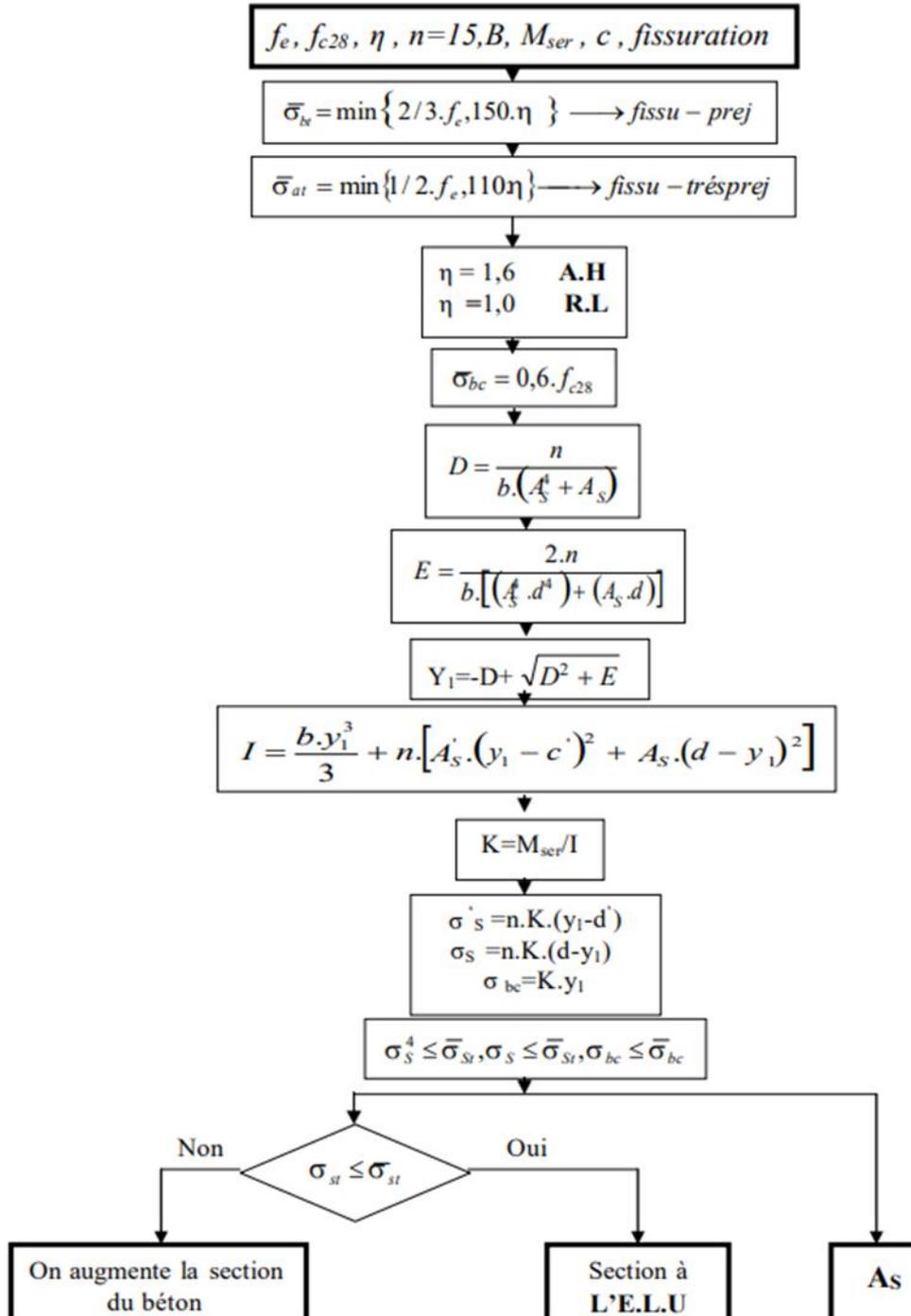
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

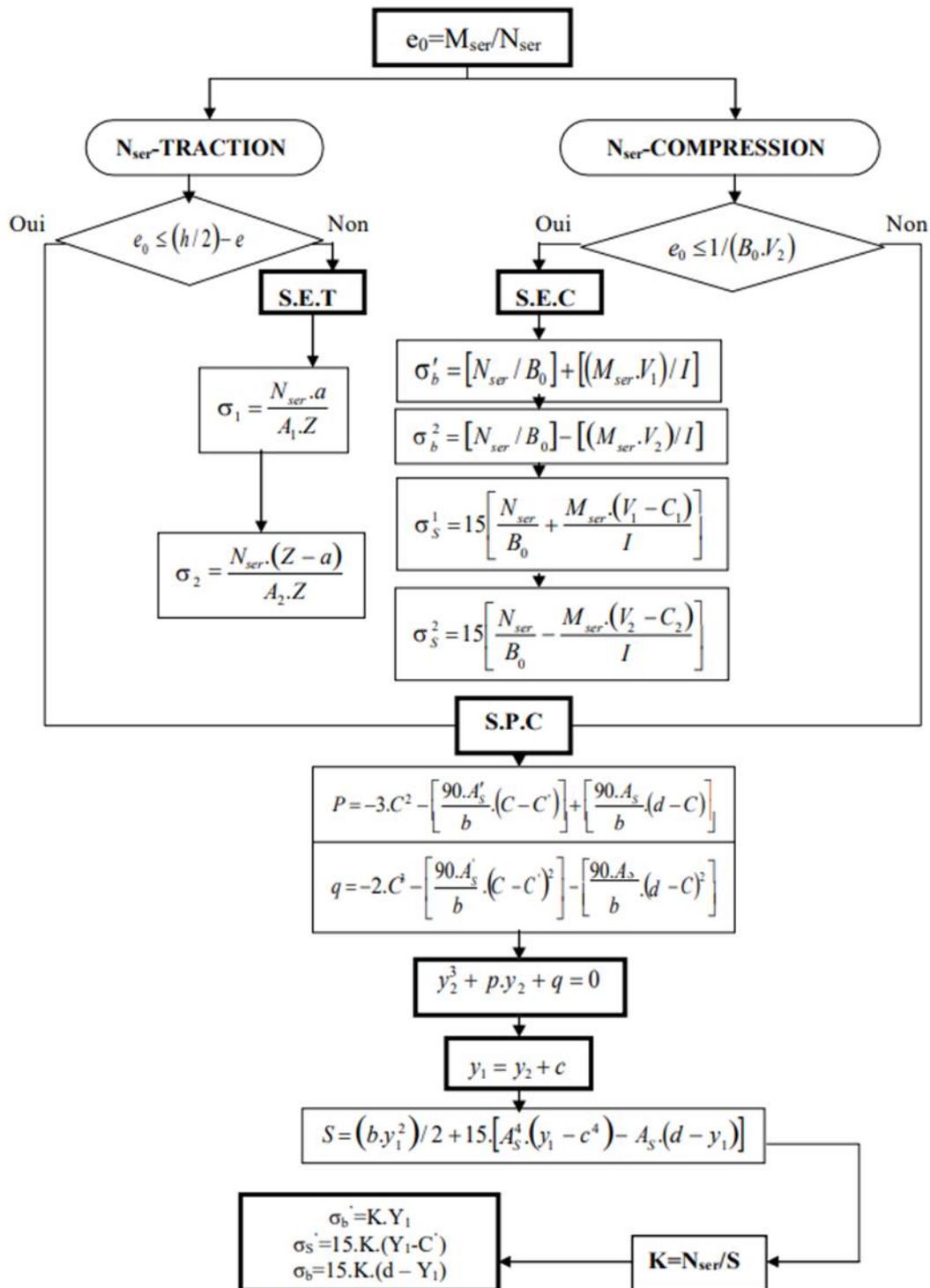


ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

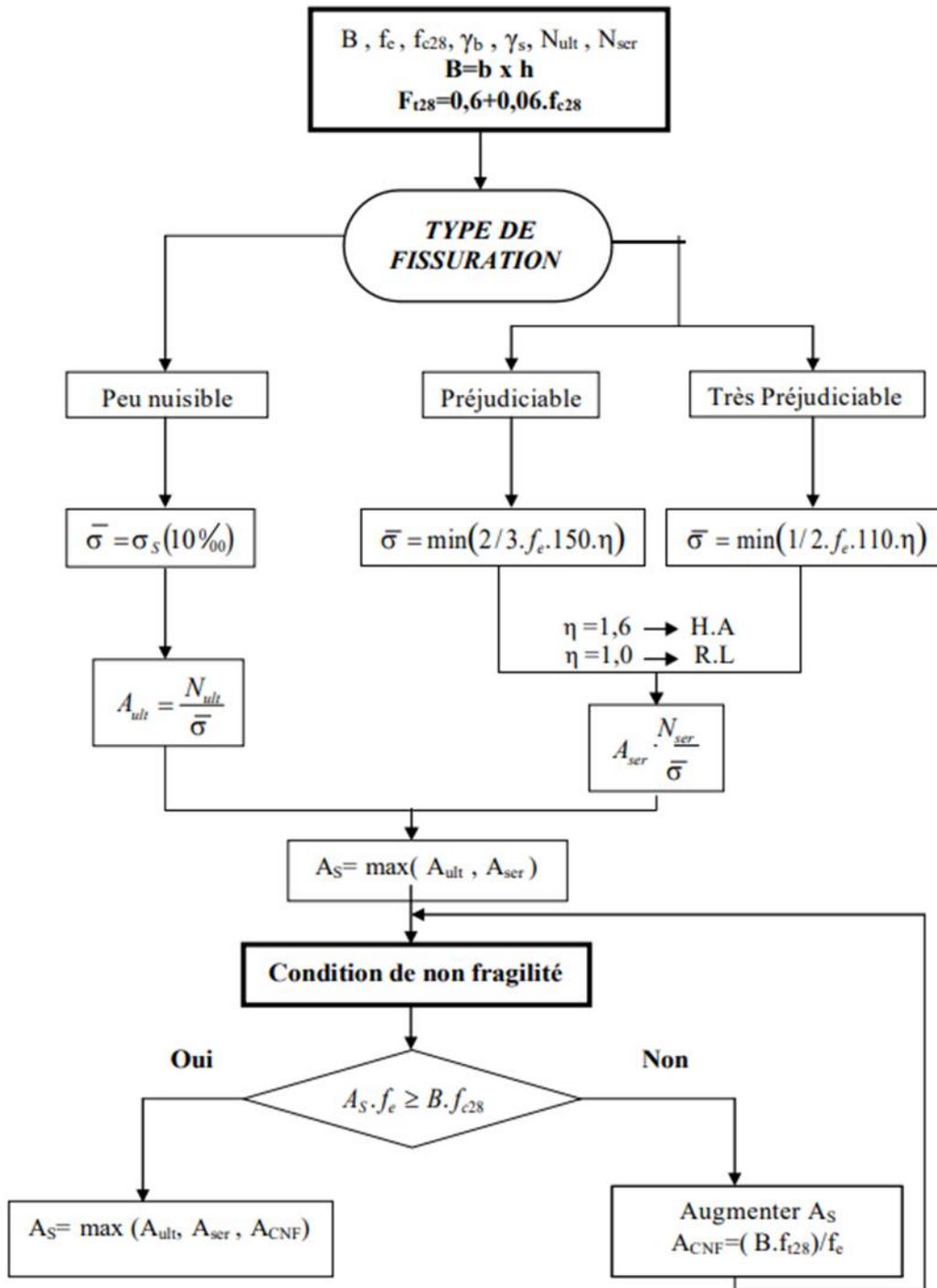


ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE AL'E.L.S



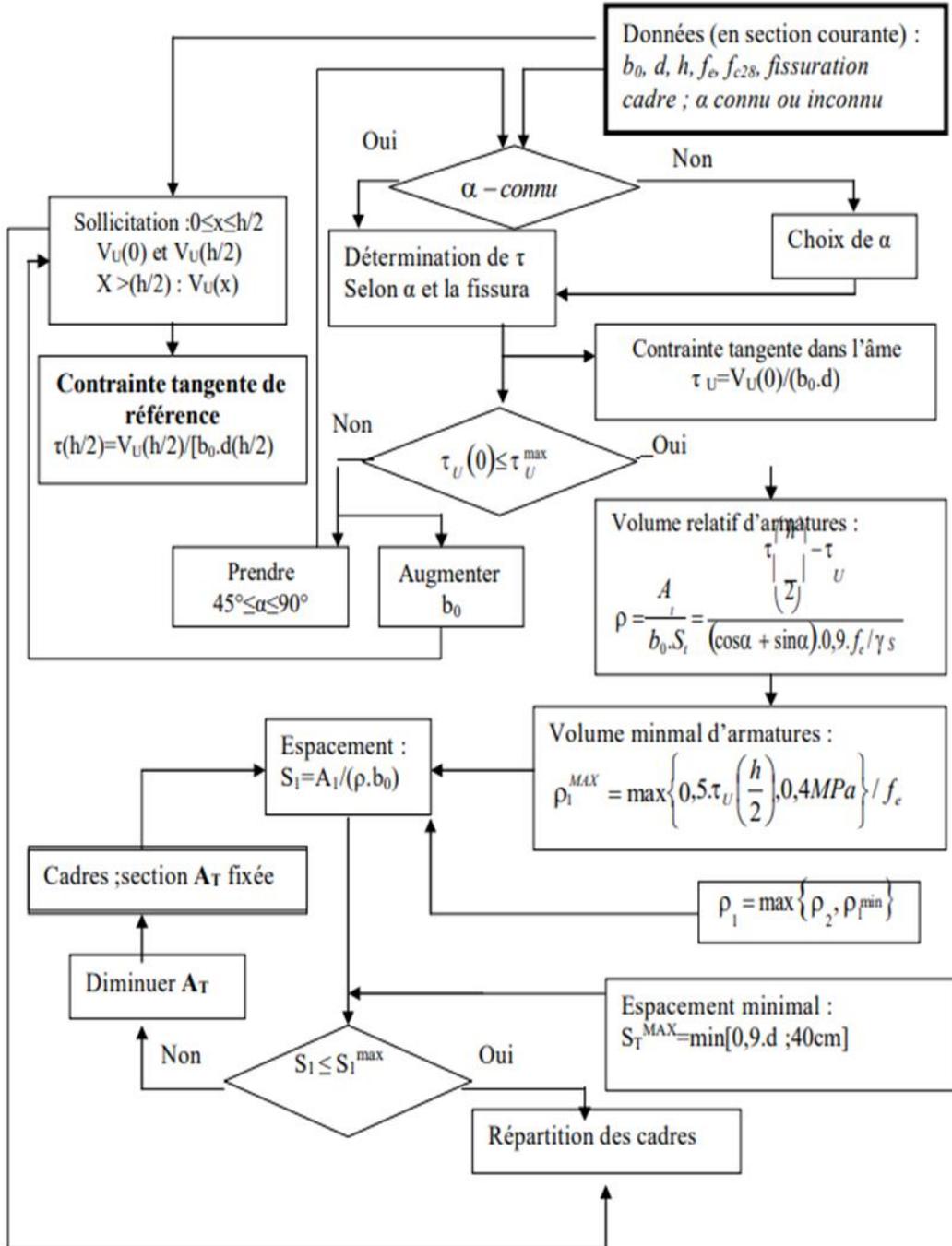
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Φ en mm

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3