

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté de la technologie

Département de GENIE CIVIL.

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R +10+S-Sol) à usage d'habitation
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^r. BEN DJEDDOU Yacine
M^r. HAMMICHE Hafid

Promoteur:

M^r. BEN YESSAD. DJ

Jury :

M^r Mehenni
M^r Labiodh

2013-2014

Remerciements

Nous remercions le Bon Dieu de nous avoir donné la force, le courage, la santé et la patience pour accomplir ce travail.

Merci à nos parents pour nous avoir apporté support et soutien tout psychologique que financier, pendant toute la durée de nos longues études.

Nos vifs remerciements accompagnés de toute notre gratitude vont tout d'abord à notre encadreur M^r BEN YESSAD pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin de travail.

Nous remercions également M^{lle} AZERINE SABRINA pour son aide, ses précieux conseils et ses critiques constructives.

Nous remercions sincèrement les membres de jury qui ont fait l'honneur de juger ce travail.

Nous ne nous permettrons surtout pas d'oublier nos amis et tous les étudiants du MASTER (II) GENIE CIVIL promotion 2013/2014.

Merci enfin à tous ceux que nous avons pu solliciter, sans qui ce projet ne se serait pas concrétisé et qu'il est impossible de tous les énumérer

HAFID et YACINE

DEDICACE

*Je dédie du fond du cœur ce modeste travail
à ceux que j'aime :
A mes très chers parents qui m'ont guidé durant
les moments les plus pénibles de ce long chemin,
ma mère qui m'a soutenu durant toute ma vie, et
mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me
voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes
parents d'être là à mes côtés durant toutes ces
années, que dieu vous garde et vous bénisse.*

A Mes chers frère et sœurs.

A toute la famille HAMMICHE.

A mon promoteur M^r DJ .BEN YESSAID.

A mon binôme YACINE et sa famille.

*A tous mes amis ZIAD, RAMTANE, WALID,
HAKIM, ZOUBIR, DJAMEL et à toute la promotion
de génie civil 2013/2014.*

À celle qui a donné un sens à ma vie.

HAFID

DÉDICACE

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, que je dédie ce travail à mes très chers, respectueux et magnifiques parents qui m'ont soutenus tout au long de ma vie ainsi à mes frères et sœurs, et en particulier à ma femme,

Je le dédie à mon binôme HAFID qui a été un très bon compagnon,

Et à mes chers amis : Nadjim, Fawzi, Massi, Hakim, Walid, Ziad, Djamel et

Ramtane...

A toutes personnes qui m'ont aidé et encouragé durant ce parcours

YACINE

Sommaire

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : GENERALITES	
I-1 Introduction	2
I-2 Présentation de l'ouvrage	2
I-3 Caractéristiques de l'ouvrage.....	2
I-4 Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I-5 Hypothèses de calcul aux états limites.....	4
I-5-1 Etat limite ultime (ELU).	4
I-5-2 Etat limite de service (ELS)	4
I-6 Actions et sollicitations	4
I-6-1 Les Actions	4
I-6-2 Les sollicitations	4
I-7 Règlementation et normes utilisées.....	5
CHAPITRE II :PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.	
II-1 Introduction.....	6
II-2 Pré dimensionnement des éléments	6
II-2-1 Les planchers	6
II-2-2 Les escaliers.....	11
II-2-3 L'acrotère	13
II-3 Pré dimensionnement des éléments structuraux	13
II-3-1 Les poutres.....	13
II-3-2 Les voiles	15
II-3-3 Les poteaux.....	15
II-4 Conclusion	23
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	
III-1 Introduction	24
III-2 CALCUL DES PLANCHERS	24
III-2-1 Planchers a corps creux	24
III-2-2 Méthode de calcul des sollicitations	24
III-2-3 Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles	24
III-2-4 Différents types de poutrelles.....	24
III-2-5 Calcul des sollicitations.....	25
III-2-6 Ferrailage des poutrelles.....	33
III-2-7 Schéma de ferrailage des poutrelles	44
III-2-8 Etude de la dalle de compression	46
III-3 ETUDE DES DALLES PLEINES	47
III-3-1 Dalle sur deux appuis (balcons)	47
III-3-2- Dalles pleines sur trois appuis (balcons)	49
III-3-3- Dalles pleines sur trois appuis (passage de circulation).....	53
III-4 ETUDE D'ESCALIER.....	55
III-4-1 Les sollicitations	56
III-4-2 Ferrailage d'escalier	56
III-4-3 Vérifications à l'E.L.U	57
III-4-4 Vérification à l'E.L.S	58

III-4-5 Schéma de ferrailage	59
III-4-6 Etude de la poutre palier.....	60
III-5 ACROTERE	67
III-5-1 Définition.....	67
III-5-2 Hypothèse de calcul	67
III-5-3 Evaluation des charges et surcharges	67
III-5-4 Calcul des sollicitations.....	68
III-5-5 Calcul de l'excentricité.....	68
III-5-6 Ferrailage de l'acrotère.....	69
III-5-7 Vérification à l'E.L.U	70
III-5-8 Vérification à l'ELS	71
III-5-9 Schéma de ferrailage	72
III-6 ASCENSEUR.....	73
III-6.1 Etude de la dalle pleine au dessus de la cabine	73
III-6.2 Etude de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur	78

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV-1 Introduction	82
IV-2 Objectif de l'étude dynamique	82
IV-3 Méthodes de calcul	82
IV-3-1 Méthode statique équivalente	82
IV-3-2 Méthode dynamique modale spectrale	86
IV-4 Disposition des voiles	88
IV-5 Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	88
IV-5-1 Vérification de la résultante des forces sismiques	88
IV-5-2 Modes, Périodes de vibration et taux de participation massique	89
IV-5-3 Justification de l'interaction voiles portiques	92
IV-5-4 Vérification de l'effort normal réduit	93
IV-5-5 Justification vis-à-vis de déplacement	94
IV-6 CONCLUSION	96

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V-1 Introduction.....	97
V-2 Etude des poteaux	97
V-2-1 Recommandations du RPA99 (version 2003)	97
V-2-2 Sollicitations dans les poteaux	99
V-2-3 Calcul du ferrailage	99
V-2-4 Vérifications	100
V-2-5 Disposition constructive des poteaux	104
V-2-6 Schémas de ferrailage des poteaux.....	105
V-3 Etude des poutres	106
V-3-1 Recommandation du RPA99	106
V-3-2 Ferrailage des poutres	107
V-3-3 Vérification des sections d'armatures transversales	108
V-3-4 Vérifications à l'ELU	109
V-3-5 Vérification à l'ELS	112
V-3-6 Schémas de ferrailage des poutres.....	114
V-4 Etude des voiles	115

V-4-1 Introduction	115
V-4-2 Recommandation du RPA 99/03	116
V-4-3 Ferrailage des voiles	117
V-4-4 Schémas de ferrailage des voiles	124
V-5- Conclusion.....	127

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI-1 Introduction	128
VI-2 Choix du type des fondations	128
VI -3 Etude des fondations	128
VI-3-1 Vérification des semelles isolées	128
VI-3-2 Semelles filantes.....	129
VI-3-3 Radier général	130
VI-4 Ferrailage du radier	134
VI-4-1 : La Dalle	134
VI-4-2 : Nervure	138
VI-4-3 : Schémas de ferrailage des nervures	142
VI-5 Etude de voile périphérique.....	143
VI-5-1 Introduction	143
VI-5-2 Dimensionnement des Voiles	143
VI-5-3 Caractéristiques du Sol	143
VI-5-4 Méthode de calcul	143
VI-5-5 Schéma de ferrailage du voile périphérique	147
Conclusion générale.....	148

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX

ANNEXES

Liste des tableaux et figures

Liste des figures et des tableaux

Figure II-1 : Disposition des poutrelles et repérage des poteaux.....	6
Figure II-2 : coupe du plancher à corps creux	7
Figure II-3 : Coupe transversale	7
Figure II-4 : Dalle sur deux appuis	8
Figure II-5 : Dalle sur trois appuis.....	9
Figure II-6 : Schéma de l'escalier.....	12
Figure II-7 : Dimension de l'acrotère	13
Figure II-8 : Descente de charge.....	18
Figure II-9 : Section réduite du poteau	22
Figure III-2-1 : Dimension de la poutrelle	24
Figure III-2-2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	46
Figure III-3-1 : Dalle sur deux appuis	47
Figure III-3-2 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis	49
Figure III-3-3 : Dalle sur trois appuis.....	49
Figure III-3-4 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis	52
Figure III-3-5 : Dalle sur trois appuis.	53
Figure III-3-6 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine du passage de circulation	54
Figure III-4-1 : Schéma statique de l'escalier	55
Figure III-4-2 : Section de calcul.....	56
Figure III-4-3 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	59
Figure III-4-4 : schéma statique de la poutre palière.....	60
Figure III-4-5 : Diagramme des moments de la poutre palière	62
Figure III-4-6 : Section considérée dans le calcul à la torsion	64
Figure III-4-7 : Ferrailage de la poutre palière.....	66
Figure III-5-1 : Coupe de l'acrotère	67
Figure III-5-2 : Sollicitation sur l'acrotère	68
Figure III-5-3 : Section de calcul de l'acrotère	69
Figure III-5-4 : Convention de signe	71
Figure III-5-5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	72
Figure III-6-1 : Ascenseur	73
Figure III-6-2 : Schéma de ferrailage	78
Figure III-6-3 : Schéma de ferrailage	81
Figure IV-1 : Spectre de calcul	87
Figure IV-2 : Disposition adopté des voiles	88
Figure IV-3 : 1 ^{er} Mode de vibration de déformation (T=0.84s) : translation suivant xx'	99
Figure IV-4 : 2 ^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.82s) : translation suivant yy'	91
Figure IV-5 : 3 ^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.62s) : torsion autour de l'axe z	91
Figure V-1 : La zone nodale.....	98
Figure V-2 : Schéma de la Zone nodale.....	110
Figure VI-1 : Vue en plan de la semelle.	128

Figure VI-2 : Coupe P-P'	128
Figure VI-3 : Dimension de la semelle filante	129
Figure VI-4 : Dimension du radier.	131
Figure VI-5 : Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	131
Figure VI-6 : Dalle sur quatre appuis	134
Figure VI-7 : Schéma de ferrailage du radier	137
Figure VI-8 : Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	139
Figure VI-9 : Sollicitations sur les nervures transversales.....	139
Figure VI-10 : Section à ferrailer.....	140
Figure VI-11 : Diagrammes des contraintes	144
Figure VI-12 : Ferrailage du voile périphérique.....	147

Tableau I-1 : caractéristique du béton	3
Tableau I-2 : Les types d'acier utilisé et leurs nuances	3
Tableau II-1 : Evaluation des charges dans la terrasse inaccessible	9
Tableau II-2 : Evaluation des charges dans l'étage courant	10
Tableau II-3 : Evaluation des charges dans la dalle pleine	10
Tableau II-4 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	10
Tableau II-5 : Evaluation des charges du palier	12
Tableau II-6 : Evaluation des charges de la volée.....	12
Tableau II-7 : sections préalables des poteaux	16
Tableau II-8 : surfaces afférentes, charge et surcharge des types de planches existants... 16	
Tableau II-9 : poids propre des poteaux et des poutres	17
Tableau II-10 : poids propre de l'acrotère et des cloisons double	18
Tableau II-11 : Descente de charge pour le poteau P1	19
Tableau II-12 : Vérification des poteaux à la compression simple.	21
Tableau II-13 : vérification des poteaux au flambement.....	23
Tableau II-14 : Dimensions des éléments structuraux.....	23
Tableau III-2-1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	24
Tableau III-2-2 : les différents types de poutrelles.....	25
Tableau III-2-3 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.	31
Tableau III-2-4 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible	32
Tableau III-2-5 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.	33
Tableau III-2-6 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.....	37
Tableau III-2-7 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible	38
Tableau III-2-8 : Vérification des contraintes dans le béton	40
Tableau III-2-9 : Schéma de ferrailage des poutrelles	44
Tableau III-3-1 Ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	47
Tableau III-3-2 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis(balcons)	50
Tableau III-3-3 : Le ferrailage de la dalle pleine de passage de circulation	54
Tableau III-4-1 Sollicitations à l'ELU et à l'ELS	56
Tableau III-4-2 : ferrailage de la volée I.	57
Tableau III-4-3 : Vérification des contraintes dans le béton.....	58

Tableau III-4-4 : Calcul des armatures principales.	62
Tableau III-4-5 : Section d'armatures	64
Tableau III-4-6 : Vérification de la contrainte de béton.....	65
Tableau III-5-1 : Charge et surcharge	67
Tableau III-5-2 : Différentes combinaisons à utiliser	68
Tableau III-6-1 : Ferrailage de la dalle pleine du local machine	75
Tableau III-6-2 : Vérification de la flèche	78
Tableau III-6-3 : Ferrailage de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur.....	79
Tableau III-6-4 : Vérification de la flèche	81
Tableau IV-1 : Valeurs des pénalités P_q	83
Tableau IV-2 : Poids total de la structure	84
Tableau IV-3 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	89
Tableau IV-4 : Période de vibration et taux de participation massique.....	89
Tableau IV-5 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.....	92
Tableau IV-6 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens	93
Tableau IV-7 : Vérification de l'effort normal réduit.	94
Tableau IV-8 : Vérification des déplacements.	94
Tableau IV-9 : Vérification à L'effet $P-\Delta$	96
Tableau V-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	98
Tableau V-2 : Sollicitations dans les poteaux.....	99
Tableau V-3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	99
Tableau V-4 : Les Armatures transversales dans les poteaux.....	100
Tableau V-5 : Justification de l'effort normal ultime.	102
Tableau V-6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	103
Tableau V-7 Vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux	103
Tableau V-8 : Zones nodales dans les poteaux	104
Tableau V-9 : Ferrailage des différents poteaux.....	105
Tableau V-10 : Les armatures longitudinales dans les poutres.	107
Tableau V-11 : Vérification de la section minimale.	109
Tableau V-12 : Vérification des contraintes tangentielles.....	109
Tableau V-13 : Vérification au cisaillement.....	109
Tableau V-14 : Moments résistants dans les poteaux.	110
Tableau V-15 : Moments résistants dans les poutres.....	110
Tableau V-16 : Vérification des zones nodales	111
Tableau V-17 : Vérification de l'état limite de compression du béton.	112
Tableau V-18 : Vérification des conditions de flèche pour les poutres.	113
Tableau V-19 : Vérification de la flèche pour les poutres	113
Tableau V-20 : Ferrailage des poutres	114
Tableau V-21 : Les sollicitations dans les voiles // à XX'	117
Tableau V-22 : Les sollicitations dans les voiles // à YY'	118
Tableau V-23 : ferrailage du voile V_{x1}	119
Tableau V-24 : ferrailage du voile V_{x2}	119
Tableau V-25 : ferrailage du voile V_{x3}	120
Tableau V-26 : ferrailage du voile V_{x4}	120
Tableau V-27 : ferrailage du voile V_{y1}	121

Tableau V-28 : Ferrailage du voile Vy2	122
Tableau V-29 : ferrailage du voile Vy3	122
Tableau V-30 : ferrailage du voile Vy4	123
Tableau V-31 : ferrailage du voile Vy5	123
Tableau V-32 : Schéma de ferrailage des voiles Vx4 et Vy1	125
Tableau VI-1 : Résumé des résultats de ferrailage du radier.....	135
Tableau VI-2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).	137
Tableau VI-3 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier.....	140
Tableau VI-4 : vérification des contraintes des nervures de radier	141
Tableau VI-5 : Ferrailage des nervures	142
Tableau VI-6 : Section des armatures du voile périphérique	145
Tableau VI-7 : Vérification des contraintes.....	146

Symboles Et Notations

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : 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 : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_d, E_c: Sont les modules de déformation.

e : épaisseur.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

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.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j .

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g .

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q .

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .

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.

l'_g et **l'_d** : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

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.

M_i : Moment à l'appui « i »

M_g et **M_d** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : 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).

P_d et **P_g** : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂: 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).

b₀ : 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.R

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

v : Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w: Poids volumique de l'eau (t/m³).

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).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_v : 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.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

Introduction

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes dangereux et dévastateur pour l'homme et ces constructions, d'autant plus que construire est l'une des occupations privilégiées de ce dernier, mais une question revient toujours « est-il possible de réaliser une construction capable de résister à ce cataclysme tout en jumelant les paramètres : économie, esthétique, résistance et sécurité ? »

Pour faire face à cet épineux problème, les ingénieurs en génie civil font une étude de la structure. C'est l'étape clef et le passage obligé dans l'acte de bâtir.

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment R+10+sous-sol à usage habitation. Cet ouvrage est implanté au lieu dit Tala Ouariane dans la commune de Bejaïa qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour la présentation générale de l'ouvrage et des matériaux.
- Le deuxième chapitre, pour le Pré dimensionnement des éléments de notre structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure. et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

Généralités

I-1 Introduction

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

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I-2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment R+10+sous sol à usage habitation. Cet ouvrage est implanté au lieu dit Tala Ouariane dans la commune de Bejaïa qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

I-3 Caractéristiques de l'ouvrage

A- Caractéristiques géométriques et architecturales

- Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère : 36,88 m.
- Hauteur du sous sol : 2,52 m
- Hauteur R.D.C : 3,06 m.
- Hauteur des étages courants : 3,06 m.
- La longueur du bâtiment : 21,35 m.
- La largeur du bâtiment : 19,95 m.

B- Eléments secondaires

- **Plancher** : Dans notre projet nous avons adopté des planchers à corps creux pour les étages courants et des planchers à dalle pleine pour les balcons et la dalle d'ascenseur.
- **Escalier** : Ce sont des éléments non structuraux, dans ce présent projet on a deux types d'escalier :
 - Escalier principal en béton armé.
 - Escalier des Duplex en bois.
- **L'infrastructure** : Selon le rapport du sol qui nous a été confié par le laboratoire (Laboratoire de l'Habitat et de la Construction), et sur les résultats des essais réalisés le 20/07/2007 sur le terrain destiné à recevoir ce bloc :
 - ✓ La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 2,00$ bars.
 - ✓ Une profondeur d'ancrage d'au moins 1,50 m de la côte du terrain naturel

C- Maçonnerie utilisés

- **Les murs extérieurs** : sont réalisés en double cloisons de brique creuse séparé avec une lame d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs** : sont réalisés d'une seule cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.
- **L'ascenseur** : C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

D- Caractéristiques structurales

Ossature : Selon le RPA, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur en zone IIa doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (**RPA99 (Art 3.4.A.1.a)**), donc l'ossature de notre ouvrage sera constituée de portiques et de voiles en béton armé.

I-4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction de notre projet seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)

➤ Le béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{c28} . Quelques données sur le béton de notre travail sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : caractéristique du béton

f_{c28} (MPa)	25,0	
f_{t28} (MPa)	2,1	
E_i 28 (MPa)	32164,2	
E_v 28 (MPa)	10819,0	
σ_{bc} ultime (MPa)	Situation durable	14,2
	Situation accidentelle	18,5
σ_{bc} service (MPa)	15,0	
τ_u (MPa) : situation durable	Fissuration peu nuisible	3,33
	Fissuration préjudiciable	2,5
Dosage en ciment (Kg/m ³)	350	

➤ L'acier

C'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I-2 : Les types d'acier utilisé et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)	E (MPa)
Rond lisse	Armature transversales	FeE 215	Ø6 et Ø8	215	2,1*10 ⁵
Barre à haute adhérence	Armature longitudinales	FeE 400	T ≥ 10	400	
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	0 ≤ Ø ≤ 6	520	

I-5 Hypothèses de calcul aux états limites

I-5-1 Etat limite ultime (ELU)

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

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

I-5-2 Etat limite de service (ELS)

Il constitue les limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y ait ruine de la structure.

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ✓ Etat limite de déformation : flèche maximale.
- ✓ Etat limite de compression du béton.

I-6 Actions et sollicitations

I-6-1 Les Actions CBA 93 (art A.3.1.1)

Ce sont les différentes auxquelles sera soumise la construction, elles sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition.

- ✓ des charges permanentes.
- ✓ des charges d'exploitations.
- ✓ des charges climatiques.

I-6-1-1 Les Actions Permanentes (G)

Elles sont appliquées avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, elles comportent :

- ✓ Le poids propre des éléments de la structure.
- ✓ Le poids des revêtements et cloisons.
- ✓ Le poids de poussée des terres et des liquides.

I-6-1-2 Les Actions Variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- ✓ Charges d'exploitation appliquées au cours d'exécution.
- ✓ Effet de la température.
- ✓ Charges climatiques (vent, neige).
- ✓ Charges non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

I-6-1-3 Les Actions Accidentelles (E)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte. Par exemple (Séismes, Explosions, Chocs...etc.).

I-6-2 Les sollicitations CBA93 (Art A.3.3.1)

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

I-7 Règlementation et normes utilisées

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ✓ Le CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- ✓ Le RPA 99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

Chapitre II

Pré Dimensionnement Des Eléments

II-1 Introduction

Les éléments porteurs doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous avons respecté les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

II-2 Pré dimensionnement des éléments

II-2-1 Les planchers

A- Plancher a corps creux

D'après le BAEL (article 6.8.4.2.4) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

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

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

h_t : Hauteur du plancher.

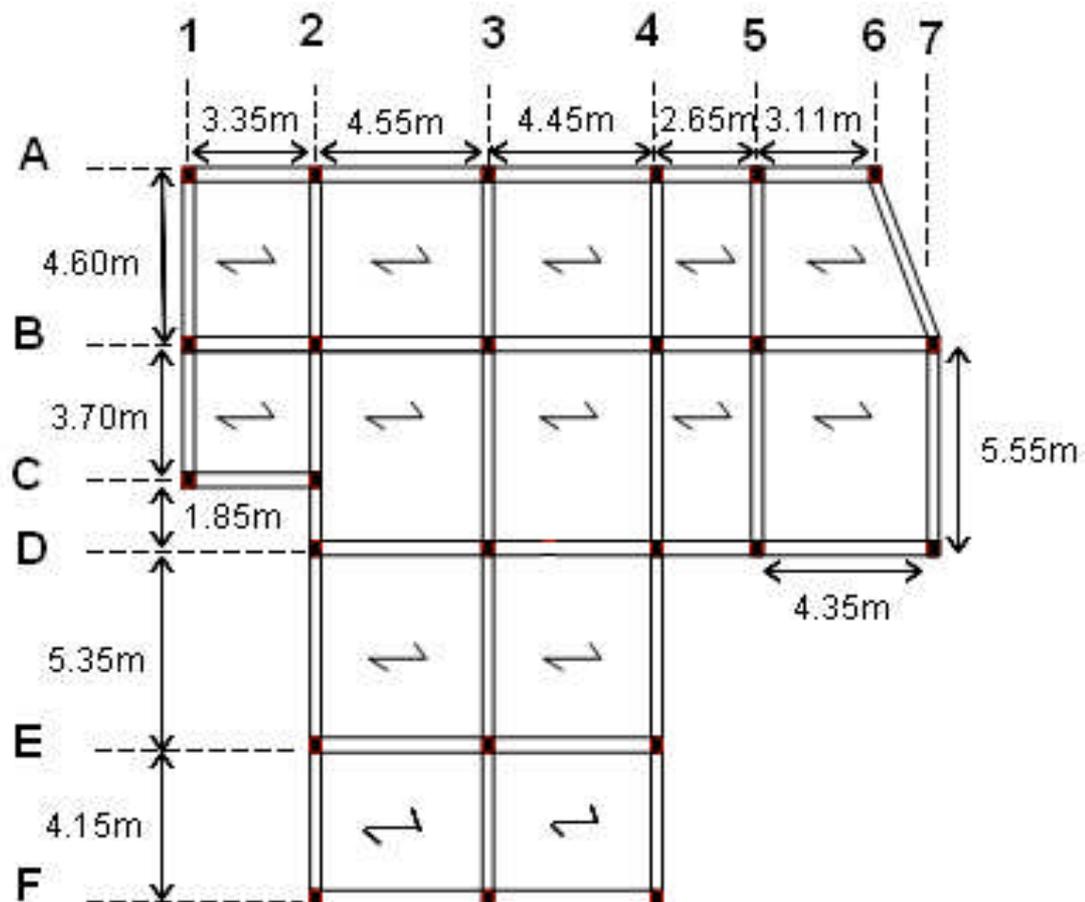


Figure II-1 : Disposition des poutrelles et repérage des poteaux

$$L_{\max} = 465 - 30 = 435\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{435}{22.5} = 19.33\text{cm}$$

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

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

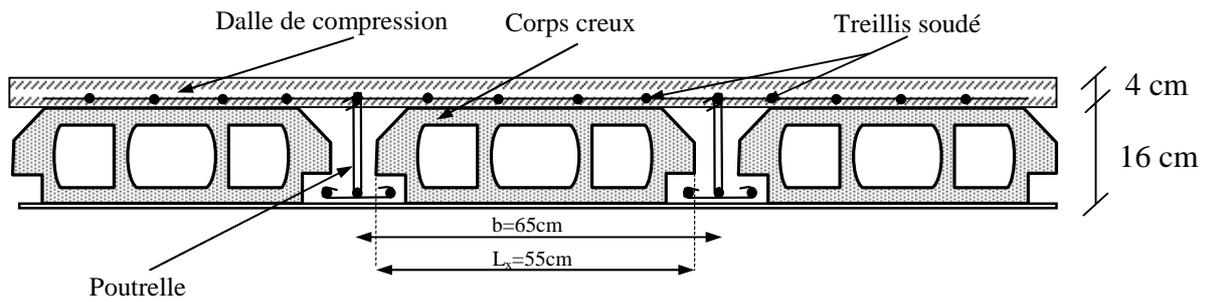


Figure II-2 : coupe du plancher à corps creux

• **Poutrelles**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a le plus d'appuis (critère de continuité). Elles se calculent comme une poutre continue de section en T dont la hauteur totale est égale

$$h_t = h_{cc} + h_0 = 20\text{cm}$$

La largeur efficace à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($L_x = 55\text{ cm}$).

L_y : distance entre nus d'appuis des poutre principale ($L_y = 435\text{cm}$).

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$(0.4 ; 0.6) h_t \Rightarrow 8\text{cm} \leq b_0 \leq 12\text{cm}$$

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

$$b \leq 2 \times \left[\min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) + \frac{b_0}{2} \right] \Rightarrow b \leq 2 \times \left[\min\left(\frac{55}{2}; \frac{435}{10}\right) + \frac{10}{2} \right] \Rightarrow b \leq 65\text{cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à :

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

B) Plancher en dalle pleine

Une dalle pleine est un élément dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions (largeur et longueur). Elle peut reposer avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués par des poutres, murs ou voiles.

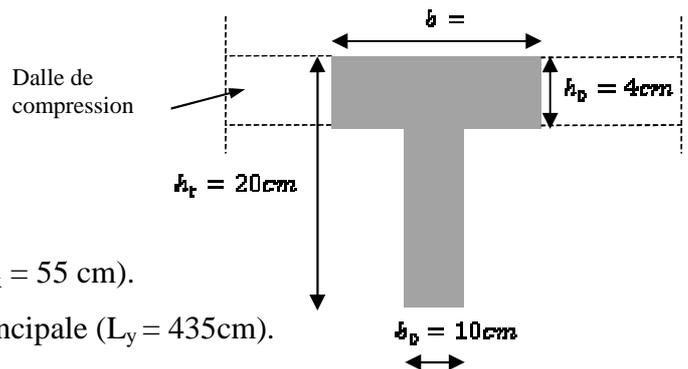


Figure II-3 : Coupe transversale

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poutres, murs ou voiles.

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Résistance à la flexion**

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

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ **Résistance au feu**

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

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. (CBA93).

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

➤ **Isolation phonique $e \geq 13 \text{ cm}$ (CBA93).**

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons et la dalle de la cage de l'ascenseur qui nous donnent en effet deux types de dalle pleine :

-Dalle sur deux(02) appuis.

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

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

$$3.42\text{cm} \leq e \leq 4.0\text{cm}$$

$$e = 3.50\text{cm}$$

-Dalle sur trois (03) appuis

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

$$\frac{130}{50} \leq e \leq \frac{130}{40}$$

$$2.6\text{cm} \leq e \leq 3.25\text{cm}$$

$$e = 3.0\text{cm}$$

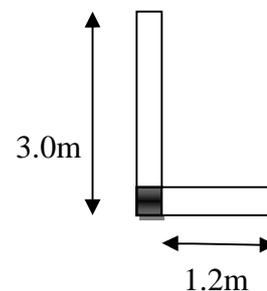


Figure II-4 : Dalle sur deux appuis

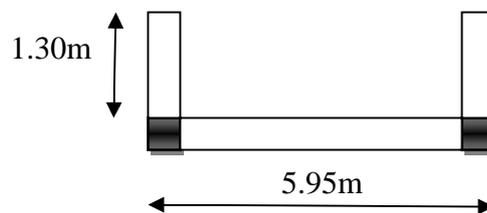


Figure II-5 : Dalle sur trois appuis

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition d'isolation phonique $e \geq 13\text{cm}$, d'où on opte pour une épaisseur :

$e = 14\text{cm}$ —————> pour les balcons, ainsi pour le passage de circulation (cage d'escalier).

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

a- Plancher terrasse inaccessible

Tableau II-1 : Evaluation des charges dans la terrasse inaccessible

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	12.00	0.05	0.60
Etanchéité multicouche	12.00	0.02	0.24
Isolation thermique	18.00	0.05	0.90
Plancher en corps creux	14.25	0.20	2.85
Enduit en mortier	18.00	0.015	0.27
Forme de la pente	22.00	0.10	2.20
			G = 7.06 KN/m²
			Q = 1 KN/m²

b- Plancher étage courant

Tableau II-2 : Evaluation des charges dans l'étage courant

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22.00	0.02	0.44
Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
Lit de sable	18.00	0.02	0.36
Plancher en corps creux	14.25	0.20	2.85
Enduit en mortier	18.00	0.015	0.27
Cloison de séparation	09.00	0.10	0.90
Enduit en plâtre	10.00	0.015	0.15
			G = 5.37 KN/m²
			Q = 1.5 KN/m²

c- Dalle pleine

-Balcon et passage de circulation

Tableau II-3 : Evaluation des charges dans la dalle pleine

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	22.00	0.02	0.44

Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
Lit de sable	18.00	0.02	0.36
Dalle plane	25.00	0.14	3.50
Enduit en ciment	10.00	0.02	0.20
			G = 4.90 KN/m²
			Qb = 3.5 KN/m²
			Qp = 1.5 KN/m²

d- Murs extérieurs

Tableau II-4 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	09.00	0.15	1.30
Ame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	09.00	0.10	0.90
Enduit extérieur en ciment	20.00	0.02	0.40
			G = 2.60 KN/m²

II-2-2) Les escaliers

Les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place, les dimensions des marches sont variables en plan et en élévation.

Dans notre cas on distingue deux(02) types d'escalier :

- Escalier droit à deux volées (escalier principale) en BA
- Escalier balancés à deux quarts tournants (escalier du duplex) en Bois

Dans ce cas on va s'intéresser seulement à l'escalier principal en BA

La proportion agréable entre la hauteur des marches (h) et la valeur du giron (g), est définie par l'expression empirique de Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$g : \text{giron tel que : } g \geq 23\text{cm}$$

$$h : \text{hauteur de la marche } 16 \leq h \leq 18\text{cm}$$

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

A- Epaisseur de la paillasse

La paillasse est considérée comme une dalle sur 2 appuis simples, inclinée d'épaisseur « e » telle que :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

avec L : longueur de la paillasse

$$\frac{515}{30} \leq e \leq \frac{515}{20}$$

$$17.16 \leq e \leq 25.75$$

En adopte une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

Volée : elle est constituée de 8 marches et 9 contre marches.

$$\text{tg } \alpha = h/g = 17/30 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

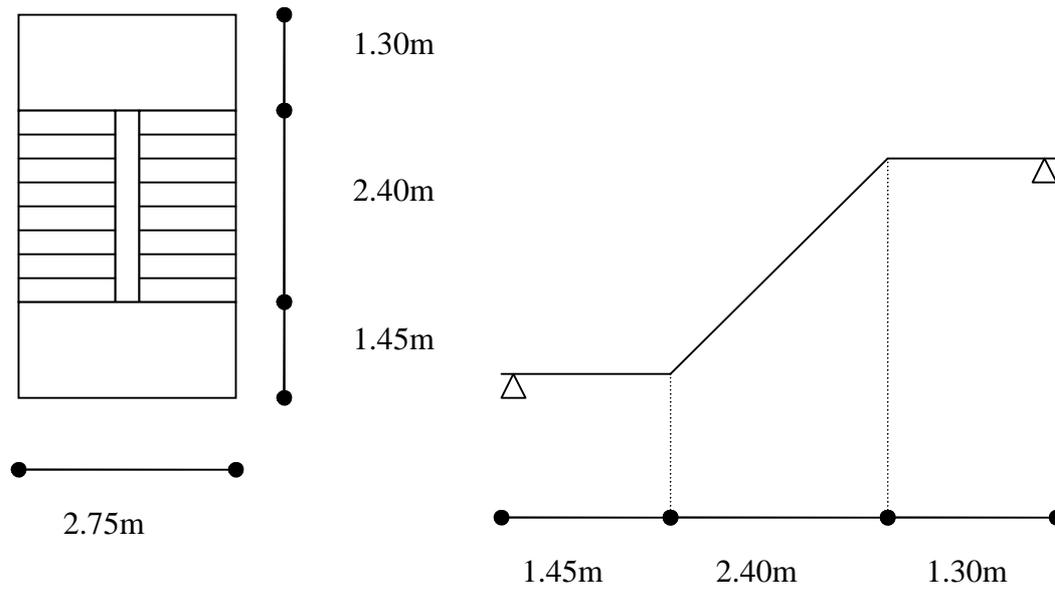


Figure II-6 : Schéma de l'escalier

B- Evaluation des charges pour les escaliers

➤ Palier

Tableau II-5 : Evaluation des charges du palier

Désignation	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	22.00	0.02	0.44
Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
Sable fin	18.00	0.02	0.36
Poids propre	25.00	0.20	5.00
Enduit en ciment	10.00	0.015	0.15
			G = 6.35 KN/m^2
			Q = 2.50 KN/m^2

➤ Volée

Tableau II-6 : Evaluation des charges de la volée

Désignation	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	22.00	0.02	0.44
Mortier de pose	20.00	0.02	0.40
Lit de sable	18.00	0.02	0.36
Poids propre de la marche	22.00	0.17/2	1.87
Enduit en ciment	10.00	0.015	0.15
Poids propre de la volée	25.00	0.20/cos(29.54°)	5.74
Enduit en plâtre	10.00	0.02	0.20
			G = 9.16 KN/m^2

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

II-2-3 L'acrotère

II-2-3-1 Définition

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort sismique (Fp) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend $H=60\text{cm}$

$$S=0.6 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + (0.03 \times 0.1) / 2$$

$$S=0.0685\text{m}^2$$

II-2-3-2 Evaluation des charges et surcharges

- **Charge permanente**

Poids propre

$$G_1 = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

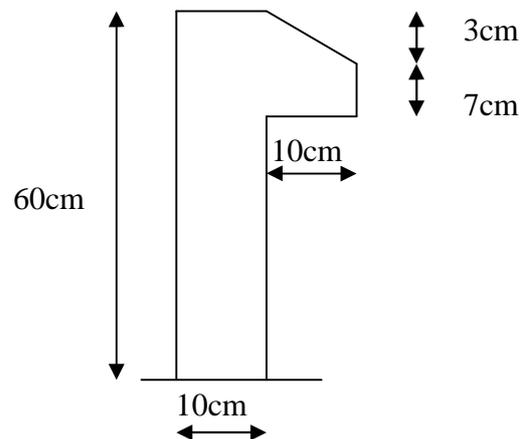


Figure II-7 : Dimension de l'acrotère

Enduit de ciment

$$G_2 = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc : } G = G_1 + G_2 = 1.7125 + 0.4 = 2.1125 \text{ KN/m.}$$

$$G = 2.1125 \text{ KN/m}$$

- **Charge d'exploitation**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

II-3 Pré dimensionnement des éléments structuraux

II-3-1 Les poutres

A- Les poutres principales

Elles sont dimensionnées selon le BAEL 91, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis où :

$$L_{\max} = 515 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 34.33\text{cm} \leq h \leq 51.5\text{cm.}$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

➤ **Vérifications**

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

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases} \quad \text{RPA (Article 7.5.1)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

B- Les poutres secondaires

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

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

L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis où :

$$L_{\max} = 435 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 29\text{cm} \leq h \leq 43.5\text{cm.}$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

➤ **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

$$h/b = 35/30 = 1.16 < 4 \text{ cm}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

II-3-2 Les voiles

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

RPA99 (Article 7.7.1)

- Voiles avec une extrémité rigide : $e \geq \max \left[\frac{h_e}{22} ; 15\text{cm} \right]$
- Voiles avec deux(02) extrémités rigides : $e \geq \frac{h_e}{25}$
- Voiles libres : $e \geq \frac{h_e}{20}$
- $L_{\min} \geq 4 * e$

Dans notre cas on prend :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{22} ; 15\text{cm} \right]$$

Finalement on adopte pour une épaisseur égale à : $e = 15\text{cm}$

II-3-3 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux qui transmettent les charges verticales aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple de poteau le plus sollicité déterminé par la descente de charges.

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive.

II-3-3-1 Descente des charges

La descente des charges va être effectuée pour le poteau **D3** (voir figure II-1), car :

- Le poteau **D3** présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux, en plus c'est un poteau de la cage d'escalier.

Préalablement, on adopte des sections pour les poteaux données dans le tableau ci-dessous qui vérifient les conditions du RPA99(2003). Après avoir effectué la descente des charges pour le poteau **D3**, on vérifie les sections des poteaux des différents étages à la compression et à la stabilité de forme (flambement).

II-3-3-2 Conditions du RPA 99(2003)

$$\left. \begin{array}{l} \min (b,h) \geq 25\text{cm} \\ \min (b,h) \geq \frac{l_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right\} \text{RPA99 (Art 7.4.1)}$$

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont :

Tableau II-7 : sections préalables des poteaux

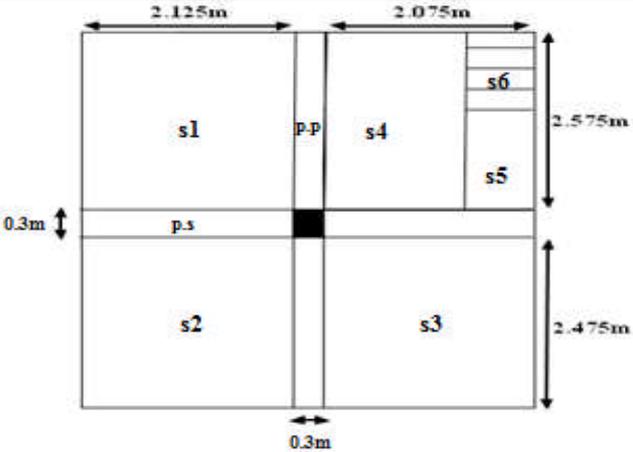
Etages	Sous sol et RDC+1 ^{er} étages	2+3+4 ^{eme} Etages	5+6+7 ^{eme} étages	8+9+10 ^{eme} Etages
Section (b*h) cm ²	60*60	55*55	50*50	45*45

II-3-3-3 Descente des charges pour le poteau D3

A- Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau II-8 : surfaces afférentes, charge et surcharge des types de planches existants

Types de planchée	Surfaces afférentes (m ²)	G (KN)	Q (KN)
 <p>vue d'étage courant</p>	$S1+S2+S3 = 18.73 \text{ m}^2$ $S4 = 3.60 \text{ m}^2$ $S5 = 0.98 \text{ m}^2$ $S6 = 0.76 \text{ m}^2$	100.2 KN 17.64 KN 6.22 KN 6.96 KN	28.09 KN 5.40 KN 2.45 KN 1.90 KN

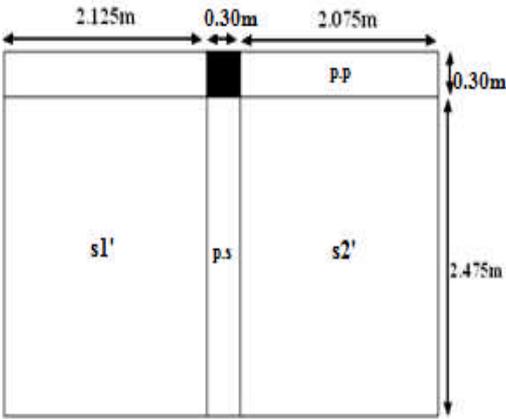
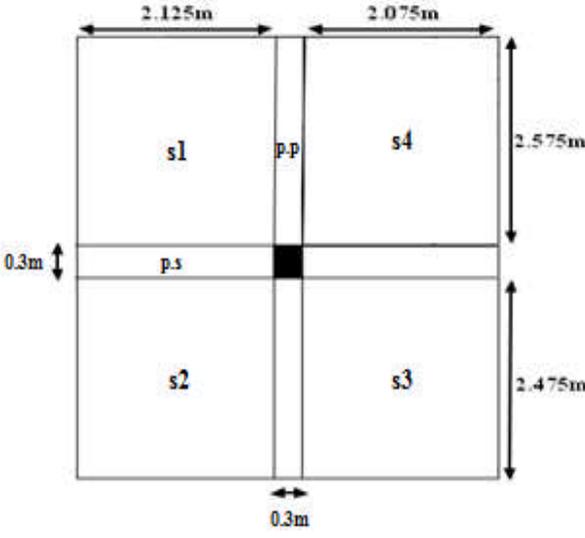
 <p style="text-align: center;">vue de la terrasse</p>	$S1' + S2' = 12.48m^2$	88.10 KN	12.48 KN
 <p style="text-align: center;">Vue de l'étage 9</p>	$S1 + S4 = 11.58m^2$ $S2 + S3 = 12.48m^2$	81.75KN 67.01 KN	11.58 KN 18.72 KN

Tableau II-9 : poids propre des poteaux et des poutres

Eléments	Volumes (m ³)	G (KN)
Les poutres	PP=0.3*0.4*5.05=0.606	15.15
	PS=0.3*0.4*4.20=0.504	12.60
Les poteaux	0.6*0.6*2.52=0.90 (pour le s.sol)	22.50
	0.6*0.6*3.06=1.10 (RDC et 1 ^{er} étage)	27.50
	0.55*0.55*3.06=0.92 (2+3+4 ^{eme} étage)	23.00
	0.50*0.50*3.06=0.76 (5+6+7 ^{eme} étage)	19.00
	0.45*0.45*3.06=0.62 (8+9+10 ^{eme} étage)	15.50

Tableau II-10 : poids propre de l'acrotère et des cloisons double

L'élément	G (KN)
L'acrotère	$2.1125*(2.075+2.125+0.3)=9.50$
Cloisons double	$2.80*4.50 = 12.60$

II-3-3-4 La loi de dégression

C'est le chemin suivi par les différentes actions pour passer du poteau le plus haut jusqu'au poteau le plus bas de la structure.

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales pour chacun des 10 niveaux.

$Q_1 = Q_2 = \dots Q_{10} = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit

Q_0 : La surcharge d'exploitation de la terrasse inaccessible.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 : Q_0

Niveau 1 : $Q_0 + Q$

Niveau 2 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

DTR B.C 2.2 (6.3)

Niveau 3 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

Niveau 4 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$

Niveau 5 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$

Niveau 6 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$

Niveau 7 : surcharge niveau (6) + $0.5 \times Q$

Niveau 8 : surcharge niveau (7) + $0.5 \times Q$

Niveau 9 : surcharge niveau (8) + $0.5 \times Q$

Niveau 10 : surcharge niveau(9) + $0.5 \times Q$

Niveau 11 : surcharge niveau (10) + $0.5 \times Q$

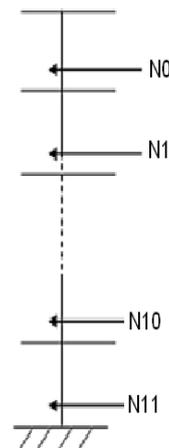


Figure II-8 : Descente de charge

II-3-3-5 Tableau récapitulatif des poids des éléments

Tableau II-11 : Descente de charge pour le poteau P1

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N0	poids de l'acrotère	9.50	
	Terrasse	88.10	
	PP (30*40)	15.15	
	PS (30*40)	12.60	
	Poteau (45*45)	15.50	
	Total :	140.85	12.48
N1	Venant de N0	140.85	
	poids de l'acrotère	9.50	
	Terrasse	81.75	
	Plancher à corps creux (16+04)	67.01	
	PP (30*40)	15.15	
	PS (30*40)	12.60	
	Poteau (45*45)	15.50	
	Total :	342.36	42.78
N2	Venant de N1	342.36	
	Plancher à corps creux (16+04)	100.2	
	PP (30*40)	15.15	
	PS (30*40)	12.60	
	Poteau (45*45)	15.50	
	Escalier (palier+volée)	13.18	
	Plancher dalle pleine	17.64	
	Total :	516.63	80.62
N3	Venant de N2	516.63	
	Plancher à corps creux (16+04)	100.2	
	PP (30*40)	15.15	
	PS (30*40)	12.60	
	Poteau (50*50)	19.00	
	Escalier (palier+volée)	13.18	
	Plancher dalle pleine	17.64	
	Total :	694.40	118.46
N4	Venant de N3	694.40	
	Plancher à corps creux (16+04)	100.2	
	PP (30*40)	15.15	
	PS (30*40)	12.60	
	Poteau (50*50)	19.00	
	Escalier (palier+volée)	13.18	
	Plancher dalle pleine	17.64	
	Total :	872.17	156.30
N5	Venant de N4	872.17	
	Plancher à corps creux (16+04)	100.2	
	PP (30*40)	15.15	
	PS (30*40)	12.60	
	Poteau (50*50)	19.00	
	Escalier (palier+volée)	13.18	
	Plancher dalle pleine	17.64	
	Total :	1049.94	194.14

N6	Venant de N5	1049.94	
	Plancher à corps creux (16+04)	100.2	
	PP (30*40)	15.15	
	PS (30*40)	12.60	
	Poteau (55*55)	23.00	
	Escalier (palier+volée)	13.18	
	Plancher dalle pleine	17.64	
	Total :	1231.71	231.98
N7	Venant de N6	1231.71	
	Plancher à corps creux (16+04)	100.2	
	PP (30*40)	15.15	
	PS (30*40)	12.60	
	Poteau (55*55)	23.00	
	Escalier (palier+volée)	13.18	
	Plancher dalle pleine	17.64	
	Total :	1413.47	269.82
N8	Venant de N7	1413.47	
	Plancher à corps creux (16+04)	100.2	
	PP (30*40)	15.15	
	PS (30*40)	12.60	
	Poteau (55*55)	23.00	
	Escalier (palier+volée)	13.18	
	Plancher dalle pleine	17.64	
	Total :	1595.24	307.66
N9	Venant de N8	1595.24	
	Plancher à corps creux (16+04)	100.2	
	PP (30*40)	15.15	
	PS (30*40)	12.60	
	Poteau (60*60)	27.50	
	Escalier (palier+volée)	13.18	
	Plancher dalle pleine	17.64	
	Total :	1781.51	345.50
N10	Venant de N9	1781.51	
	Plancher à corps creux (16+04)	100.2	
	PP (30*40)	15.15	
	PS (30*40)	12.60	
	Poteau (60*60)	27.50	
	Escalier (palier+volée)	13.18	
	Plancher dalle pleine	17.64	
	Total :	1967.78	383.34
N11	Venant de N10	1967.78	
	Plancher à corps creux (16+04)	100.2	
	PP (30*40)	15.15	
	PS (30*40)	12.60	
	Poteau (60*60)	22.50	
	Escalier (palier+volée)	13.18	
	Plancher dalle pleine	17.64	
	Total :	2149.05	421.18
Ns =Gt + Qt		Ns =	2570.23 KN
Nu = 1.35Gt + 1.5Qt		Nu =	3532.98 KN

Selon le CBA93 (Art B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%. Après majoration on trouve : $N_u = 3886.27 \text{ KN}$.

II-3-3-6 Vérifications

A-Vérification des poteaux à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec B : section du poteau.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau II-12 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Etages	Nu (KN)	Section (m ²)	Condition $\bar{\sigma} > \sigma_{cal}$		observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_{cal} (Mpa)	
S-SOL et RDC+1^{er}	3886.27	0.60*0.60	14.20	10.79	Vérifiée
2+3+4^{ème}	2876.57	0.55*0.55	14.20	9.50	
5+6+7^{ème}	1879.49	0.50*0.50	14.20	7.51	
8+9+10^{ème}	900.21	0.45*0.45	14.20	4.44	

B- Vérification du critère de stabilité de forme

D'après le CBA 93, on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$; a et b : dimensions du poteau

$A_s \geq 0.8\% * B_r$ on prend $A_s = 1\% B_r$

BAEL 91(7-4-2)

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

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

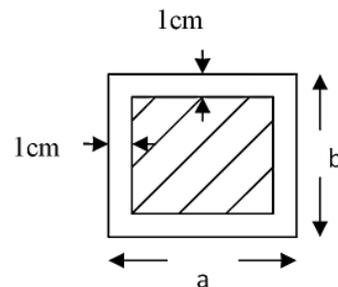


Figure II-9 : Section réduite du poteau

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

❖ **Vérification du poteau du sous-sol**

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.52 = 1.76\text{m.}$$

$$B = 0.6 * 0.6 = 0.36 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.6 \times 0.6^3}{12} = 1.08 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{1.08 \times 10^{-2}}{0.36}} = 0.173\text{m}$$

$$\lambda = \frac{1.76}{0.173} = 10.16 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{10.16}{35}\right)^2} = 0.83$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{3886.27 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.212\text{m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.3364\text{m}^2$$

$0.3364 > 0.212 \Rightarrow$ le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérifications au flambement sont résumés dans le tableau II-13.

Tableau II-13 : vérification des poteaux au flambement

Etages	Nu (KN)	Section (m ²)	Condition Br > Br _{cal}		observation
			Br	Br _{cal}	

S-SOL et RDC+1^{er}	3886.27	0.60*0.60	0.3364	0.212	Vérifiée
2+3+4^{ème}	2876.57	0.55*0.55	0.2800	0.160	
5+6+7^{ème}	1879.49	0.50*0.50	0.2300	0.152	
8+9+10^{ème}	900.21	0.45*0.45	0.2000	0.050	

Le tableau ci-dessus résume les vérifications au flambement des poteaux de tous les étages, on remarque que la condition est vérifiée pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

II-4 Conclusion

Les sections optées pour les éléments structuraux sont résumées dans le tableau II-14

Tableau II-14 : Dimensions des éléments structuraux

Eléments	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
Poutres principales+ Poutres secondaires	30	40
Poteaux du sous-sol et le RDC+1 ^{er} étage	60	60
Poteaux du 2+3+4 ^{ème} étages	55	55
Poteaux du 5+6+7 ^{ème} étages	50	50
Poteaux du 8+9+10 ^{ème} étages	45	45
Voiles de contreventements	e = 15cm	

Chapitre III

Etude Des Eléments Secondaires

III-1 Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires à savoir : planchers, escaliers, acrotère et ascenseur.

III-2 CALCUL DES PLANCHERS

III-2-1. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

• Pré-dimensionnement des poutrelles

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

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

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

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$l_x = 55 \text{ cm (entre nus des poutrelles)}$$

$$l_y = 435 \text{ cm (entre nus d'appui des poutres principales).}$$

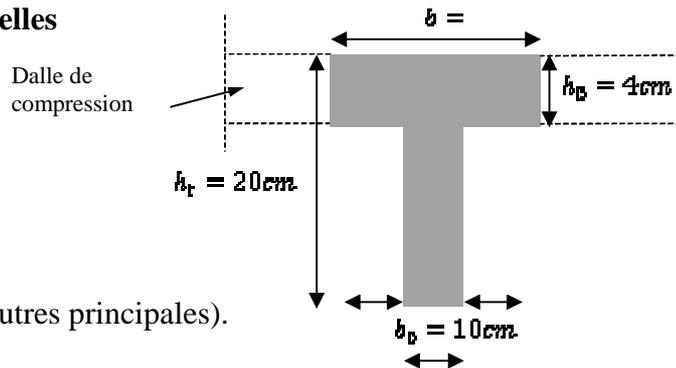


Figure III-2-1 : Dimension de la poutrelle

III-2-2 Méthode de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe deux méthodes :

- Méthode Forfaitaire (Voir l'annexe E1)
- Méthode de Caquot (Voir l'annexe E2)

III-2-3 Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{À l'ELU : } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = (G + Q) \times b$$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65\text{m}$.

Tableau III-2-1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Plancher étage courant	5.37	1.50	6.17	4.46
Terrasse inaccessible	7.06	1.00	7.17	5.24

III-2-4 Différents types de poutrelles

Selon la disposition adoptée fig (II-1) les planchers présentent 5 types de poutrelles qui sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-2-2: les différents types de poutrelles

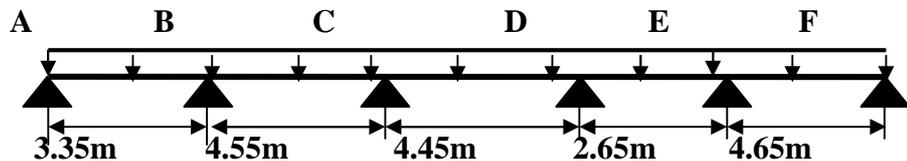
Types	Schéma statique	Position
1 ^{er} type		De RDC jusqu'au 5 ^{ème} + 7 ^{ème}
2 ^{ème} type		De RDC jusqu'au 5 ^{ème} + 7 ^{ème} étages
3 ^{ème} type		De RDC jusqu'au 5 ^{ème} + 7 ^{ème} étages
4 ^{ème} type		De RDC jusqu'au 10 ^{ème} étages
5 ^{ème} type		9 ^{ème} étages

III-2-5 Calcul des sollicitations

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple (méthode forfaitaire pour le type 4, et la méthode Caquot pour le type 1) les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

A) Etude poutrelle du type 1

- plancher étage courant



- Conditions d'application de la méthode forfaitaire :
 - des charges telle que $Q \leq \min(2 \cdot G ; 5 \text{ KN/m}^2)$,.....(1)
 - une inertie constante sur les différentes travées,.....(2)
 - des portées ayant un rapport compris entre 0.8 et 1.25,.....(3)
 - une fissuration non préjudiciable,..... (4)

($l_i/l_{i+1} = 4.45/2.65 = 1.68 > 1.25$).

On voit que la condition(3) d'application de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite donc on applique la méthode de Caquot

-Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

q_g, q_d : étant le chargement à gauche (resp à droite) de l'appui.

L'_g, L'_d : étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

-Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.35\text{m}$$

$$L'_{BC} = 0.8 * L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4.55 = 3.64\text{m}$$

$$L'_{CD} = 0.8 * L_{CD} = 3.56\text{m}$$

$$L'_{DE} = 0.8 * L_{DE} = 2.12\text{m}$$

$$L'_{EF} = L_{EF} = 4.65\text{m}$$

-Les moments aux appuis

❖ A' l'ELU

$$q_u = 6.17\text{KN/m}$$

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = \frac{6.17 \times (3.35^3 + 3.64^3)}{8.5 \times (3.35 + 3.64)} \Rightarrow M_B = -8.91 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_C = \frac{6.17 \times (3.64^3 + 3.56^3)}{8.5 \times (3.64 + 3.56)} \Rightarrow M_C = -9.41 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_D = \frac{6.17 \times (3.56^3 + 2.12^3)}{8.5 \times (3.56 + 2.12)} \Rightarrow M_D = -6.98 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_E = \frac{6.17 \times (2.12^3 + 4.65^3)}{8.5 \times (2.12 + 4.65)} \Rightarrow M_E = -11.80 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

❖ A' l'ELS

$$q_s = 4.46\text{KN/m}$$

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = \frac{4.46 \times (3.35^3 + 3.64^3)}{8.5 \times (3.35 + 3.64)} \Rightarrow M_B = -6.44 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{4.46 \times (3.64^3 + 3.56^3)}{8.5 \times (3.64 + 3.56)} \Rightarrow M_C = -6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{4.46 \times (3.56^3 + 2.12^3)}{8.5 \times (3.56 + 2.12)} \Rightarrow M_D = -5.04 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{4.46 \times (2.12^3 + 4.65^3)}{8.5 \times (2.12 + 4.65)} \Rightarrow M_E = -8.53 \text{ KN.m}$$

-Moments aux travées

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\Rightarrow M(X) = \frac{q \times X}{2} \times (L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

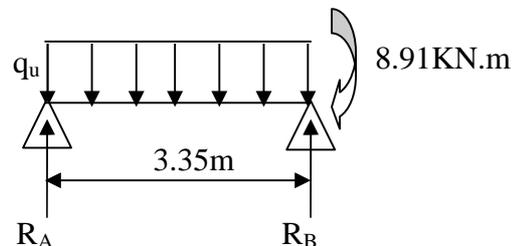
-Travée AB

❖ ELU

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{3.35 \times 6.17} = 1.24 \text{ m}$$

$$M = \frac{6.17 \times 1.24 \times (3.35 - 1.24)}{2} - 8.91 \times \frac{1.24}{3.35}$$

$$M_{AB}^{\max} = 4.77 \text{ KNm}$$



❖ ELS

$$x = \frac{3.35}{2} + \frac{(-6.44)}{3.35 \times 4.46} = 1.24 \text{ m}$$

$$M(1.24) = \frac{4.46 \times 1.24 \times (3.35 - 1.24)}{2} + (-6.44) \times \frac{1.24}{3.35}$$

$$M_{AB}^{\max} = 3.45 \text{ KN.m}$$

Pour les autres travers les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Les travées	B-C		C-D		D-E		E-F	
	X (m)	M (Kn.m)						
ELU	2.25	6.81	2.31	7.11	1.01	0	2.73	11.30
ELS	2.25	4.92	2.31	5.14	1.01	0	2.73	8.17

- Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes ;

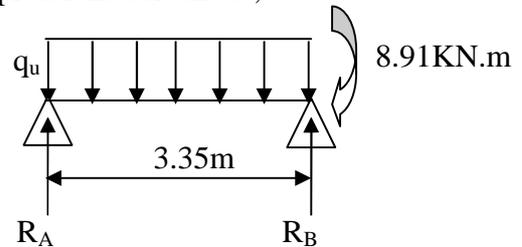
$$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i ; \quad V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

Travée AB

- ELU

$$V_A = \frac{6.17 \times 3.35}{2} + \frac{(-8.91)}{3.35} = 7.67 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.17 \times 3.35}{2} + \frac{(-8.91)}{3.35} = -12.99 \text{ KN}$$



Pour les autres travers les résultats sont résumés dans le tableau :

Travées	B-C	C-D	D-E	E-F
V_{i-1} (KN)	13.92	14.27	8.06	16.88
V_i (KN)	-14.14	-13.18	-8.28	-11.80

-Plancher terrasse inaccessible

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants.

- ELU

Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
A-B	3.35	7.17	0	-10.35	5.54	8.92	-15.09
B-C	4.55	7.17	-10.35	-10.93	7.91	16.18	-16.43
C-D	4.45	7.17	-10.93	-8.11	8.25	16.58	-15.31
D-E	2.65	7.17	-8.11	-13.71	0	9.37	-9.62
E-F	4.65	7.17	-13.71	0	13.13	19.49	-13.84

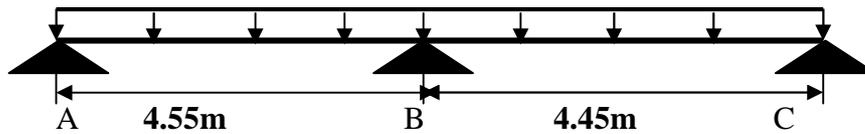
-ELS

Travée	L (m)	qs (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.35	5.24	0	-7.56	4.05
B-C	4.55	5.24	-7.56	-7.99	5.78
C-D	4.45	5.24	-7.99	-5.93	6.03
D-E	2.65	5.24	-5.93	-10.02	0
E-F	4.65	5.24	-10.02	0	9.59

B) Etude poutrelle du 4^{ème} type

-Plancher étage courant

- des charges telle que $Q \leq \min(2 \cdot G ; 5 \text{ KN/m}^2)$,.....(1)
- une inertie constante sur les différentes travées,..... (2)
- des portées ayant un rapport compris entre 0.8 et 1.25,.....(3)
- une fissuration non préjudiciable,.....(4)



Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations.

-Calcul des moments isostatiques

-ELU

$q_u = 6.17 \text{ KN/m}$

Travée AB : $M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 15.96 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_0^{BC} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 15.27 \text{ KN.m}$

- ELS

$q_s = 4.46 \text{ KN/m}$

Travée AB : $M_0^{AB} = \frac{q_s \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 11.54 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_0^{BC} = \frac{q_s \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 11.03 \text{ KN.m}$

- Moments aux appuis

Appuis de rive

A l'ELU : $M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -2.39 \text{ KN.m}$

A l'ELS : $M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -1.73 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaires

A l'ELU $M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -9.57 \text{ KN.m}$

A l'ELS $M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -6.92 \text{ KN.m}$

- Moment en travée

$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.37} = 0.218$

(1) $M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right.$

$$(2) \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{T.R} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots \text{T.I} \end{cases}$$

A l'ELU

Travée AB

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 12.21 \\ M_t^{AB} \geq 10.09 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 12.21 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 11.48 \\ M_t^{BC} \geq 9.66 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 11.48 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

Travée AB

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 8.83 \\ M_t^{AB} \geq 7.30 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 8.83 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 8.28 \\ M_t^{BC} \geq 6.97 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 8.28 \text{ KN.m}$$

-Les efforts tranchants

A l'ELU

Travée AB

$$V_A = \frac{6.17 \times 4.55}{2} = 14.03 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -16.13 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.17 \times 4.45}{2} = 15.78 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.17 \times 4.45}{2} = -13.72 \text{ KN}$$

-Plancher terrasse inaccessible

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	type	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	4	A-B	4.55	18.55	0	-11.13	13.91	16.31	-18.75

ELS	B-C	4.45	17.74	-11.13	0	13.07	18.34	-15.95
	A-B	4.55	13.56	0	-8.13	10.16	/	/
	B-C	4.45	12.97	-8.13	0	9.54	/	/

Pour les autres types de poutrelles, les sollicitations de sont représentées dans les tableaux suivant :

Tableau III-2-3 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.

type	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant (KN)			
				M _g	M _d		V _g	V _d		
ELU	1	A-B	3.35	/	-1.53	-8.91	4.77	7.67	-12.99	
		B-C	4.55	/	-8.91	-9.41	6.80	13.92	-14.14	
		C-D	4.45	/	-9.41	-6.98	7.10	14.27	-13.18	
		D-E	2.65	/	-6.98	-11.80	0	8.06	-8.28	
		E-F	3.64	/	-11.80	-1.53	11.29	16.88	-11.80	
	2	A-B	3.35	/	-2.39	-12.10	3.66	6.72	-13.94	
		B-C	4.55	/	-12.10	-2.39	10.48	16.69	-11.37	
	3	A-B	2.65	/	-2.50	-11.85	1.11	3.70	-12.64	
		B-C	4.65	/	-11.84	-2.50	11.28	16.89	-11.79	
	4	A-B	4.55	15.96	-2.39	-9.57	12.21	14.03	-16.13	
		B-C	4.45	15.27	-9.57	-2.39	11.48	15.78	-13.72	
	5	A-B	4.55	15.96	-2.40	-2.40	15.96	14.03	-14.03	
	ELS	1	A-B	3.35	/	-1.10	-6.44	3.45	/	/
			B-C	4.55	/	-6.44	-6.80	4.94	/	/
			C-D	4.45	/	-6.80	-5.04	5.13	/	/
D-E			2.65	/	-5.04	-8.53	0	/	/	
E-F			3.64	/	-8.53	-1.10	8.16	/	/	
2		A-B	3.35	/	-1.73	-8.75	2.64	/	/	
		B-C	4.55	/	-8.75	-1.73	7.58	/	/	
3		A-B	2.65	/	-1.80	-8.56	0.80	/	/	
		B-C	4.65	/	-8.56	-1.80	8.16	/	/	
4		A-B	4.55	11.54	-1.73	-6.92	8.83	/	/	
		B-C	4.45	11.03	-6.92	-1.73	8.28	/	/	
5		A-B	4.55	11.54	-1.73	-1.73	11.45	/	/	

Tableau III-2-4 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible

Type	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				M _g	M _d		V _g	V _d
1	A-B	3.35	/	-1.78	-10.35	5.54	8.92	-15.09
	B-C	4.55	/	-10.35	-10.93	7.91	16.18	-16.42
	C-D	4.45	/	-10.93	-8.11	8.25	16.58	-15.31

ELU		D-E	2.65	/	-8.11	-13.71	0	9.37	-9.62
		E-F	3.64	/	-13.71	-1.78	13.13	19.49	-13.84
	2	A-B	3.35	/	-2.55	-12.93	3.90	7.80	-16.20
		B-C	4.55	/	-12.93	-2.55	11.20	/	/
	3	A-B	2.65	/	-2.90	-13.76	1.29	4.30	-14.69
		B-C	4.65	/	-13.76	-2.90	13.10	16.62	-13.71
	4	A-B	4.55	18.55	-2.78	-11.13	13.67	16.31	-18.75
		B-C	4.45	17.74	-11.13	-2.78	12.83	18.34	-15.95
	5	A-B	/	/	/	/	/	/	/
	ELS	1	A-B	3.35	/	-1.30	-7.56	4.05	/
B-C			4.55	/	-7.56	-7.99	5.78	/	/
C-D			4.45	/	-7.99	-5.93	6.03	/	/
D-E			2.65	/	-5.93	-10.02	0	/	/
E-F			3.64	/	-10.02	-1.30	9.59	/	/
2		A-B	3.35	/	-2.03	-9.40	2.84	/	/
		B-C	4.55	/	-9.40	-2.03	8.14	/	/
3		A-B	2.65	/	-2.12	-10.06	0.94	/	/
		B-C	4.65	/	-10.06	-2.12	9.57	/	/
4		A-B	4.55	13.56	-2.034	-8.13	9.99	/	/
		B-C	4.45	12.97	-8.13	-2.034	9.38	/	/
5		A-B	/	/	/	/	/	/	/

Le ferrailage des poutrelles se fait avec les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III-2-5 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

Etages	Type	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
courants	01	-1.53	-11.80	11.29	16.88	-1.10	-8.53	8.16
	02	-2.39	-12.10	10.48	16.69	-1.73	-8.75	7.58
	03	-2.50	-11.84	11.28	16.89	-1.80	-8.56	8.16
	04	-2.39	-9.57	12.21	15.78	-1.73	-6.92	8.83
	05	-2.40	-2.40	15.96	16.90	-1.73	-1.73	11.55
Terrasse Inaccessible	01	-1.78	-13.71	13.13	19.62	-1.30	-10.02	9.59
	02	-2.55	-14.07	12.18	19.40	-2.03	-10.28	8.90
	03	-2.90	-13.76	13.10	16.62	-2.12	-10.06	9.57
	04	-2.78	-11.13	13.91	18.76	-2.034	-8.13	10.16
	05	/	/	/	/	/	/	/

III-2-6 Ferrailage des poutrelles

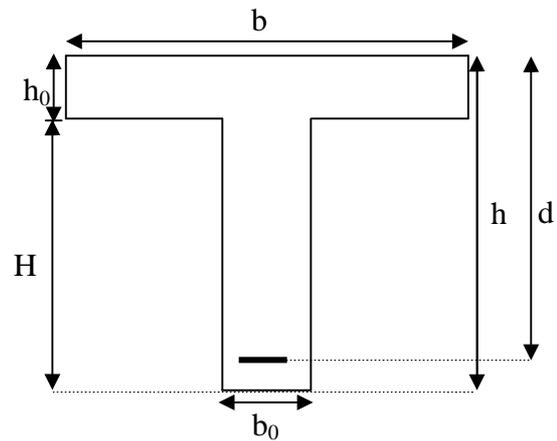
On prend comme exemple le ferrailage de la poutrelle type 4 du plancher étage courant qui est sollicité par les efforts suivants :

A l'ELU

$$M_{Travée}^{Max} = 12,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.39 \text{ KN.m (rive)} \\ -9.57 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases}$$

$$V^{Max} = 15.78 \text{ KN}$$



A l'ELS

$$M_{Travée}^{Max} = 8.83 \text{ KNm}$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.73 \text{ KNm (Rive)} \\ -6.92 \text{ KNm (interne)} \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

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

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$H = 16 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

A-calcul à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

- si $M_U \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression,

donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

- si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

1) Armatures longitudinales

➤ Ferrailage en travée

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 12.21 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.21 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.040$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 \times (1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.040$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\% \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.051$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.176 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{\text{travée}} = 1.99 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 2 \text{ HA } 12 = 2.26 \text{ cm}^2$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\text{Min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{Min}} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\text{Min}} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Ferraillage en appuis**

- Appuis intermédiaire

$$M_{\text{Interne}}^a = -9.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.208$$

$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne

sont pas nécessaires ($A'_s=0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.294$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.158 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{Interne}} = \frac{M_a^{\text{Rive}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{\text{Interne}} = 1.74 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 1 \text{ HA } 10 + 1 \text{ HA } 12 = 1.92 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\text{Min}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\text{Min}} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{Min}} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

-Appuis de rive

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	non fragilité
Appui de rive	2.39	0.051	0.06	0.175	0.39	1HA10=0.79	0.22	vérifier

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 * d} = \frac{16.15 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.89 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa}) = \min(3.25; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.89\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis**

- Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.79 + 2.26 = 3,05 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3,05 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 16.15 \times 10^{-3}}{400} = 0.46 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[16.15 - \frac{9.57}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -1.24 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 0.79 + 1.13 = 1.92 \text{ cm}^2 \geq -1.24 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure**

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{16.15 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.05 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{MPa}$$

2) Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_1^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm} .$$

On choisit un étrier de

$$\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 45.6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

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

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III-2-6 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
type	Position	μ_{bu}	A	Z(m) (m)	A(cm ²)	A Adopté (cm ²)	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	A Adopté (cm ²)
1	Travée	0.037	0.048	0.176	1.83	3HA10=2.37	1.41	0.57	1HA6
	App rive	0.033	0.041	0.176	0.24	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.039	0.05	0.176	1.92	1HA10+1HA14=2.33	0.22		
2	Travée	0.035	0.044	0.176	1.70	2HA10+1HA8=2.08	1.41		
	App rive	0.051	0.066	0.179	0.39	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.040	0.051	0.176	1.97	1HA14+1HA10=2.33	0.22		
3	Travée	0.037	0.048	0.176	1.83	2HA10+1HA8=2.08	1.41		
	App rive	0.054	0.069	0.174	0.41	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.039	0.050	0.176	1.93	1HA10+1HA14=2.33	0.22		
4	Travée	0.040	0.051	0.176	1.99	2HA12=2.26	1.41		
	App rive	0.051	0.066	0.175	0.39	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.208	0.294	0.158	1.74	1HA10+1HA12=1.92	0.22		
5	Travée	0.053	0.068	0.175	2.62	2HA12+1HA10=3.05	1.41		
	App rive	0.008	0.010	0.179	0.39	1HA10=0.79	0.22		

Tableau III-2-7 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible

type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	A	Z(m) (m)	A(cm ²)	A Adopté (cm2)	A ^{Min} (cm ²)	A(cm ²)	A Adopté (cm2)
1	Travée	0.044	0.056	0.175	2.14	2HA12+1HA8=2.76	1.41	0.57	1HA6
	App rive	0.038	0.049	0.176	0.28	1HA12=1.13	0.22		
	App int	0.045	0.058	0.175	2.24	1HA14+1HA12=2.67	0.22		
2	Travée	0.040	0.052	0.176	1.98	2HA12+1HA8=2.76	1.41		
	App rive	0.055	0.071	0.174	0.41	1HA12=1.13	0.22		
	App int	0.047	0.060	0.175	2.30	1HA14+1HA12=2.67	0.22		
3	Travée	0.043	0.056	0.175	2.14	2HA12=2.26	1.41		
	App rive	0.063	0.081	0.174	0.47	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.046	0.059	0.175	2.25	1HA14+1HA12=2.67	0.22		
4	Travée	0.046	0.059	0.175	2.27	2HA12+1HA8=2.76	1.41		
	App rive	0.060	0.077	0.174	0.45	1HA10=0.79	0.22		
	App int	0.037	0.047	0.176	1.81	1HA14+1HA10=2.33	0.22		

B) Vérification à l'ELS

a- Etat limite d'ouverture des fissures

la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b- Etat limite de compression du béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

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

- En travée

$$M_{ser} = 8.83 \text{ KN.m ; } A = 2.26\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A'=0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 4.54 \times 10^{-5} \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de Y

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15 A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15 Ad] = 0 \Rightarrow y = 3.84 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15 A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 8023.97 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.83 \times 3.84 \times 10^3}{8023.97} = 4.22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc la condition vérifiée

- En appuis

Appuis intermédiaires

$$M_{ser} = -6.92 \text{ KN.m} ; A = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.57 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 6982.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.92 \times 3.57 \times 10^3}{6982.68} = 3.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition}$$

vérifiée

- Appuis de rive

$$M_{ser} = -1.73 \text{ KN.m} ; A = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.38 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 3183.30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.73 \times 2.38 \times 10^3}{3183.30} = 1.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III-2-8: Vérification des contraintes dans le béton

Etage	type	Position	M _{ser} Kn.m	As Cm ²	Y(cm)	I (Cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	vérification
Etage courants	01	Travée	8.16	2.37	3.92	8352.77	3.83	15	Vérifiée
		App inter	-8.53	2.33	3.89	8233.64	4.03	15	Vérifiée
		App rive	-1.10	0.79	2.38	3183.30	0.82	15	Vérifiée
	02	Travée	7.58	2.08	3.70	7477.56	3.75	15	Vérifiée
		App inter	-8.75	2.33	3.89	8233.64	4.13	15	Vérifiée
		App rive	-1.73	0.79	2.38	3183.30	1.29	15	Vérifiée
	03	Travée	6.62	2.08	3.70	7477.56	3.27	15	Vérifiée
		App inter	-8.56	2.33	3.89	8233.64	4.04	15	Vérifiée
		App rive	-1.80	0.79	2.38	3183.30	1.34	15	Vérifiée
	04	Travée	8.83	2.26	3.84	8023.97	4.22	15	Vérifiée
		App inter	-6.92	1.92	3.57	6982.68	3.54	15	Vérifiée
		App rive	-1.73	0.79	2.38	3183.30	1.29	15	Vérifiée
05	Travée	11.45	3.05	4.38	10335.24	4.85	15	Vérifiée	
	App rive	-1.73	0.79	2.38	3183.3	1.29	15	Vérifiée	
Etage terrasse	01	Travée	9.59	2.76	4.19	9489.44	4.23	15	Vérifiée
		App inter	-10.02	2.67	4.13	9230.99	4.48	15	Vérifiée
		App rive	-1.30	1.13	2.81	4391.71	0.83	15	Vérifiée
	02	Travée	8.14	2.76	4.19	9489.44	3.59	15	Vérifiée
		App inter	-9.40	2.67	4.13	9230.99	4.20	15	Vérifiée
		App rive	-2.03	1.13	2.81	4391.71	1.30	15	Vérifiée
	03	Travée	7.78	2.26	2.69	8408.97	3.72	15	Vérifiée
		App inter	-10.06	2.67	4.13	9230.99	4.50	15	Vérifiée
		App rive	-2.12	1.13	3.84	8023.97	3.72	15	Vérifiée
	04	Travée	9.99	2.76	4.19	9489.44	4.41	15	Vérifiée
		App inter	-8.13	2.33	3.89	8233.64	3.84	15	Vérifiée
		App rive	-2.03	0.79	2.38	3183.30	1.52	15	Vérifiée

c) Vérification de la flèche

D’après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type ‘3’ de la terrasse inaccessible car c’est elle qui a la travée la plus grande (L=4.65 m).

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{465} = 0.043$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.043$$

⇒ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec :

f_{ig} et f_{vg} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{ip} : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 2) ; Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{l}{500} \text{ si la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500}$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{465}{500} = 0.93 \text{ cm}$$

Les propriétés de la section :

$$y = 2.69 \text{ cm}; \quad I = 8408.97 \text{ cm}^4; \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000. \quad \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}; \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa} \quad .$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.26 = 1333.9 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1333.9} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.20 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.20 \Rightarrow V_2 = 9.80 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.20^3 + 9.80^3) + 15 \times 2.26 \times (9.80 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 48105.56 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.0125$$

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0125 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 3.41$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.36$$

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.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 7.06 = 4.59 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (7.06 + 1) = 5.24 \text{ KN / m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.59 \times 4.65^2}{8} = 9.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4.65^2}{8} = 3.75 \text{ KN .m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{5.24 \times 4.65^2}{8} = 10.62 \text{ KN .m}$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I};$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.75 \times (0.18 - 0.0269) \times 10^5}{8408.97} \Rightarrow \sigma_{js} = 102.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{9.30 \times (0.18 - 0.0269) \times 10^5}{8408.97} \Rightarrow \sigma_{gs} = 253.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{10.62 \times (0.18 - 0.0269) \times 10^5}{8408.97} \Rightarrow \sigma_{ps} = 290.03 \text{ MPa}$$

Calcul de μ

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 253.98 + 2.1} = 0.75$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 102.41 + 2.1} = 0.49$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 290.03 + 2.1} = 0.77$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 48105.56}{1 + 3.41 \times 0.49} = 19812.09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 48105.56}{1 + 3.41 \times 0.75} = 14874.52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 48105.56}{1 + 3.41 \times 0.77} = 14594.73 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 48105.56}{1 + 1.36 \times 0.75} = 26196.09 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.75 \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 19812.09} \times 10^7 = 0.12 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{9.30 \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 14874.52} \times 10^7 = 0.42 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{9.30 \times 4.65^2}{10 \times 10721.4 \times 26196.09} \times 10^7 = 0.71 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{10.62 \times 4.65^2}{10 \times 32164.2 \times 14594.73} \times 10^7 = 0.48 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.71 + 0.48 - 0.42 - 0.12 = 0.65 \text{ cm} < f_{adm} = 0.95 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

III-2-7 Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III-2-9: Schéma de ferrailage des poutrelles

	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Type 1 étages courant	<p>1HA10 Etrier Ø6 3HA10 10 4</p>	<p>1HA10 1HA14 Etrier Ø6 3HA10 10 4</p>	<p>1HA10 Etrier Ø6 3HA10 10 4</p>
Type 2,3 étages courant	<p>1HA10 Etrier Ø6 2HA10 1HA8 10 4</p>	<p>1HA10 1HA14 Etrier Ø6 2HA10 1HA8 10 4</p>	<p>1HA10 1HA14 Etrier Ø6 2HA10 1HA8 10 4</p>

Type 4 étages courant	<p>1HA10 Etrier Ø6 2HA12 10 4</p>	<p>1HA10 1HA12 Etrier Ø6 2HA12 10 4</p>	<p>1HA10 Etrier Ø6 2HA12 10 4</p>
Type 5 étages courant	<p>1HA10 Etrier Ø6 2HA12 + 1HA10 10 4</p>		<p>1HA10 Etrier Ø6 2HA12 + 1HA10 10 4</p>

Type 1,2 terrasse inacc			
Type 3 terrasses inacc			
Type 4 terrasses inacc			

III-2-8 Etude de la dalle de compression

- Armatures perpendiculaires aux nervures

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé TS $\phi 5$ (150 × 150)

- Schéma de ferrailage de la dalle de compression

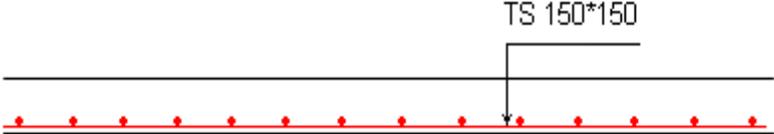


Figure III-2-2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III-3 ETUDE DES DALLES PLEINES

Une dalle pleine est un élément porteur, dont deux dimensions sont très grandes par rapport à la troisième dimension (épaisseur). Dans la présente étude, on distingue :

- Une dalle reposant sur trois appuis.
- Une dalle qui repose sur deux appuis.

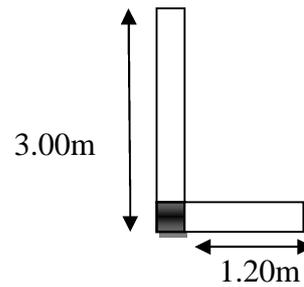


Figure III-3-1 : Dalle sur deux appuis

III-3-1 Dalle sur deux appuis (balcons)

A. Calcul du chargement

$$G=4.90 \text{ KN/m}^2 ; Q=3.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = (1.35 \times 4.90) + (1.5 \times 3.5) = 11.86 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4.90 + 3.50 = 8.40 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{3.00} = 0.4 \Rightarrow \rho \leq 0.4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens (sens x-x)

B. Calcul des sollicitations

$$M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = \frac{11.86 \times 1.20^2}{8} = 2.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{8.40 \times 1.20^2}{8} = 1.51 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$M_t = 0.85 M_0^x = 1.81 \text{ KN.m}$$

- En appui

$$M_a = 0.4 M_0^x = 0.85 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = 7.11 \text{ KN}$$

C. Ferrailage

Tableau III-3-1 Ferrailage de la dalle sur deux appuis

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)
Travée	1.81	0.0088	0.011	0,1195	0,43	5HA10 = 3,93
Appui	0,85	0.0041	0.0052	0,1197	0.20	4HA10 = 3,14

❖ Les armatures de répartition

$$A_y = \frac{A_s}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

❖ Calcul des espacements

$$S_{tx} = \min(33\text{cm} ; 3 * e) = \min(33 ; 3 * 14) ; \text{ Soit : } S_{tx} = 20 \text{ cm.}$$

$$S_{ty} = \min(45\text{cm} ; 4 * e) = \min(45 ; 4 * 14) ; \text{ Soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm.}$$

❖ Vérifications

a- La condition de non fragilité

$$e = 14\text{cm} \text{ et } \rho \leq 0,4$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.14 \Rightarrow A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_y$$

⇒ Donc la condition est vérifiée

b- L'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{7.11 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12} = 0.059 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.059 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 1.167 \text{ MPa}$$

c- A l'ELS

✓ **Etat limite de compression de béton**

$$b = 100 \text{ cm} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2 ; d = 12 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y ; y = 2.92 \text{ cm} ; I = 4713.12 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.51 \times 2.92 \times 10^3}{4713.12} = 0.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_b ; 150 \cdot \eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 2.90 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) . \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

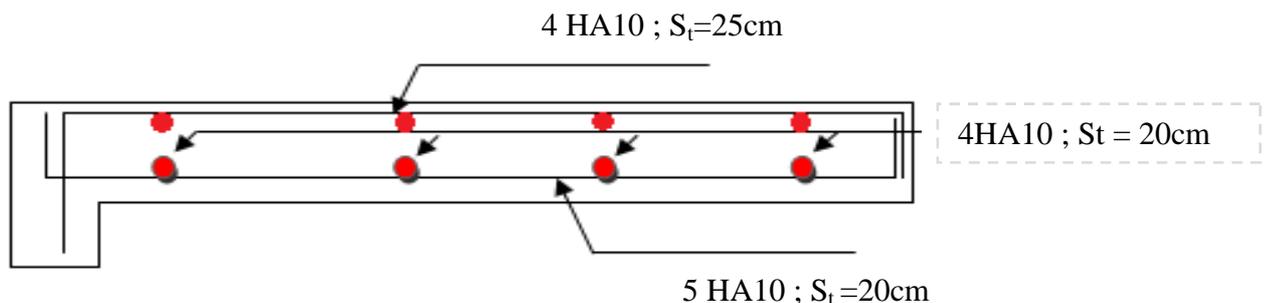


Figure III-3-2 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III-3-2- Dalles pleines sur trois appuis (balcons)

1- Méthode de calcul

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{q \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{q \times l_y^2}{8} \left(l_y - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$2) l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{q \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

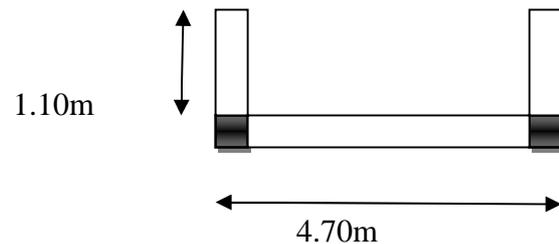


Figure III-3-3 : Dalle sur trois appuis

2- Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,10}{4,70} = 0,23 < 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens.

$$\frac{L_x}{2} = \frac{1 \cdot 10}{2} = 0,55 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_x < L_y/2$$

Donc :

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{q \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$\text{On a: } G = 4,90 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow p_u = 11,86 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = G + Q = 4,86 + 3,5 = 8,40 \text{ KN/m}^2$$

A- à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_x = \frac{11,86 \times 1,1^2 \times 4,7}{2} - \frac{2 \times 11,86 \times 1,1^3}{3} = 23,20 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y = \frac{11,86 \times 1,1^3}{6} = 2,63 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 19.721 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 2.23 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

-En appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 M_{0x} = 6.96 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ay} = 0.3 M_{0y} = 0.79 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10}; \text{ Soit } \phi_x = 12\text{mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 3\right) = 10.4\text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2}\phi_x + e\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3}{2}1.2 + 3\right) = 9.2\text{cm}$$

Tableau III-3-2 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis (balcons)

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon x	19.72	0.128	0.172	0.096	5.85	1.12	6HA12=6.79
	Selon y	2.23	0.018	0.023	0.091	0.70	1.12	4HA8=2.01
En appui	Selon x	6.96	0.045	0.057	0.101	1.96	1.12	4HA8=2.01
	Selon y	0.79	0.006	0.008	0.091	0.24	1.12	4HA8=2,01

3- Calcul de l'espacement des armatures

// à Ly : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$. Donc : $s_t < 45 \text{ cm}$; On opte : $S_t=25\text{cm}$

// à Lx : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$. Donc : $s_t < 33 \text{ cm}$; On opte : $S_t=15\text{cm}$

4- Vérification a l'E.L.U

•

L'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{q_U \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.86 \times 1.1}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.23}{2}} = 5.85 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{5.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.104} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.056 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

5- Vérification a l'E.L.S

a.

État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 8.40 \times \frac{1.1^2}{2} \times 4.7 - \frac{2}{3} \times 8.40 \times 1.1^3 = 16.43 \text{KN.m} \Rightarrow M_{\text{serx}} = 0.85 \times 16.43 = 13.96 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 8.40 \times \frac{1.1^3}{6} = 1.86 \text{KN.m} \Rightarrow M_{\text{sery}} = 0.85 \times 1.86 = 1.58 \text{KN.m} \end{cases}$$

Travée // L_x

Calcul de Y

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2}y^2 + 15 \times 6.79 \times 10^{-4}y - 15 \times 6.79 \times 10^{-4} \times 0.104 = 0$$

On trouve : $y = 0,0369 \text{ m}$

Calcul de I

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,0369^3 + 15 \times 6.79 \times 10^{-4} (0,104 - 0,0369)^2$$

$$I = 6260.48 \text{cm}^4$$

Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{13.96 \times 10^{-3} \times 0.0369}{6260.48 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 8.22 \text{MPa} \Rightarrow$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \text{ vérifié.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 \text{MPa} .$$

Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{13.96 \times 10^5}{6260.48} \times (0.104 - 0.0369) \Rightarrow \sigma_{st} = 224.43 \text{MPa} < 240 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée.

Travée //à L_y

Calcul de y

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad_y = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2}y^2 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4}y - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0,092 = 0$$

Racine d'équation seconde degré : $y = 2.07 \text{cm}$

Calcul de I

$$I = \frac{1}{3} \times 0,0207^3 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0,092 - 0,0207)^2 \Rightarrow I = 1828.39 \text{cm}^4$$

Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{1.58 \times 10^{-3} \times 0,0207}{1828 \cdot 39} = 1.79 \text{ MPa}$$

Donc c'est vérifié

Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{1.58 \times 10^{-3}}{1828 \cdot 39} \times (0.092 - 0.0207) = 92.42 < 240 \text{ MPa}$$

Donc c'est vérifié.

6- Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

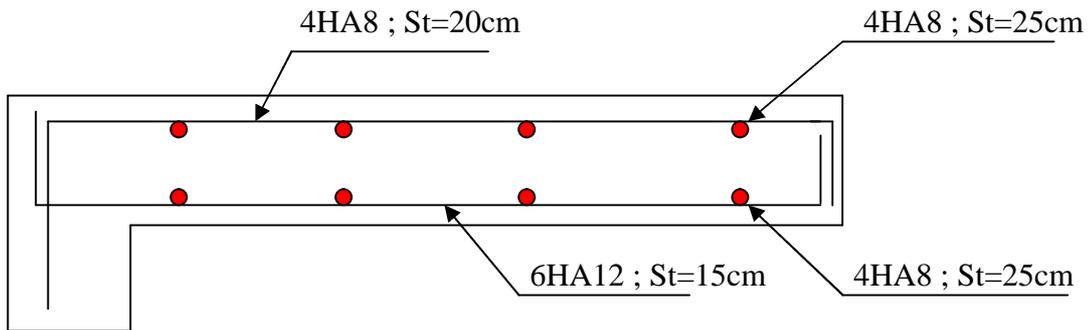


Figure III-3-4 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis

III-3-3- Dalles pleines sur trois appuis (passage de circulation)

1- Méthode de calcul

La méthode de calcul est la même comme les dalle plaines sur trois appuis (balcon)

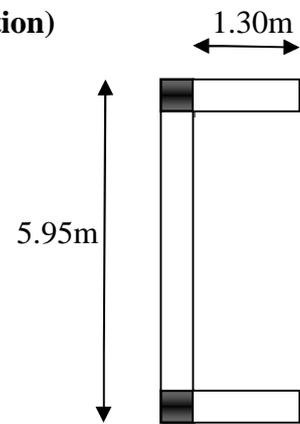


Figure III-3-5 : Dalle sur trois appuis

2- Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,30}{5,95} = 0.21 < 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens.(x-x)

$$\frac{L_x}{2} = \frac{1.30}{2} = 0.65 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_x < L_y/2 = 2.975 \text{ m}$$

Donc :

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{q \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

On a: $G = 4.90 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 $p_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow p_u = 8.87 \text{ KN/m}^2$
 $p_s = G + Q = 4.90 + 1.5 = 6.4 \text{ KN/m}^2$

à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_x = \frac{8.87 \times 1.3^2 \times 5.95}{2} - \frac{2 \times 8.87 \times 1.3^3}{3} = 31.60 \text{ KN.m} \\ M_y = \frac{8.87 \times 1.3^3}{6} = 3.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

à l'E.L.S

$$\begin{cases} M_{0x} = 6.40 \times \frac{1.3^2}{2} \times 5.95 - \frac{2}{3} \times 5.95 \times 1.3^3 = 22.80 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{serx}} = 0.85 \times 22.80 = 19.38 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 6.40 \times \frac{1.3^3}{6} = 2.34 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{sery}} = 0.85 \times 2.34 = 1.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour les autres résultats de calcul sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III-3-3 : Le ferrailage de la dalle pleine de passage de circulation

	Sens	M_0 (KN.m)	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
En travée	Selon x	31.60	23.70	0.154	0.210	0.095	7.15	1.12	6HA14=9.24
	Selon y	3.24	2.43	0.016	0.020	0.103	0.67	1.12	4HA8=2.01
En appui	Selon x	31.60	15.8	0.131	0.177	0.085	5.34	1.12	5HA12=5.65
	Selon y	3.24	1.62	0.013	0.016	0.091	0.51	1.12	4HA8 =2,01

3- Calcul de l'espacement des armatures

// à Ly : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$. Donc : $s_t < 45 \text{ cm}$; On opte : $S_t=25\text{cm}$

// à Lx : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$. Donc : $s_t < 33 \text{ cm}$; On opte: $S_t=15\text{cm}$

4- Vérification

Les vérifications sont dans le tableau suivant

							Observation
ELU	L'effort tranchant	$V_{\max}=5.21\text{KN}$		$\tau_{\max}=0.05\text{MPa}$	$\bar{\tau}=1.25\text{MPa}$		Vérifiée
ELS	État limite de compression du béton	Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
		x-x	4.94	7571.64	12.65	15	Vérifiée
	Etat limite d'ouverture des fissures	Sens	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
		x-x	4.94	7571.64	194.10	240	Vérifiée
y-y	1.97	2198.55	108.96	240	Vérifiée		

5- Schéma de ferrailage

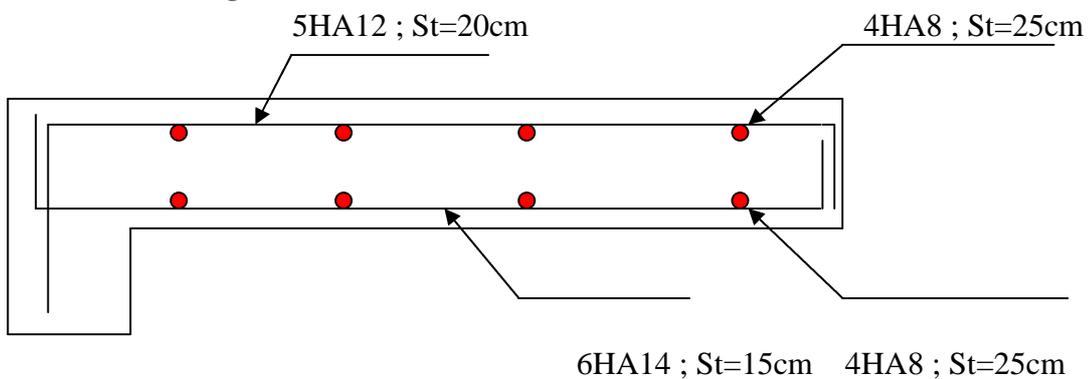


Figure III-3-6 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine du passage de circulation

III-4 ETUDE D'ESCALIER

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pieds d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

Dans notre projet on distingue deux(02) types d'escalier :

- Escalier droit à deux volées (escalier principale) en béton
- Escalier balancés à deux quarts tournants (escalier du duplex) en bois

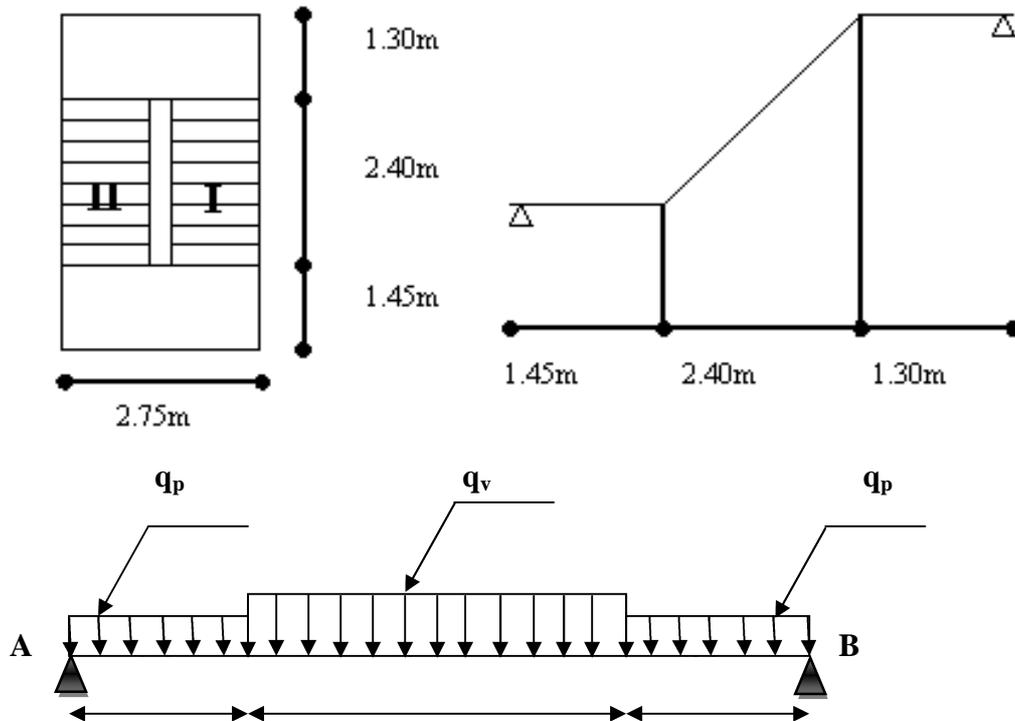


Figure III-4-1 : Schéma statique de l'escalier

❖ L'évaluation des charges et surcharges sont résumée dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Valeurs	
Epaisseur de la paillasse	20 cm	
Charge permanente sur	9.16 KN/m ²	
Charge permanente sur	6.35 KN/m ²	
Charge d'exploitation sur	2.5 KN/m ²	
Charge d'exploitation sur	2.5	KN/m ²

❖ **Combinaison de charges**

1- ELU

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 9.16 + 1.5 \times 2.5 = 16.11 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 4.90 + 1.5 \times 2.5 = 12.32 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{eq} = \frac{q_v \times L_v + q_p \times L_p}{(L_v + L_p)}$$

$$q_{eq} = \frac{12.32 \times 1.45 + 16.11 \times 2.4 + 12.32 \times 1.30}{(1.45 + 2.40 + 1.30)} = 14.08 \text{ KN/ml}$$

2- ELS

$$q_v = G_v + Q_v = 9.16 + 2.5 = 11.66 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.35 + 2.5 = 8.85 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{eq} = \frac{8.85 \times 1.45 + 11.66 \times 2.4 + 8.85 \times 1.30}{(1.45 + 2.40 + 1.30)} = 10.15 \text{ KN/ml}$$

III-4-1 Les sollicitations

Pour déterminer les sollicitations on va utiliser La méthode des charges équivalentes. Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-4-1 Sollicitations à l'ELU et à l'ELS

Combinaison	q_{eq} (KN/ml)	M_0^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V_A (KN)	V_B (KN)
ELU	14.08	46.68	-23.34	35.01	36.25	-36.25
ELS	10.51	34.84	-17.42	26.13	27.06	-27.06

$$\diamond M_0^{max} = \frac{q_{eq} \times (L_v + L_p)^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

$$\diamond M_a^{max} = -0.5 M_0^{max} : \text{Moment maximal au niveau des appuis.}$$

$$\diamond M_t^{max} = 0.75 M_0^{max} : \text{Moment maximal en travée.}$$

$$\diamond V_A : \text{Effort tranchant au niveau de l'appui A.}$$

$$\diamond V_B : \text{Effort tranchant au niveau de l'appui B.}$$

III-4-2 Ferrailage d'escalier

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de largeur de 1 ml

- $b = 1 \text{ ml.}$
- $e = 20 \text{ cm.}$
- $d = 18 \text{ cm.}$

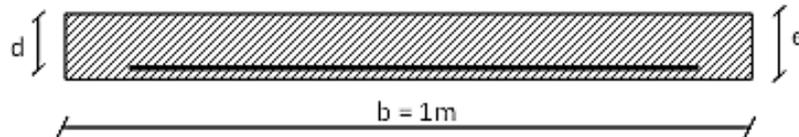


Figure III-4-2.Section de calcul

Dans ce type d'escalier on a la volée I est la même que la volée II, donc on va ferrailer seulement la volée I

Tableau III-4-2 : ferrailage de la volée I.

Position	M (KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	$A_{cal} \geq A_{min}$	A_{Adop} (cm ² /ml)
En Travée	35.01	0.076	0.099	0.172	5.81	2.17	vérifiée	4HA14=6.16
En appuis	23.34	0.050	0.065	0.175	3.82	2.17	vérifiée	4HA12=4.52

Vérifications condition de non fragilité [BAEL91]

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 6.16 > 2.17 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$A^a = 4.52 > 2.17 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée.}$$

❖ Calcul de l'espacement

On adopte un espacement qui vérifie la condition suivante : $S_t < \min(3 \times e ; 33 \text{ cm})$

$\Rightarrow S_t < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ on choisit $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{Adop}}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ m}^2/\text{ml} \quad \text{on choisit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement $\leq \min(4 \times e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$.

III-4-3 Vérifications à l'E.L.U

1- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{36.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.2 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\tau_{adm} = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{CBA.A .5.1.2.1.1})$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{ Pas de risque de cisaillement}$$

2- Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{\gamma \times V_u}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL (A.5.1.3.1.2), Avec : } A_l = (6.16 + 4.52) \text{ cm}^2 = 10.68 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 = 10.68 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 36.25 \times 10^{-3} / 400 = 1.04 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3- Vérification de l'adhérence

La condition à vérifier est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} \quad \text{Tel que :}$$

$\bar{\tau}_{su}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = \pi \times (4 \times \emptyset 14 + 4 \times \emptyset 12) = 326.56 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{36.25 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 326.56 \times 10^{-3}} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que} \quad \Psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} > \tau_{su} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-4-4 Vérification à l'ELS

1- Etat limite d'ouverture de fissures

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

2- Vérification des contraintes dans le béton

$$M_t^{ser} = 26.13 \text{ KN.m}; M_a^{ser} = -17.42 \text{ KN.m.}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

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

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 - A_s' \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau :

Tableau III-4-3 Vérification des contraintes dans le béton

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	17.42	15375.57	4.30	4.88	15	Vérifiée
Travées	26.13	19778.22	4.91	6.49	15	

Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.038 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée)} \quad \text{(BAEL.91)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.038 < 0.075 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0059 < 0.0776 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

La première et la deuxième condition n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée supérieur à 5m, la flèche admissible est égale à :

$$f_{adm} = \frac{515}{1000} + 0.5 = 1.01 \text{ cm}$$

$$M_j = 19.34 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 23.54 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 30.47 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,916 \text{ cm} \\ f_{adm} &= 0.5 + \frac{1}{1000} = 1.015 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III-4-5 Schéma de ferrailage

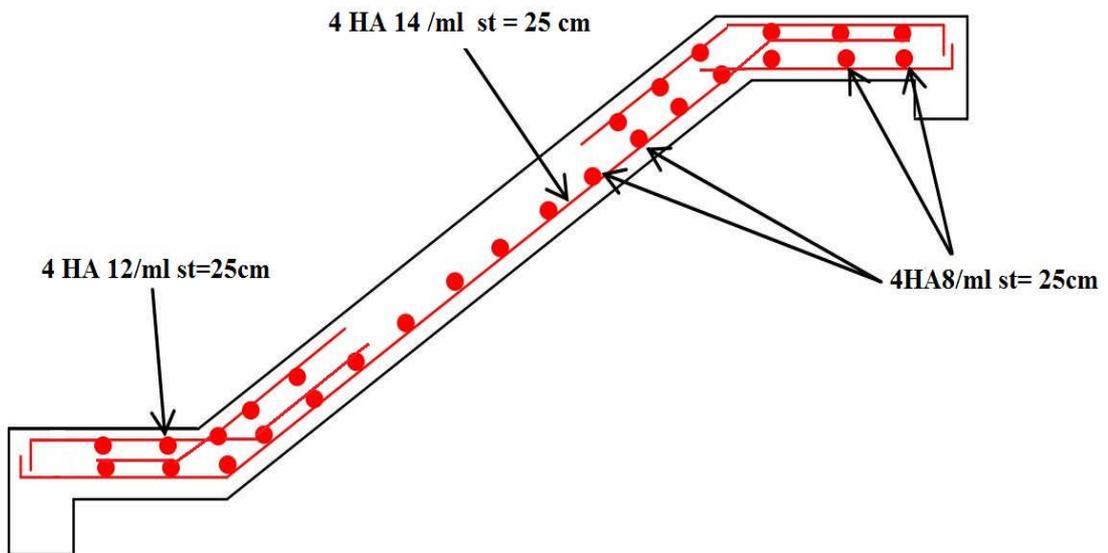


Figure III-4-3 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III-4-6 Etude de la poutre palier

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous l'effort tranchant qu'on calcule à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcule à la torsion.

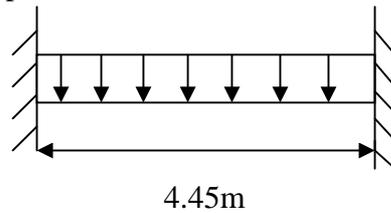


Figure III-4-4 : schéma statique de la poutre palière.

Remarque

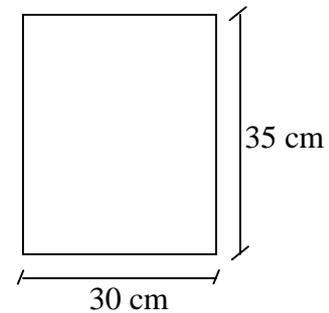
A cause d'une erreur architecturale (manque d'un poteau) la poutre palière sera de 4.45m au lieu de 2.75m avec modification dans l'aménagement de la structure.

❖ Pré dimensionnement

- Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 18 \text{ cm} < h < 27.5 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$



- Soit une section (0.35x0.30) m²

- Selon le RPA99 (version 2003 article 9.3.3)

$$\text{Le RPA exige : } \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{On adopte : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Les conditions du RPA2003

$$\text{Zone II : } \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{matrix} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \end{matrix} \dots\dots \text{Vérfiée pour } (b \cdot h) = (30 \cdot 35)$$

❖ Evaluation des sollicitations

Pour calculer les sollicitations, on considère la poutre bi encastree à ses deux extremités (voir figure III-4-4). La poutre reprend son poids propre, le poids du palier et celui de la volée

A- Poids propre de la poutre : $g = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$

B- Poids de la volée : $G_v = 9.16 \times 1.2 \text{ KN/m}^2$

C- Poids du palier : $G_p = 6.35 \times 1.45 \text{ KN/m}^2$

Donc :

$$G = G_v + G_p + g = 20.19 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \times 2.65 = 6.62 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 37.18 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = G + Q = 26.81 \text{ KN/m}$$

❖ Calcul à la flexion simple

- ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 37.18 \text{ KN/ml}$$

$$M^t = \frac{Q_u \times L^2}{24} = 30,67 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -\frac{Q_u \times L^2}{12} = -61,35 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = 82,72 \text{ KN}$$

- ELS

$$Q_s = G + Q = 26,81 \text{ KN/ml}$$

$$M^t = \frac{Q_s \times L^2}{24} = 22.12 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -\frac{Q_s \times L^2}{12} = -44.24 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{Q_s \times L}{2} = 59.65 \text{ KN}$$

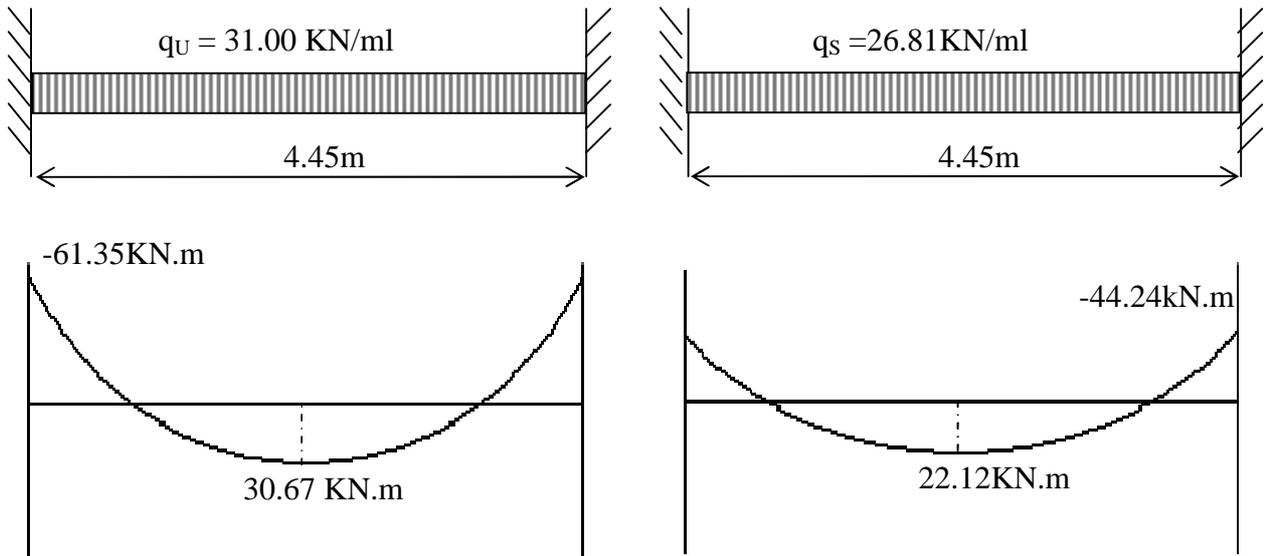


Figure III-4-5 : Diagramme des moments de la poutre palière.

❖ Ferrailage

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III-4-4 : Calcul des armatures principales.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Travée	30.67	0.066	0.085	0.318	2.76	5.25
Appui	61.35	0.132	0.178	0.306	5.75	5.25

❖ Exigence du RPA (Art7.5.2.1)

$$A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 5.25cm^2$$

On ferraille donc avec le $A_{min} = 5.25cm^2$ en travée soit :

$$A_t = 5HA12 = 5.65cm^2$$

$$A_a = 6HA12 = 6.78cm^2$$

➤ Vérification à l'ELU

- Effort tranchant

$$V_u = 82.72KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.835MPa \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{C28}; 5MPa\right) = 3.25MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

• **Influence sur les armatures inférieures**

$$V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \leq 0 \Rightarrow 82.72 - \frac{61.35}{0.9 \times 0.33} = -123.84 \leq 0$$

Les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Armatures transversales**

$$V_u^{\max} = q_u \times l^2 / 2 = 82.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / (b_0 \times d) = 0.835$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPA}) \Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Donc les armatures droites sont suffisantes.

$$A_t \geq \frac{0.40 \times b \times S_t}{f_e} \geq \frac{0.40 \times 300 \times 200}{400} = 0.60 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

• **Calcul de l'espacement S_t**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 29.7 \text{ cm} \quad \text{On opte : } S_t = 20 \text{ cm en travée et en appui.}$$

➤ **Calcul à la torsion**

M_{tor} : Calculé par la méthode d'RDM, ce moment engendré par les charges ramenées par le palier et la volée).

$$M^{\text{torsion}} = M^a = -17.79 \text{ KN.m}$$

L'expérience montre que pour une section pleine, le noyau de cette dernière ne joue aucun rôle dans l'ELU de la torsion donc on considère une section creuse d'épaisseur fictive.

-Principe BAEL (Chap.II.b)

La section réelle est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

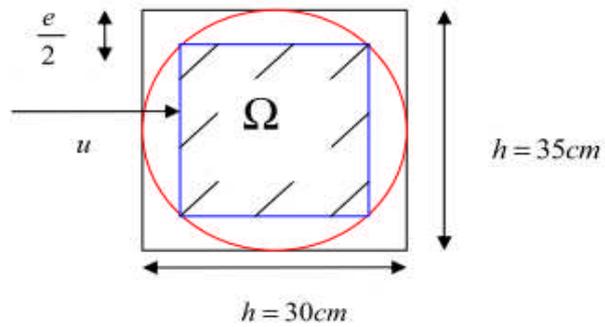


Figure III-4-6 : Section considérée dans le calcul à la torsion

➤ **Calcul de Ω : aire du contour du tracé à mi-épaisseur de la paroi.**

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 750 \text{ cm}^2 ; U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 110 \text{ cm}$$

➤ **Ferraillage**

La section des armatures longitudinales et transversales est donnée par :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot \gamma_s} = \frac{A_t \cdot f_e}{\mu \cdot \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega}$$

➤ Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{M_t \cdot \mu \cdot \gamma_s}{2 \cdot f_e \cdot \Omega} = 1.874 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures transversales :

$$A_t = \frac{M_t \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = 0.340 \text{ cm}^2$$

- Conclusion

La section de ferraillage totale (A) est calculée en flexion + torsion et elle est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III-4-5 : Section d'armatures

Ferraillage (cm ²)	Flexion simple		Torsion	A _{adop} (cm ²)		
	En Travée	En appui		Flexion		Torsion
				En travée	En appui	
Armatures Longitudinales	5.25	5.75	1.874	3HA14=6.18	3HA14+2HA12=6.88	2HA12=2.26
Armatures transversales	0.60		0.340	4HA8=2.01cm ² (2cadre HA8)		

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

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

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{\text{torsion}}^2 + \tau_{\text{flexion}}^2}$$

On a :

$$V_{\text{max}} = 38.81 \text{ KN} ; \quad \tau_{\text{flexion}} = 0.392 \text{ MPa} ; \quad \tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = 1.18 \text{ MPa} \quad \text{D'où}$$

$$\tau_u = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à ELS**

-Vérification de la contrainte de béton

Tableau III-4-6 : Vérification de la contrainte de béton

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	A (cm ²)	$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} \times \frac{y}{I}$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	6.50	0.12	62791.2	6.88	1.24	15	Vérifiée
Appui	13.00	0.12	62791.2	6.88	2.48	15	Vérifiée

-Vérification de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 1.02 > 0.0625$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0069 < 0.01$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de Ferrailage de la poutre palière

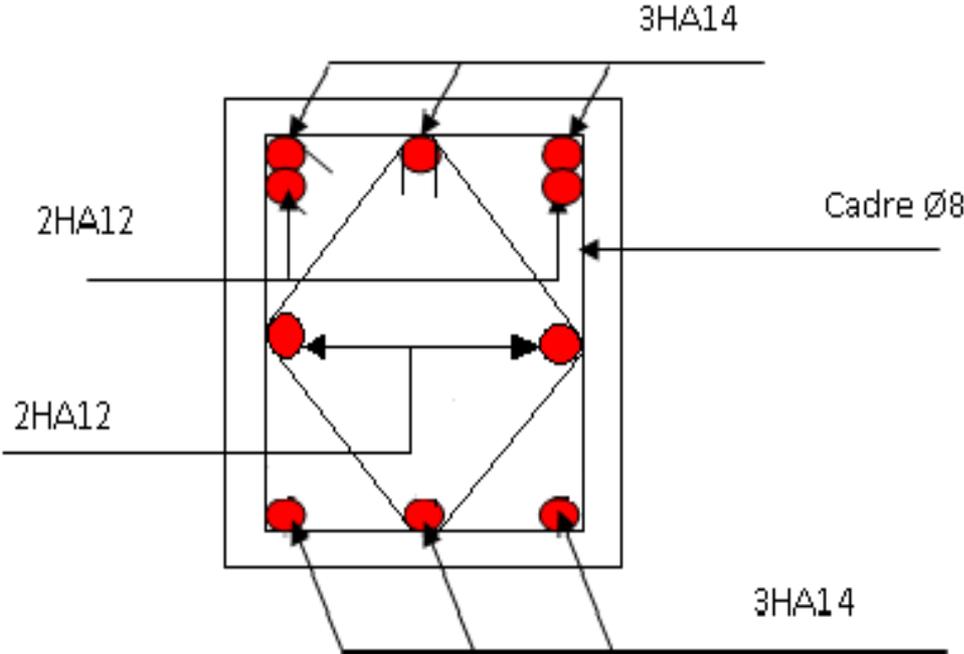


Figure III-4-7 : Ferrailage de la poutre palière

III-5 ACROTÈRE

III-5-1 Définition

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III-5-2 Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

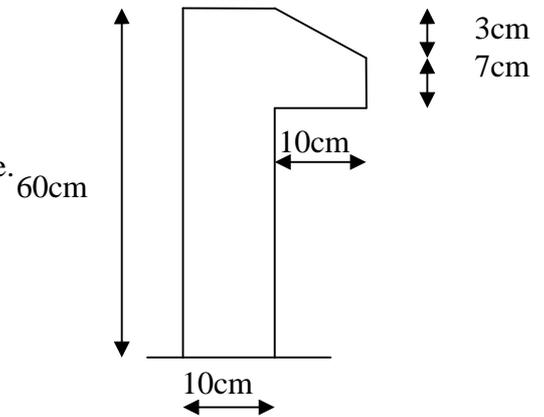


Figure III-5-1 : Coupe de l'acrotère

III-5-3 Evaluation des charges et surcharges



Verticales

Tableau III-5-1 : Charge et surcharge

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit en ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0685	1.7125	0.40	2.1125	1

❖ Horizontales (due au séisme)

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

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

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tableau 6.1 du RPA99).

W_p : Poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.

- Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0.15. \\ C_p = 0.8. \end{cases}$$

W_p = 2.1125 KN/ml.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 2.1125 \Rightarrow F_p = 1.014 \text{ KN}$$

N.B : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III-5-4 Calcul des sollicitations

A-calcul de centre de pression

$$x_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} \quad y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

Tel que : $\sum A_i = S$

$$x_c = \frac{(0.6 \cdot 0.1) \cdot \left(\frac{0.1}{2}\right) + (0.1 \cdot 0.07) \cdot (0.1 + 0.05) + \left(0.1 \cdot \frac{0.02}{2}\right) \cdot \left(0.1 + \frac{0.1}{2}\right)}{0.0685}$$

$$y_c = \frac{(0.6 \cdot 0.1) \cdot \left(\frac{0.6}{2}\right) + (0.1 \cdot 0.07) \cdot (0.535) + \left(0.1 \cdot \frac{0.02}{2}\right) \cdot (0.59)}{0.0685}$$

$$x_c = 0.0620\text{m}$$

$$y_c = 0.330\text{m}$$

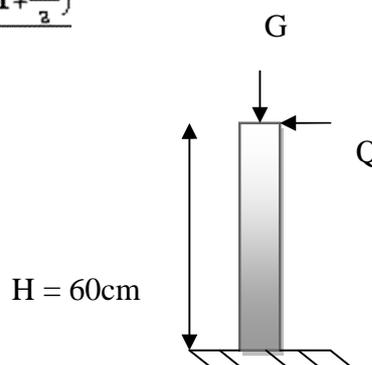


Figure III-5-2 : Sollicitation sur l'acrotère

B- Moments engendrés par les efforts normaux

$$N_G = 2.1125\text{KN/ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$N_Q = 1\text{ KN/ml} \rightarrow M_Q = 1 \cdot 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6\text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1.014\text{ KN} \rightarrow M_{Fp} = F_p \cdot y_c = 1.014 \cdot 0.330 \Rightarrow M_{Fp} = 0.3346\text{ KN.m.}$$

N.B : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III-5-2 : Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35*G+1.5*Q	G+Q
N (KN)	2.1125	2.851	2.1125
M (KN.m)	0.934	0.9	0.6

III-5-5 Calcul de l'excentricité

$$e_1 = \frac{M_{11}}{N_{11}} = \frac{0.9}{2.851} = 0.315\text{m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1\text{m}$$

$$\Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{section est partiellement comprimée}$$

$e_2 = e_1 + e_a$; tel que e_a : excentricité additionnelle

e_1 : excentricité structurale (résultant des contraintes normales avant l'application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2\text{cm}; H/250) = \max(2\text{cm}; 60/250) = 2\text{cm.}$$

$$\text{D'où : } e_2 = 0.315 + 0.02 \Rightarrow e_2 = 0.335\text{m}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \cdot L_f^2 \cdot (2 + \alpha \cdot \emptyset)}{10^4 \cdot h} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

Tel que α : Le rapport du moment du premier ordre du aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

\emptyset : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

h : La hauteur de la section qui égale à 10cm

L_f : Longueur de flambement qui égale à $2 \cdot l_0$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \cdot (2 \cdot 0.6)^2 \cdot (2 + 0)}{10^4 \cdot 0.1} = 0.00864\text{m}$$

$$\text{D'où } e_t = e_2 + e_3 = 0.335 + 0.00864 \Rightarrow e_t = 0.34364\text{m}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2.851 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_u = N_u \cdot e_t = 2.851 \cdot 0.34364 = 0.98 \text{ KN.m}$$

III-5-6 Ferrailage de l'acrotère

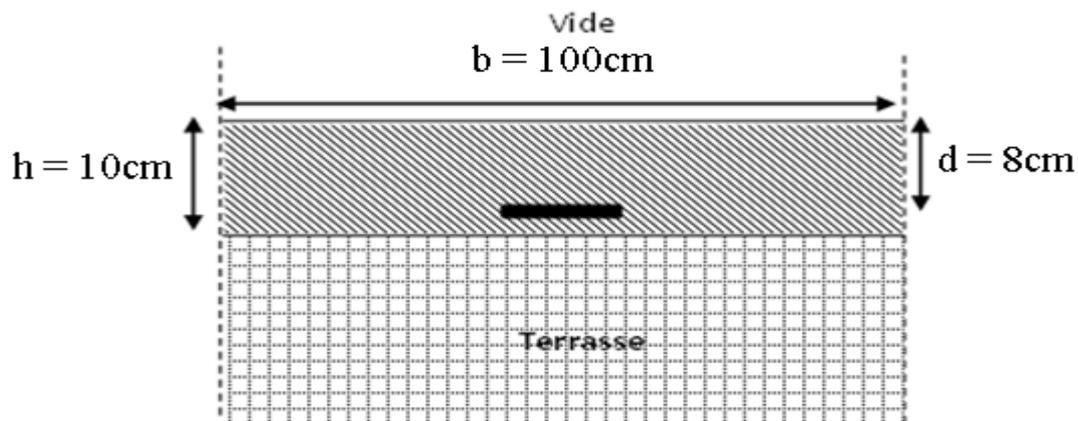


Figure III-5-3 : Section de calcul de l'acrotère

A-Calcul à ELU

$h = 10\text{cm}$; $d = 8\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$.

Le ferrailage est calculé à l'ELU, Puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion

simple pour une section rectangulaire $b \times h$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.98 + 2.851 \times (0.08 - 0.10/2) = 1.06 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 1.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0116$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0116}}{0.8} = 0.0145$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0145) = 0.08m$$

$$A_1 = \frac{M_f}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{348 \times 0.08} = 0.38 \text{ cm}^2.$$

En flexion composée on a :

N_u est un effort de compression

$$\Rightarrow A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{2.851 \times 10^{-3}}{348} = 0.30 \text{ cm}^2.$$

B-Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte : $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

C- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D- Espacement

➤ Armatures principale : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

III-5-7 Vérification à l'E.L.U

❖ Vérification au cisaillement

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.014 + 1 \Rightarrow V_u = 2.014 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.014 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.025 \text{ MPa} \Rightarrow$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

III-5-8 Vérification à l'ELS

$d = 0.08 \text{ m}$; $N_{ser} = 2.1125 \text{ KN}$; $M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HA (haute adhérence).

❖ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150 \times \eta\right) = \min(266.67; 240) = 240 \text{MPa}$$

1- Calcul de l'excentricité

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.6}{2.1125} = 0.284 \text{m.}$$

$e_G > \frac{H}{2} = 0.05 \text{m}$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

2-Position du centre de poussée

D'après la convention de signe illustrée par le schéma à côté on a :

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$|c| = \left| e_G - \frac{h}{2} \right| \Rightarrow |c| = |0.28 - 0.05| \Rightarrow c = -0.234 \text{ m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0.$$

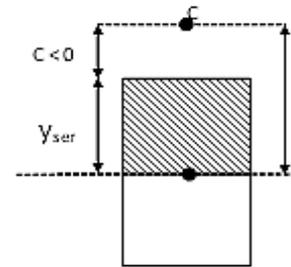


Figure III-5-4 : Convention de signe

Avec :

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c-d) + 90 \frac{A}{b} (d-c)$$

$$P = -3 \times (-0.234)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.234}{1} \Rightarrow P = -0.164 \text{m}^3$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c-d)^2 - 90 \frac{A}{b} (d-c)^2$$

$$q = -2 \times (-0.234)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.234)^2}{1} \Rightarrow q = 0.024 \text{ m}^3$$

Tel que :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = 0.024^2 + \frac{4 \times (-0.164)^3}{27} = -7.74 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}}, \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 159.85^\circ, \quad a = 0.47$$

$$Y_1 = 28.10 \text{cm}; \quad Y_2 = -46.67 \text{cm}; \quad Y_3 = 13.52 \text{cm}$$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < H = 10\text{cm.}$$

$$Y_1 = 28.10 \Rightarrow Y_1 + C = 4.7\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

$$Y_2 = -46.67 \Rightarrow Y_2 + C = -70.07\text{cm} \dots \dots \dots \text{N'est pas vérifiée}$$

$$Y_3 = 13.52 \Rightarrow Y_3 + C = -9.88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{N'est pas vérifiée}$$

Donc on choisit $Y_c = 28.10\text{cm} \Rightarrow Y_{ser} = 4.7\text{cm}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 4.008 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.1125 \times 10^{-3}}{4.008 \times 10^{-2}} \times 0.047 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0024\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.1125 \times 10^{-3}}{4.008 \times 10^{-2}} \times (0.08 - 0.047) \Rightarrow \sigma_s = 0.026\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st}$$

III-5-9 Schéma de ferrailage

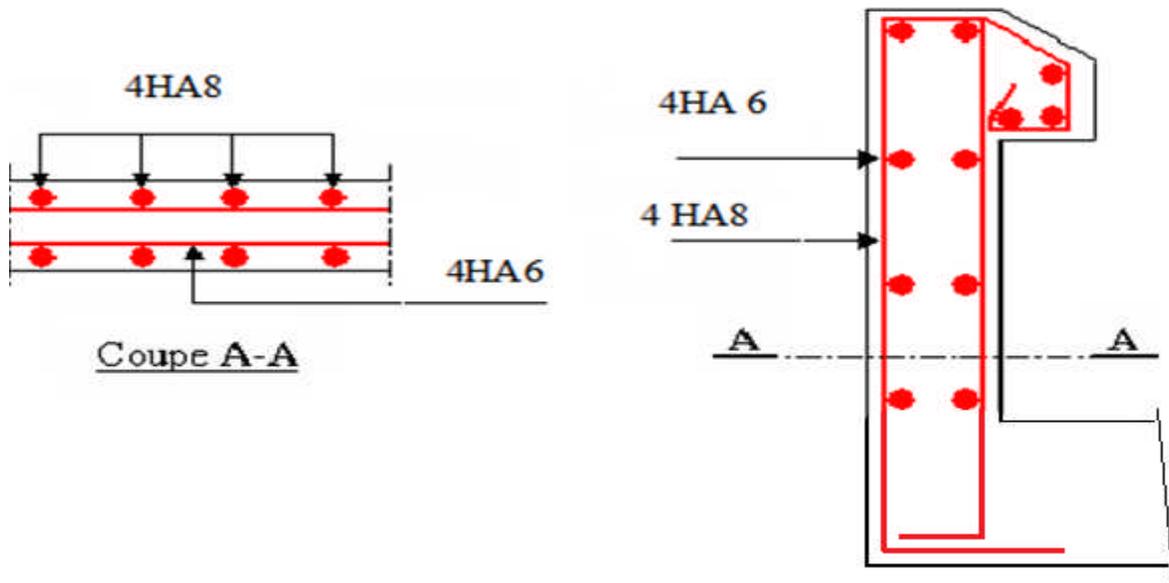


Figure III-5-5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III-6 ASCENSEUR

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est conçu pour 8 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s = l = 1.80 \text{ m}$
 - $T_s = L = 1.80 \text{ m}$
 - $HK = 2.20 \text{ m}$
 - $PM = 1500 \text{ dan}$
 - $F_c = 5800 \text{ dan}$
- (Annexe II)

DM=0 dan (local machine se trouve dans le s-sol)

Avec : B_s, T_s, HK : sont respectivement : largeur, longueur et hauteur de la cabine.

PM : charge due à la cabine.

DM : Force verticale due au local.

La charge nominale est de 580kg.

$$P = PM + 580 = 15 + 5.8 \rightarrow P = 20.8 \text{ KN}$$

III-6-1 Etude de la dalle pleine au dessus de la cabine

La dalle reprend une charge importante. On prend alors une épaisseur $h = 20 \text{ cm}$

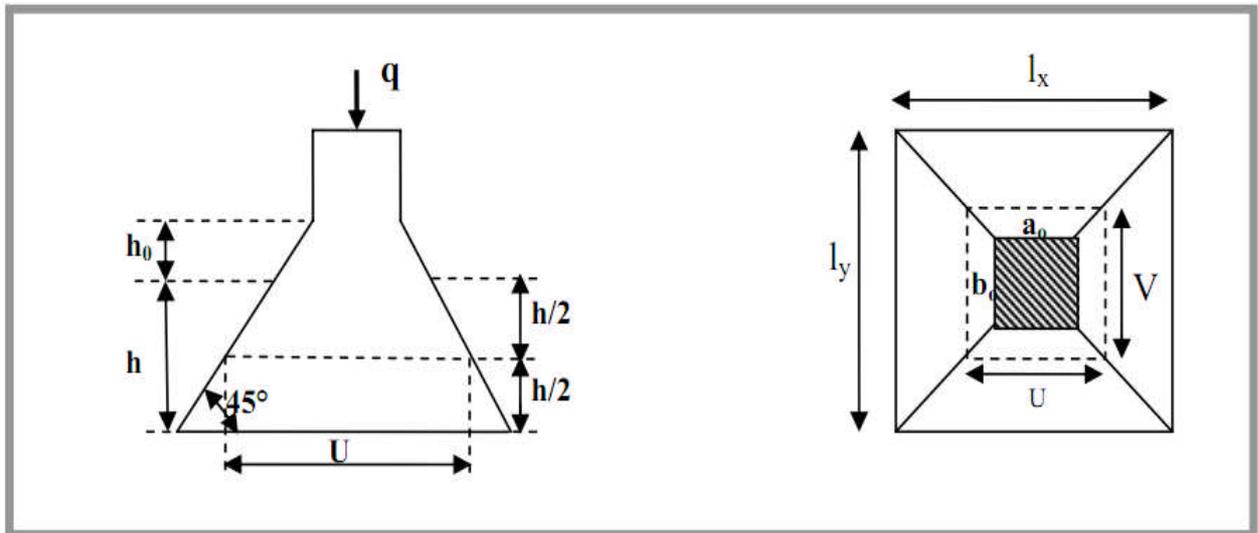


Figure III-6-1 : Ascenseur

On doit calculer la surface d'impact $U \cdot V$:

$$U = a_0 + h_0 + 2\xi h \quad a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_x.$$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi h \quad b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // à } l_y.$$

Avec : $a_0 \cdot b_0$: la surface de charge.

h : Espacement du revêtement (5 cm).

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$).

$$a_0 \cdot b_0 = (80 \cdot 80) \text{ cm}^2$$

$$U = 110 \text{ cm} \quad l_x = 180 \text{ cm.}$$

$$V = 110 \text{ cm} \quad l_y = 190 \text{ cm.}$$

III-6-1-1 Evaluation des moments à l'ELU : ($v = 0$)

a) M_{x1} et M_{y1} du système

Selon le BAEL91 : $M_{x1} = (M_1 + v \cdot M_2) \cdot q_u.$

$$M_{y1} = (M_2 + v \cdot M_1) \cdot q_u.$$

Avec ν : est le coefficient de poisson (ELU = 0 ; ELS = 0.2).
 M1 et M2 : donnés par l'abaque de PIGEAUD. [ANNEXE VII]

$$\alpha = \frac{I_x}{I_y} = 0.95, \quad \frac{u}{l_x} = 0.61, \quad \frac{v}{l_y} = 0.58$$

D'où : $M_1 = 0.095 \text{ KN.m}$; $M_2 = 0.030 \text{ KN.m}$.

$$Q_u = 1.35 * P \rightarrow Q_u = 27.67 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = M_1 * q_u \rightarrow M_{x1} = 2.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = M_2 * q_u \rightarrow M_{y1} = 0.83 \text{ KN.m}$$

b) M_{x2} et M_{y2} du système

$$M_{x2} = \mu_x * q * l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2}$$

$\alpha = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle est portée dans les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0410 \quad [\text{Annexe III}] \\ \mu_y = 0.8875 \end{array} \right.$$

Le poids propre de la dalle et des revêtements (pour un revêtement de 5 cm) :

$$G_2 = 25 * 0.2 + 22 * 0.05 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_u = 1.35 * 6.1 + 1.5 * 1 = 9.73 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = 0.0410 * 9.73 * (1.8)^2 = 1.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.8875 * 1.29 = 1.15 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donne : $M_x = M_{x1} + M_{x2} = 2.62 + 1.29 = 3.91 \text{ KN.m}$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.83 + 1.15 = 1.98 \text{ KN.m}$$

III-6-1-2 Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h = 20 \text{ cm}$

($d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$).

$$M_{tx} = 0.85 * M_x = 3.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_y = 1.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.3 * M_x = 1.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 * M_y = 0.59 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-6-1 : Ferrailage de la dalle pleine du local machine

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A_{t \text{ cal}}$ (cm^2/ml)	$A_{t \text{ adopté}}$ (cm^2/ml)	$A_a \text{ cal}$ (cm^2/ml)	$A_a \text{ adopté}$ (cm^2/ml)
X-X	3.32	1.17	0.53	4HA8 = 2.01	0.18	4HA8 = 2.01
Y-Y	1.68	0.59	0.26	4HA8 = 2.01	0.094	4HA8 = 2.01

III-6-1-3 Vérifications

a) Condition de non fragilité : $12 < h < 30 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.85}{2} * (3 - \alpha) * b * h$

$A_{\min} = 1.64 \text{ cm}^2$ et $A = 2.01 \text{ cm}^2$ (dans les appuis) \rightarrow vérifiée.

$A = 2.01 \text{ cm}^2$ (dans les travées) \rightarrow vérifiée

b) Diamètre des barres :

Il faut vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$\phi = 8 \text{ mm} \rightarrow$ vérifiée.

c) Vérification au poinçonnement

Il faut considérer qu'aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle. Et l'on a :

$$Q_u \leq \frac{0.045}{\gamma_b} * U_c * h * f_{c28}$$

Q_u : la charge de calcul à l'état ultime

$$U_c = 2 * (U + V) = 2 * (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

U_c : périmètre de couture au niveau du feuillet moyen

$$Q_u = 27.67 \text{ KN}$$

$$\frac{0.045}{1.5} * 4.4 * 0.2 * 25 * 10^{-3} = 660 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On doit vérifier aussi que :

$$\tau = \frac{Q_u}{U_{cs+d}} \leq \bar{\tau}_a = \frac{0.07}{\gamma_b} * f_{c28}$$

$$\tau = 0.034 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_a = 1.167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont au voisinage au maximum de la charge (milieu), $V = U$.

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3+l} = 8.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{8.38 + 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.046 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_a = 1.67 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_a \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Calcul à l'ELS

-Moment engendré par le système de levage

$$q_{ser} = 20.8 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + v * M_2) q_{ser}$$

$$M_{y1} = (M_2 + v * M_1) q_{ser}$$

\Rightarrow

$$M_{x1} = 2.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.01 \text{ KN.m}$$

-Moment dû au poids propre de la dalle

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x * q_{ser} * l^2 = 0.94 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 0.83 \text{ KNm}$$

-La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 2.10 + 0.94 = 3.04 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1.01 + 0.83 = 1.84 \text{ KN.m}$$

-Vérification des contraintes dans le béton

$$M_{tx} = 2.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 1.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.55 \text{ KN.m}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \quad (\text{On prend } M_t = 2.58 \text{ KN.m})$$

- Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} y - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

- Calcul de I

$$\frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0.03^3 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.18 - 0.03)^2$$

$$I = 7986 \text{ cm}^4$$

-Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2.85 \times 10^{-3} \times 0.03}{7986 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.99 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc

c'est vérifié.

-Vérification des contraintes dans l'acier

F.N. $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 150 * \eta\right) = 240 \text{ MPa}$

-Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2.58 \times 10^5}{7986} \times (0.18 - 0.03) \Rightarrow \sigma_{st} = 32.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

-Vérification de la flèche

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III-6-2 : Vérification de la flèche

Sens	Condition 1	Condition 2	Condition 3
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III-6-1-4 Schéma de ferrailage

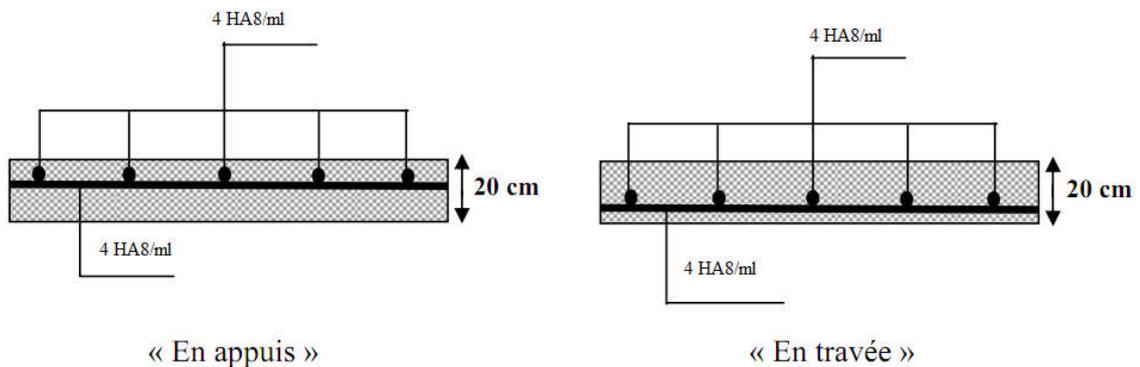


Figure III-6-2 : Schéma de ferrailage

III-6-2 Etude de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur

- Les dimensions sont les mêmes (190*180 et h =20 cm.)
- Poids propre de la dalle et des revêtements : $G_1 = 6.1 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = Fc/s = 58 / (1.9 * 1.8) = 16.95 \text{ KN/m}^2$
- $G_{total} = G_1 + G_2 = 6.1 + 16.95 = 23.05 \text{ KN/m}^2$
- $P_{total} = 1.35 * G_{total} = 31.11 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4$ donc le panneau porté sur les deux sens

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0410 \quad ; \quad \mu_y = 0.8875 \end{array} \right. \quad \text{[Annexe III]}$$

III-6-2-1 Evaluation des moments à l'ELU ($v = 0$)

$$M_{x2} = \mu_x * P_{total} l x^2 = 4.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 3.65 \text{ KN.m}$$

III-6-2-2 Ferrailage

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-6-3 : Ferrailage de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur

Moment(KN.m)	μ_{bc}	$A_{calculés} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adoptés}(\text{cm}^2/\text{ml})$
$M_{tx}=3.49$	0.0075	0.56	4HA10=3.14
$M_{ty}=3.10$	0.0075	0.52	
$M_{ax}=1.23$	0.0026	0.19	
$M_{ay}=1.09$	0.0026	0.18	

III-6-2-3 Vérifications

a) Condition de non fragilité

$$12 < h < 30 \text{ cm} \Rightarrow A_{min} = 0.8\% \left(\frac{3-\alpha_s}{2} \right) * b * h$$

$$A_{min} = 2.40 \text{ et } A_{adoptés} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (dans tout les cas)} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

b) Diamètre des barres

Il faut vérifier que :

$$\varphi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\varphi = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Calcul à l'ELS ($v = 0.2$)

$$P = 23.05 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 3.06 \text{ KN/m}^2$$

$$M_y = 2.72 \text{ KN/m}^2$$

-Vérification des contraintes dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \text{ (On prend } M_t = 3.06 \text{ KN.m)}$$

• Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A y - 15A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$y = 3.67 \text{ cm}$$

• Calcul de I

$$\frac{b}{3} y^3 + 15A(d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0.0367^3 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} (0.18 - 0.0367)^2$$

$$I = 11319.62 \text{ cm}^4$$

-Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{3.06 \times 10^{-3} \times 0.0367}{11319.62 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa vérifié}$$

-Vérification des contraintes dans l'acier

F.P. N \rightarrow pas de vérification à faire

• Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{3.06 \times 10^5}{11319.62} \times (0.18 - 0.0367) \Rightarrow \sigma_{st} = 58.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

→ Vérifié.

-Vérification de la flèche

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III-6-4 : Vérification de la flèche

Sens	Condition 1	Condition 2	Condition 3
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III-6-2-4 Schéma de ferrailage

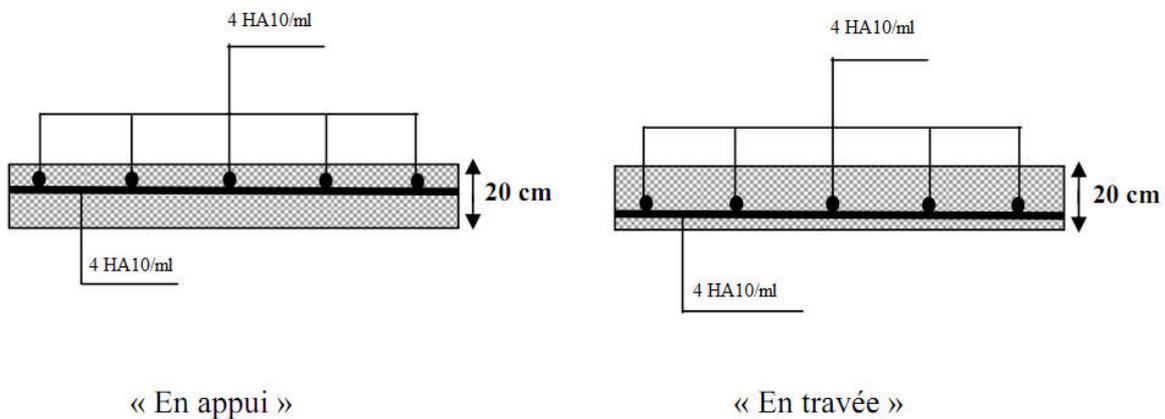


Figure III-6-3 : Schéma de ferrailage

Chapitre IV

Etude Dynamique

IV-1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène sismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donné que notre structure est implantée à Bejaia, zone IIa selon le classement du RPA99 version 2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire.

A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

IV-2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV-3 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques (RPA99 version 2003) offrent trois méthodes de calcul :

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

IV-3-1 Méthode statique équivalente

-Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

-Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Selon le RPA 99 version 2003(art 4.1.2). La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

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

- **Calcul de la force sismique totale** **(Article 4.2.3 RPA 99)**

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone.

(Tableau 4.1 RPA 99)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. Cette accélération dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2

- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5** (Tableau 4.3 RPA99)

Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_D liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{(Formule 4.4 RPA 99)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Valeurs de Pq			
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
	Sens X-X		Sens Y-Y	
Condition minimale des files porteuses	NON	0.05	NON	0.05
Redondance en plan	NON	0.05	NON	0.05
Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
Régularité en élévation	NON	0.05	NON	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0	OUI	0
Contrôle de la qualité de la construction	OUI	0	OUI	0
Total	Q = 1.20		Q = 1.20	

W : Poids total de la structure. La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

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, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. **(Tableau 4.5 RPA 99)**

Concernant notre projet on a : $\beta = 0.2$ Pour les étages à usage d'habitation.

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux :

Tableau IV-2 : Poids total de la structure

Etages	W_{Gi} (KN)	W_{Qi} (KN)	$W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$ (KN)
E10	942.75	80.82	959.00
E9	1345.41	226.36	1390.68
E8	1360.33	267.82	1413.90
E7	2854.92	413.88	2937.70
E6	2795.50	470.33	2889.56
E5	2802.12	529.1	2907.94
E4	2802.12	501.6	2902.44
E3	2845.15	501.6	2945.47
E2	2845.15	501.6	2945.47
E1	2892.96	501.6	2993.28
RDC	2835.42	501.6	2935.74
Sous sol	2883.23	457.625	2974.75

$W = \sum W_i = 30195.93$ KN
D : le facteur d'amplification

dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Formule 4.2 RPA99)}$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site. Selon le rapport du sol, le sol d'implantation de notre structure est classé comme suit : site de catégorie S_2 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Tableau 4.7 RPA99)}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{(Tableau 4.3 RPA99)}$$

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

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5 \%$$

Donc : $\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

T : Période fondamentale de la structure.

(Article 4.2.4) RPA 99/V2003.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

Formules [(4.6)-(4.7)]

$$T = \min \begin{cases} T = C_T H^{3/4} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} \end{cases}$$

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

$H = 33.66 \text{ m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,

$C_T = 0.050$

(Tableau 4.6 RPA99)

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 21.35 \text{ m}, \quad L_y = 19.95 \text{ m}$

$$T = \min \begin{cases} T = 0.05 \times 33.66^{3/4} = 0.69 \text{ s} \\ T_x = 0.09 \frac{33.66}{\sqrt{21.35}} = 0.65 \text{ s} \\ T_y = 0.09 \frac{33.66}{\sqrt{19.95}} = 0.67 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Sachant que : } \begin{cases} T_x = 0.65 \text{ s} \\ T_y = 0.67 \text{ s} \end{cases}$$

D'où : $T = T_x = 0.65 \text{ s}$

Remarque : La période de vibration ne doit pas dépasser de 30% " T_x "

$T_{\text{vib}} < T_c = 1.3 \times 0.65 = 0.85 \text{ s}$

(Article 4.2.4.4 du RPA 99/V2003).

• **Calcul de "D"**

$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$ Car $0.4 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.65} \right)^{2/3} = 1.46 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.67} \right)^{2/3} = 1.43 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{\text{st}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{\text{stx}} = \frac{0.15 \times 1.46 \times 1.20}{5} \times 30195.93 = 1587.09 \text{ KN}$$

$$V_{st y} = \frac{0.15 \times 1.43 \times 1.20}{5} \times 30195.93 = 1554.48 \text{ KN}$$

IV-3-2 Méthode dynamique modale spectrale

A) Méthode d'analyse par Accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

B) Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière, la méthode dynamique s'impose.

B-1) principe

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Formule 4.13 RPA99)}$$

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (**Spectre**).

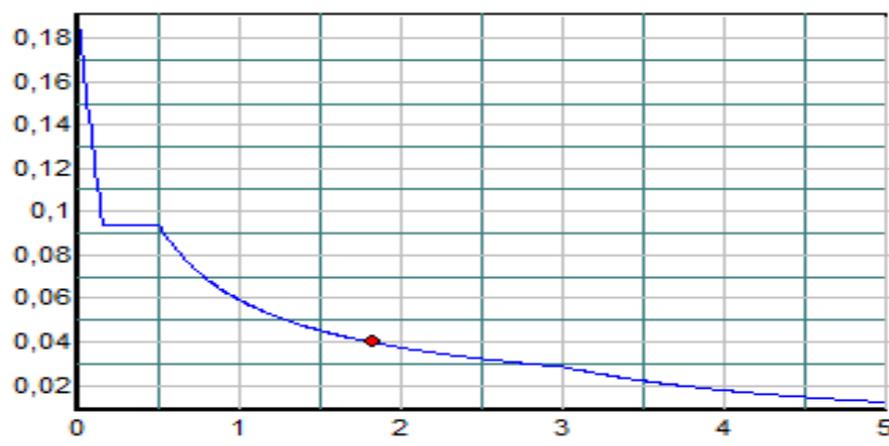


Figure IV-1 : Spectre de calcul

B-2) Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on utilise le logiciel d'analyse SAP 2000 Version 14.2.2

• Description du logiciel SAP2000 V.14.2.2

Notre structure sera modélisée avec le logiciel SAP2000 version 14.2 .Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement).

Une fois ces différents paramètres déterminés, on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure vis-à-vis de la charge sismique, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99/version2003 (période de vibration, interaction voiles portiques, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

IV-4 Disposition des voiles

Le choix d'une disposition des voiles qui réponde aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode, ainsi que de répondre favorablement aux conditions du RPA99 version 2003.

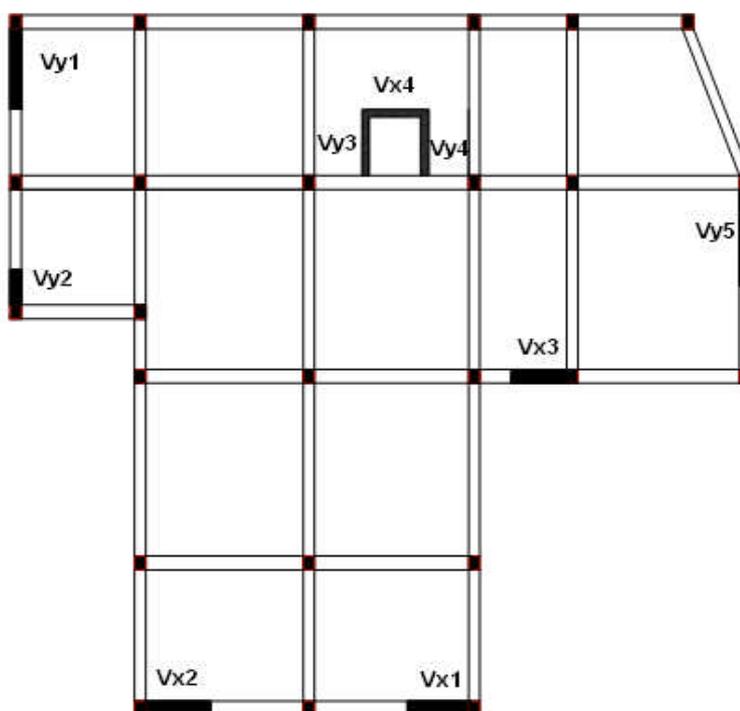


Figure IV-2 : Disposition adopté des voiles

IV-5 Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV-5-1 Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4.3.6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{st.}$, nous avons :

Tableau IV-3 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1587.09	1182.71	1395.67	Vérifiée
Sens yy	1554.48	1165.32	1461.23	Vérifiée

IV-5-2 Modes, Périodes de vibration et taux de participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV-4 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	Mode individuel (%)			Somme cumulée (%)		
	T	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.841407	0.62913	0.00251	0.00001794	0.62913	0.00251	0.00001794
2	0.822492	0.00034	0.67705	0.0000326	0.62947	0.67956	0.00005054
3	0.620972	0.09444	0.00944	0.000004686	0.72391	0.689	0.00005523
4	0.292469	0.00112	0.10885	0.000008373	0.72503	0.79785	0.0000636
5	0.282278	0.09945	0.00512	0.00004368	0.82449	0.80297	0.00011
6	0.212127	0.02534	0.00287	5.226E-09	0.84982	0.80584	0.00011
7	0.171838	0.03443	0.00966	0.00011	0.88426	0.8155	0.00022
8	0.167451	0.00487	0.05865	0.00019	0.88912	0.87415	0.0004
9	0.129637	0.00189	0.00049	0.00008247	0.89101	0.87464	0.00048
10	0.123204	0.02524	0.00077	0.00009839	0.91625	0.87541	0.00058
11	0.11268	0.00063	0.03033	0.00201	0.91687	0.90575	0.00259
12	0.101126	0.01797	0.00017	0.00073	0.93485	0.90591	0.00332
13	0.096416	0.00004938	0.00017	0.26757	0.9349	0.90609	0.27089
14	0.090539	1.543E-08	0.00007465	0.00381	0.9349	0.90616	0.27471
15	0.088026	0.00183	0.00024	0.00006335	0.93672	0.9064	0.27477

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure IV-3. La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction Y figure IV-4, et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV-5.

On remarque aussi que, la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

$$T_{\text{vib}} < T_c = 1.3 \times 0.65 = 0.85\text{s}$$

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

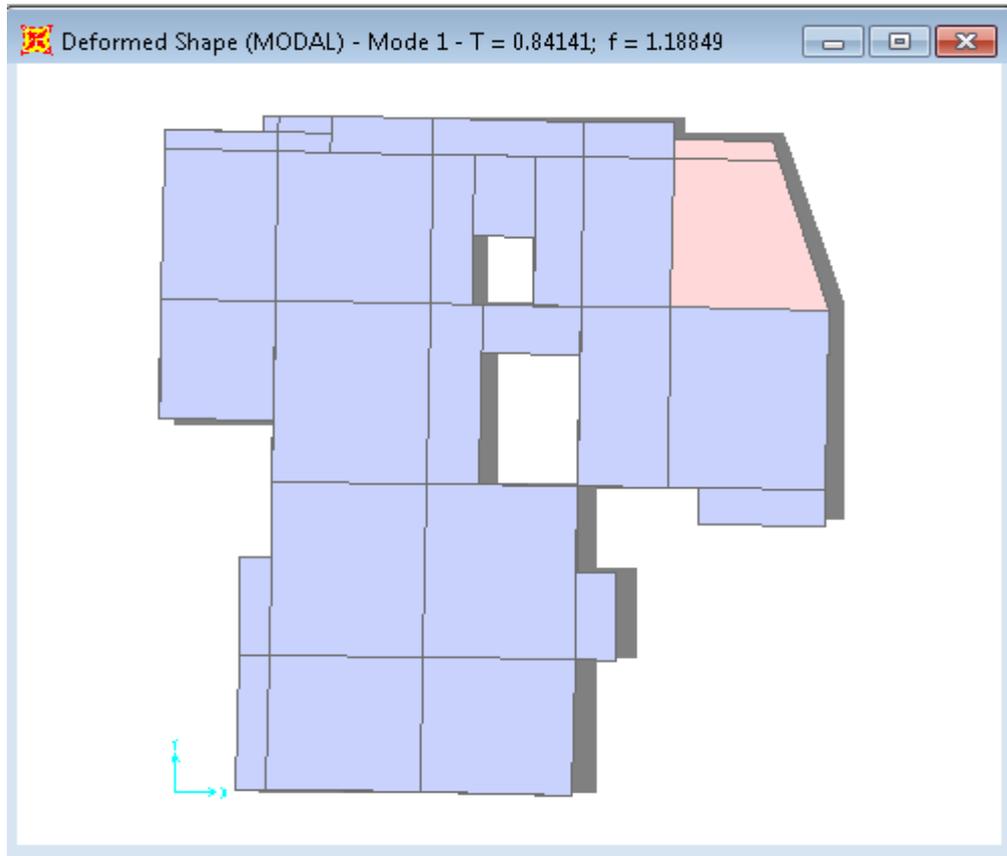


Figure IV-3 : 1^{er} Mode de vibration de déformation (T=0.84s) : translation suivant xx'

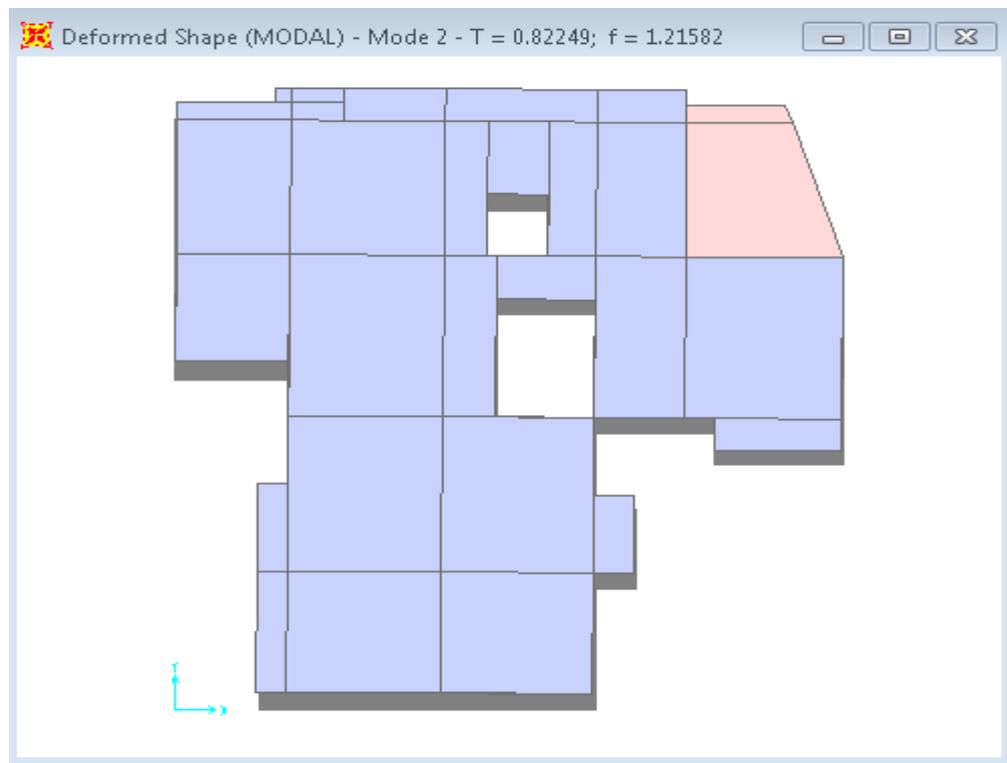


Figure IV-4 : 2^{eme} Mode de vibration de déformation (T=0.82s) : translation suivant yy'

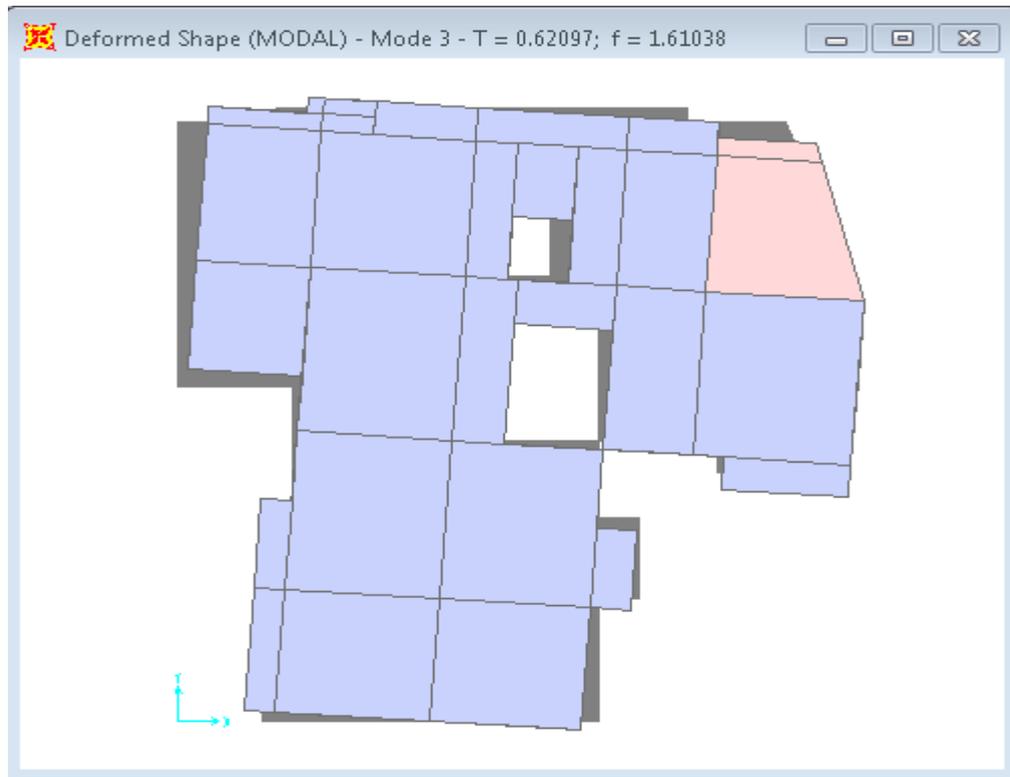


Figure IV-5 : 3^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.62s) : torsion autour de l'axe z

IV-5-3 Justification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée.

- **Sous charges verticales**

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80 \%$$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles :

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20 \%$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV-5 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques(%)	Voiles (%)
Sous sol	30118.624	5900.658	83.618058	16.38194

RDC	27202.707	5439.031	83.337189	16.66281
E1	24063.723	4921.625	83.0203	16.9797
E2	20813.4	4515.246	82.173362	17.82664
E3	17834.284	3947.408	81.877404	18.1226
E4	14888.175	3346.497	81.647616	18.35238
E5	11882.144	2805.682	80.897908	19.10209
E6	9110.678	2130.932	81.044245	18.95575
E7	6449.547	1415.888	81.998605	18.00139
E8	3667.288	714.024	83.702964	16.29704
E9	2323.852	412.625	84.921306	15.07869
E10	969.484	130.665	88.122972	11.87703

- **Sous charges horizontales**

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques:

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25 \%$$

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75 \%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV-6 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens

Niveaux	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
Sous sol	642.393	727.215	46.90342	53.09658	536.055	913.731	36.97477	63.02523
RDC	630.633	741.68	45.95402	54.04598	483.258	932.921	34.12408	65.87592
E1	687.598	632.942	52.06946	47.93054	590.931	762.764	43.65319	56.34681
E2	668.924	577.617	53.66241	46.33759	594.43	677.723	46.7263	53.2737
E3	668.97	484.828	57.97982	42.02018	608.838	564.945	51.86972	48.13028
E4	643.273	395.102	61.94997	38.05003	602.045	452.553	57.08763	42.91237
E5	549.986	355.885	60.7135	39.2865	515.323	401.718	56.19411	43.80589
E6	505.019	254.967	66.45109	33.54891	507.206	258.135	66.2719	33.7281
E7	419.208	179.325	70.03925	29.96075	508.853	105.727	82.79687	17.20313
E8	227.683	166.281	57.79284	42.20716	288.61	120.726	70.50687	29.49313
E9	167.033	115.485	59.12296	40.87704	242.713	87.733	73.45012	26.54988
E10	122.577	19.574	86.23014	13.76986	147.704	2.561	98.29568	1.704322

Remarque

D'après le tableau on remarque que l'étage (E10) sens Y-Y les portiques reprennent tous les charges horizontales car il n'y a pas des voiles dans ce sens à cause d'une irrégularité en élévation

IV-5-4 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{Article 7.1.3.3 RPA 99})$$

Avec :

N_d : Désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Résistance caractéristique du béton

Pour notre cas, Cette vérification donne les résultats suivants :

Tableau IV-7 : Vérification de l'effort normal réduit.

niveau	Nd	A	N	Condition
Sous sol	2606.607	60*60	0.28	vérifiée
RDC	2378.978	60*60	0.26	vérifiée
E1	2129.666	60*60	0.23	vérifiée
E2	1879.513	55*55	0.24	vérifiée
E3	1636.29	55*55	0.21	vérifiée
E4	1397.83	55*55	0.18	vérifiée
E5	1165.975	50*50	0.18	vérifiée
E6	944.815	50*50	0.15	vérifiée
E7	730.29	50*50	0.11	vérifiée
E8	528.849	45*45	0.10	vérifiée
E9	362.376	45*45	0.07	vérifiée
E10	204.182	45*45	0.04	vérifiée

IV-5-5 Justification vis-à-vis de déplacement (Article 4.4.3) RPA99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 (Article 5.10)

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-8 : Vérification des déplacements.

Niveau	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
3.06	0.220	1.102	0.281	0.8205	306	0.00268	0.192	0.962	0.269	0.693	0.00226	
6.12	0.445	2.229	1.102	1.1275	306	0.00368	0.380	1.903	0.962	0.941	0.00307	
9.18	0.702	3.513	2.229	1.284	306	0.00419	0.595	2.979	1.903	1.076	0.00351	
12.24	0.970	4.853	3.513	1.34	306	0.00437	0.820	4.103	2.979	1.124	0.00367	
15.30	1.236	6.18	4.853	1.3265	306	0.00433	1.043	5.215	4.103	1.112	0.00363	
18.36	1.491	7.456	6.18	1.2765	306	0.00417	1.255	6.279	5.215	1.0645	0.00347	
21.42	0.017	8.65	7.456	1.1935	306	0.00390	1.452	7.262	6.279	0.983	0.00321	
24.48	1.949	9.746	8.65	1.0965	306	0.00358	1.631	8.155	7.262	0.8925	0.00291	
27.54	2.148	10.74	9.746	0.996	306	0.00325	1.833	9.165	8.155	1.01	0.00330	
30.60	2.320	11.60	10.74	0.862	306	0.00281	2.025	10.12	9.165	0.9605	0.00313	
33.66	2.468	12.34	11.60	0.736	306	0.00240	2.157	10.78	10.12	0.66	0.00216	

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens xx : $\Delta_{k\max} = 1.34\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$

Sens yy : $\Delta_{k\max} = 1.124\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$

• **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ**

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

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 $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-9 : Vérification à L'effet P- Δ .

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
3.06	306	2902.4183	0.008205	137.2313	0.057	0.00693	141.6179	0.046
6.12	306	2577.8204	0.011275	132.054	0.072	0.00941	135.3695	0.059
9.18	306	2253.2224	0.01284	124.6541	0.076	0.01076	127.2153	0.062
12.24	306	1936.6214	0.0134	115.3758	0.074	0.01124	117.3783	0.061
15.30	306	1626.0203	0.013265	103.8375	0.068	0.01112	105.4598	0.056
18.36	306	1312.4192	0.012765	90.5871	0.060	0.010645	91.7041	0.050
21.42	306	1008.8588	0.011935	75.9986	0.052	0.00983	76.5341	0.042
24.48	306	716.9686	0.010965	59.8533	0.043	0.008925	61.458	0.034
27.54	306	397.8916	0.00996	39.3964	0.033	0.0101	40.9336	0.032
30.60	306	249.6575	0.00862	28.2518	0.025	0.009605	33.0446	0.024
33.66	306	102.4009	0.00736	14.2151	0.017	0.00662	15.0265	0.015

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2° ordre peuvent être négligés.

IV-6 CONCLUSION

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique.

- La modélisation est faite à l'aide du logiciel Sap2000.V14.2.
- Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.
- Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile-portique). Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

Chapitre V

Etude Des Eléments Structuraux

V-1 Introduction

On désigne sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ces éléments comportent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V-2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible. Les armatures sont déterminées suivant les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1) 1.35G+1.5Q \\ 2) G+Q \\ 3) G+Q+E \\ 4) G+Q-E \\ 5) 0.8G+E \\ 6) 0.8G-E \end{array} \right\} \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations les plus défavorable suivantes :

N_{\max} —————> M correspondant

N_{\min} —————> M correspondant

M_{\max} —————> N correspondant

V-2-1 Recommandations du RPA99 (version 2003)

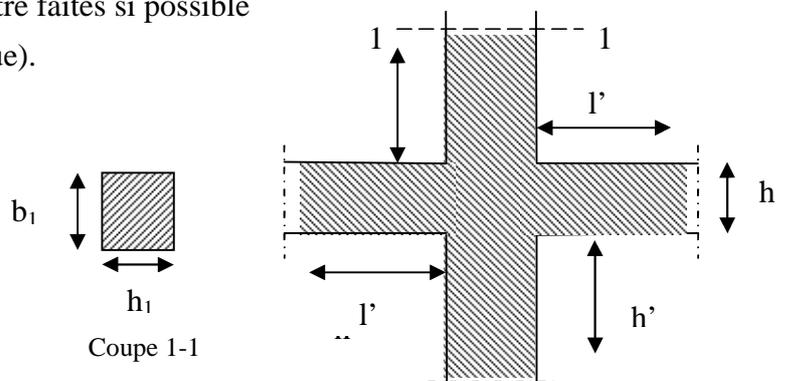
V-2-1-1 Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8 \%$ de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{\max} = 4 \%$ de la section de béton (en zone courante),
- $A_{\max} = 6 \%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\Phi_{\min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .



$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right)$$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

Figure V-1 : La zone nodale

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Tableau V-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
S-sol et RDC et 1 ^{er} étage	60×60	28.8	144	216
2 et 3 et 4 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
5 et 6 et 7 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
8 et 9 et 10 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5

V-2-1-2 Armatures transversales (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ (Zone IIa)
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ (Zone IIa)

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V-2-2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
S-sol et RDC et 1 ^{er} étage	3165.77	6.8626	117.227	891.988	-1078.80	19.59
2 et 3 et 4 ^{ème} étage	2273.67	16.3606	116.1394	558.556	-375.49	77.64
5 et 6 et 7 ^{ème} étage	1447.29	17.6195	98.3914	90.895	-132.22	07.58
8 et 9 et 10 ^{ème} étage	710.211	42.5763	103.7352	-120.87	-76.97	33.79

V-2-3 Calcul du ferrailage

V-2-3-1 Ferrailage longitudinal

Les sections de ferrailage sont calculées à la flexion composée en utilisant le logiciel SOCOTEC

Tableau V-3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	M (KN.m)	N (KN)	Comb	A _{cal} (cm ²) (Secotec)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des armatures
S-sol et RDC et 1 ^{er} étage	60×60	6.8626	3165.778	ELU	00.00	28.8	31.28	8HA20+4HA14
		117.227	891.988		00.00			
		19.59	-1078.80		31.01			
2 et 3 et 4 ^{ème} étage	55×55	16.3606	2273.676	G+Q+E	00.00	24.2	24.88	4HA20+8HA14
		116.1394	558.556		00.00			
		77.64	-375.49		10.79			
5 et 6 et 7 ^{ème} étage	50×50	17.6195	1447.295	G+Q+E	00.00	20	20.61	4HA20+4HA16
		98.3914	90.895		00.00			
		7.57	-132.22		03.81			
8 et 9 et 10 ^{ème} étage	45×45	42.5763	710.211	ELU	00.00	16.2	17.08	4HA20+4HA12
		103.7352	120.874		3.80			
		120.87	-103.73		10.22			

V-2-3-2 Ferrailage transversal

Les tableaux ci-après résumés les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau V-4 : Les Armatures transversales dans les poteaux

Section cm ²	Ø _{max} (cm)	lf (cm)	λ _g	Vd KN	Lr (cm)	t (zone nodale)	t (zone courante)	At (cm ²)	A _{tmin} (cm ²)	A _{t_{opt}} (cm ²)	nbre de barres
60×60	2	214.2	3.57	86.729	80	10	15	2.03	3.49	4.15	4HA10+2HA8
55×55	2	214.2	3.89	97.529	80	10	15	2.49	3.49	4.15	4HA10+2HA8
50×50	2	214.2	4.28	92.048	80	10	15	2.50	3.14	3.14	4HA10
45×45	2	214.2	4.76	85.428	80	10	15	2.66	3.14	3.14	4HA10

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.

$$(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max}) \Rightarrow \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6.66\text{mm. Ce qui est vérifié dans notre cas.}$$

V-2-4 Vérifications

V-2-4-1 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 ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On prend comme exemple le poteau du S-sol :

$$N = 3165.778 \text{ KN.}$$

$$l_0 = 2.52 \text{ m}$$

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ.

B_r :Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 1.764\text{m} \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.173 \text{ m} \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{1.764}{0.173} = 10.18 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

$$B_r = 0.3364\text{m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.82 \times \left(\frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 31.28 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6000.45 \text{ KN}$$

Nous avons $N_{\max} = 3165.778 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

V-2-4-2 Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Les résultats de vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-5 : Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	i (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{\max} (KN)
S-sol	60×60	252	176.4	17.32	10.18	0.83	31.28	3364	6000.45	3165.7
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	306	214.2	17.32	12.36	0.82	31.28	3364	6000.45	2873.4
2 et 3 et 4 ^{ème} étage	55×55	306	214.2	15.87	13.49	0.82	24.88	2809	4975.13	2273.6
5 et 6 et 7 ^{ème} étage	50×50	306	214.2	14.43	14.84	0.82	20.61	2304	4086.49	1447.2
8 et 9 et 10 ^{ème} étage	45×45	306	214.2	12.99	16.48	0.81	17.08	1849	3293.73	710.21

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{\max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

V-2-4-3 Vérification des contraintes

Etant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h \text{ On a :}$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d)}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN)	σ (MPa)
S-sol et RDC et 1 ^{er} étage	60×60	54	31.28	32.76	27.24	1319097.12	2304.18	5.56	6.53
2 et 3 et 4 ^{ème} étage	55×55	49.5	24.88	29.1	25.9	925606.99	1655.14	11.83	5.84
5 et 6 et 7 ^{ème} étage	50×50	45	20.36	27.75	22.25	631731.03	1054.10	12.74	4.77
8 et 9 et 10 ^{ème} étage	45×45	40.5	16.84	24.51	20.49	415251.78	517.93	30.89	4.38

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V-2-4-4 Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99 version 2003 (art 7.4.3.2), 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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} , \bar{\tau}_{bu} = \rho_a \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_a = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-7 Vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _a	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} (MPa)
S-sol	60×60	176.4	2.94	0.04	54	75.51	0.23	1
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	214.2	3.57	0.04	54	86.729	0.26	1
2 et 3 et 4 ^{ème} étage	55×55	214.2	3.89	0.04	50	97.529	0.35	1
5 et 6 et 7 ^{ème} étage	50×50	214.2	4.28	0.04	45	92.048	0.41	1
8 et 9 et 10 ^{ème} étage	45×45	214.2	4.76	0.04	40	85.428	0.47	1

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentiellles est vérifiée pour tous les étages.

V-2-5 Disposition constructive des poteaux

V-2-5-1 Longueurs de recouvrement : [RPA99/2003]

Selon le **RPA99** (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est
 $L_r > 40 \times \phi$ en zone II

$\phi = 20\text{mm}$ $L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$ on adopte $L_r = 85\text{cm}$

de :

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 70\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

V-2-5-2 Les zones nodales

La zone nodale est définie par h' .

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

($h_1 \times b_1$) : section de poteau.

h_e : hauteur d'étage,

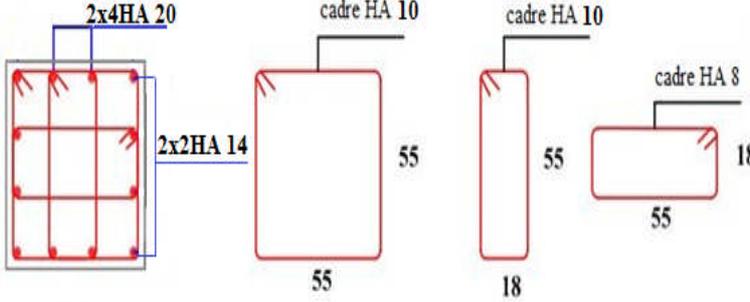
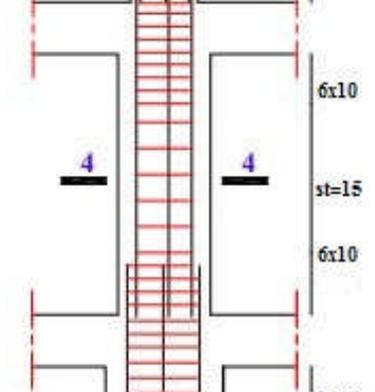
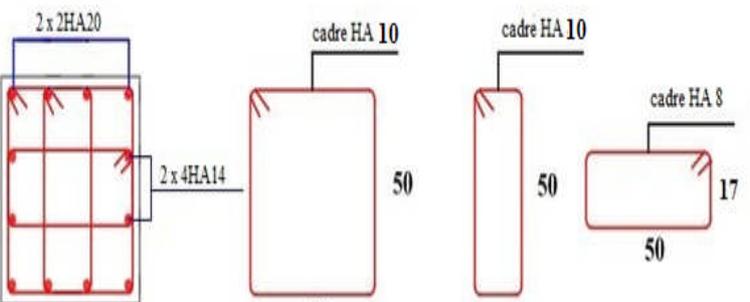
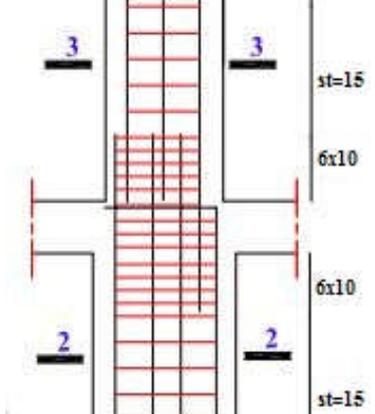
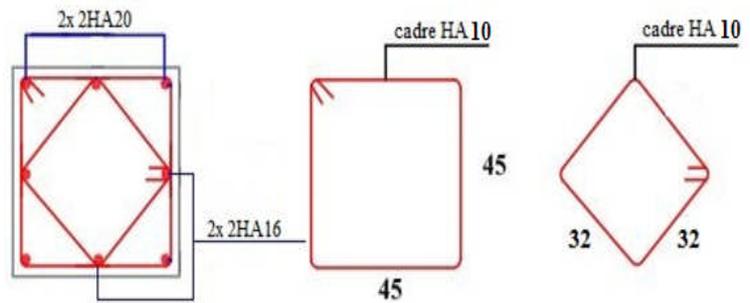
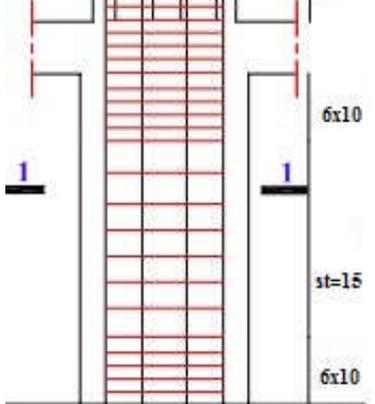
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

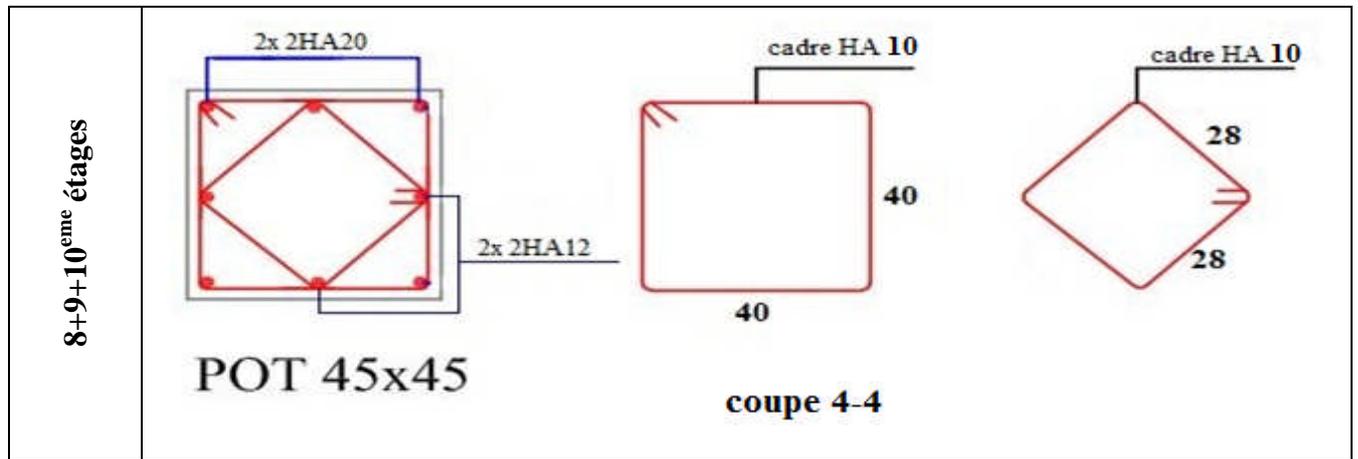
Tableau V-8 : Zones nodales dans les poteaux

Niveau	h _e (cm)	b ₁ (cm)	h ₁ (cm)	$\frac{h_e}{6}$ (cm)	h' (cm)
S-sol	252	60	60	42	60
RDC et 1 ^{ème} étage	306	60	60	51	60
2 et 3 et 4 ^{ème} étage	306	55	55	51	60
5 et 6 et 7 ^{ème} étage	306	50	50	51	60
8 et 9 et 10 ^{ème} étage	306	45	45	51	60

V-2-6 Schémas de ferrailage des poteaux

Tableau V-9 : Ferrailage des différents poteaux

Étages	Schéma de ferrailage des poteaux	Disposition constructive
s-sol+RDC+1 ^{er} étage	 <p>POT 60x60</p> <p>coupe 1-1</p>	
2+3+4 ^{eme} étages	 <p>POT 55x55</p> <p>coupe 2-2</p>	
5+6+7 ^{eme} étages	 <p>POT 50x50</p> <p>coupe 3-3</p>	



V-3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires assurent le chaînage,

On procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts tirés dans notre modèle combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- | | | |
|---|---|----------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> • $1.35 \times G + 1.5 \times Q$ • $G + Q$ • $G + Q + E$ • $0.8 \times G + E$ • $0.8 \times G - E$ | } | RPA99 (Article 5.2) |
|---|---|----------------------------|

V-3-1 Recommandation du RPA99

V-3-1-1 Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_1^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- 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 $40 \times \phi$ (zone IIa).
 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

V-3-1-2 Armatures transversales

- 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 ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.
- 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

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA99**

V-3-2-1 Les armatures longitudinales

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont les sollicitations les plus défavorables dans chaque étage

Tableau V-10 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niv	Type de Poutre	Section	Local	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm2)	Amin (cm2)	Adopté (cm2)	N ^{bre} de barres
S-sol +RDC	Poutre Principale	30*40	Appui	116.720	127	8.63	6	9.24	6HA14
			Travée	55.2902		4.53		4.62	3HA14
+1 ^{er} étage	Poutre Secondaire	30*40	Appui	126.037	218.1	9.40	6	9.24	6HA14
			Travée	24.8583		1.98		3.39	3HA12
2+3+ 4 ^{eme} étage	Poutre Principale	30*40	Appui	129.622	127.5	9.70	6	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	55.7239		4.57		4.62	3HA14
	Poutre Secondaire	30*40	Appui	128.102	218.9	9.58	6	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	36.2097		2.91		3.39	3HA12
5+6+ 7 ^{eme} étage	Poutre Principale	30*40	Appui	119.763	128.2	8.88	6	9.24	6HA14
			Travée	56.7965		4.62		4.62	3HA14
	Poutre Secondaire	30*40	Appui	121.099	186	8.99	6	9.24	6HA14
			Travée	64.5233		5.34		6.88	3HA14+2HA12
8+9+ 10 ^{eme} étage	Poutre Principale	30*40	Appuis	140.33	144.6	10.61	6	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	78.6504		6.61		6.88	3HA14+2HA12
	Poutre Secondaire	30*40	Appuis	82.7816	73.12	5.95	6	6.88	3HA14+2HA12
			Travée	34.8374		2.80		3.39	3HA12

V-3-2-2 Longueur de recouvrement

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 70\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

V-3-2-3 Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

A) Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{30}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.33; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

B) Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{30}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.33; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

C) Calcul des espacements des armatures transversales

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 33.3\text{cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t2} \leq 104.66\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 16\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon RPA99 Art (7.5.2.2)

Zone nodale : $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right) = 10\text{cm}$ soit $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t = h/2 = 20\text{cm}$. Soit $S_t = 15\text{cm}$

V-3-3 Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t > 0.003 \times S_t \times b.$$

$$A_t (=2.01\text{cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V-3-4 Vérifications à l'ELU

1- Condition de non fragilité

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

Tableau V-11 : Vérification de la section minimale.

Poutres	A_{\min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Observation
Principales	1.34	2.01	Vérifiée
Secondaires	1.34	2.01	

2- 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 :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \tau_{\text{adm}} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa.} \quad \text{BAEL91}$$

Tableau V-12 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_u (MN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	0.1451	1.30	Vérifiée
Secondaires	0.2189	1.97	

3- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- En appui de rives : $A_l^{\text{rive}} > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- En appui intermédiaires : $A_l^{\text{int}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-13 : Vérification au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	9.24	0.1451	0.12191	4.17	-4.23	Vérifiée
Secondaires	10.65	0.2189	0.12810	6.29	-4.76	

4- Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03** (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

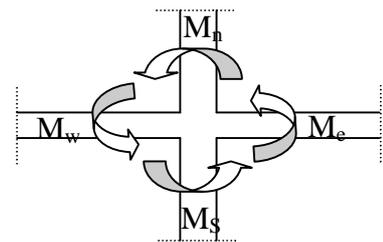


Figure V-2 : Schéma de la Zone nodale

4-1 Détermination des moments résistants dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1) des dimensions de la section du béton.
- 2) de la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$, $Z = 0.85 \times h$; h : c'est la hauteur de la section

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-14 : Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section	Z	A _s	M _r
	(cm)	(m)	(cm ²)	(KN.m)
S-sol et RDC et 1 ^{er} étage	60×60	0.510	31.28	554.88
2 et 3 et 4 ^{ème} étage	55×55	0.468	24.88	405.00
5 et 6 et 7 ^{ème} étage	50×50	0.425	20.61	304.82
8 et 9 et 10 ^{ème} étage	45×45	0.383	17.08	227.35

4-2 Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux. Les poutres principales sont dans le plan YY et les poutres secondaires sont dans le plan XX.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-15 : Moments résistants dans les poutres

Niveau	Poutres principales			Poutres secondaires		
	Z (m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
S-sol	0.340	15.27	180.67	0.340	12.91	152.75
RDC	0.340	15.27	180.67	0.340	15.27	180.67
1 ^{ère} étages	0.340	15.27	180.67	0.340	15.27	180.67
2 ^{ème} étages	0.340	16.68	197.36	0.340	16.68	197.36
3 ^{ème} étages	0.340	15.27	180.67	0.340	16.68	197.36
4 ^{ème} étages	0.340	15.27	180.67	0.340	15.45	182.80
5 ^{ème} étages	0.340	15.27	180.67	0.340	15.27	180.67
6 ^{ème} étages	0.340	15.27	180.67	0.340	16.12	190.73
7 ^{ème} étages	0.340	15.27	180.67	0.340	14.89	176.18
8 ^{ème} étages	0.340	15.27	180.67	0.340	12.91	152.75
9 ^{ème} étages	0.340	17.53	207.41	0.340	12.06	142.69
10 ^{ème} étages	0.340	15.27	180.67	0.340	12.06	142.69

Les résultats de vérifications des zones nodales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-16 : Vérification des zones nodales

Niveau	Plan	M _s	M _n	M _n +M _s	M _w	M _e	1.25 (M _e +M _w)	Observation
S-sol	XX	555.16	555.16	1110.31	152.75	152.75	381.88	Vérifiée
	YY	555.16	555.16	1110.31	180.67	180.67	451.69	
RDC	XX	555.16	180.67	735.83	180.67	180.67	451.69	Vérifiée
	YY	555.16	180.67	735.83	180.67	180.67	451.69	
Etage 1	XX	555.16	404.77	959.93	180.67	180.67	451.69	Vérifiée
	YY	555.16	404.77	959.93	180.67	180.67	451.69	
Etage 2	XX	404.77	404.77	809.55	197.36	197.36	493.39	Vérifiée
	YY	404.77	404.77	809.55	197.36	197.36	493.39	

Etage 3	XX	404.77	404.77	809.55	197.36	197.36	493.39	Vérifiée
	YY	404.77	404.77	809.55	180.67	180.67	451.69	
Etage 4	XX	404.77	304.82	709.59	182.80	182.80	457.01	Vérifiée
	YY	404.77	304.82	709.59	180.67	180.67	451.69	
Etage 5	XX	304.82	304.82	609.64	180.67	180.67	451.69	Vérifiée
	YY	304.82	304.82	609.64	180.67	180.67	451.69	
Etage 6	XX	304.82	304.82	609.64	190.73	190.73	476.83	Vérifiée
	YY	304.82	304.82	609.64	180.67	180.67	451.69	
Etage 7	XX	304.82	227.35	532.17	176.18	176.18	440.45	Vérifiée
	YY	304.82	227.35	532.17	180.67	180.67	451.69	
Etage 8	XX	227.35	227.35	454.70	152.75	152.75	381.88	Vérifiée
	YY	227.35	227.35	454.70	180.67	180.67	451.69	
Etage 9	XX	227.35	227.35	454.70	142.69	142.69	356.73	Non vérifiée
	YY	227.35	227.35	454.70	207.41	207.41	518.54	
Etage 10	XX	227.35	00.00	227.35	142.69	142.69	356.73	
	YY	227.35	00.00	227.35	180.67	180.67	451.69	

D'après le tableau on voit que les deux derniers niveaux ne sont pas vérifiés car les rotules plastiques se forment dans les poteaux plus tôt que les poutres. Mais selon RPA99/2003 (art.7.6.2) cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

V-3-5 Vérification à l'ELS

1- Etat limite de compression du béton

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V-17 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Type de poutre	section	localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Principale	30×40	Appuis	102.56	111037.20	15.22	14.34	Vérifiée
		Travée	57.53	81406.31	12.88	08.04	
Secondaire	30×40	Appuis	61.58	111037.20	15.22	10.20	Vérifiée
		Travée	58.07	73788.60	12.22	09.61	

2- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$\bullet \quad \frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) .$$

- $\frac{h_t}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ (2). **BAEL 91(Article B.6.5)**
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ (3) .

Les calculs de vérification des conditions de flèche pour les poutres les plus sollicitées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-18 : Vérification des conditions de flèche pour les poutres.

Poutre	position	h _t (cm)	b(cm)	l(cm)	A _s	M _{ser} (KN.m)	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	étage(9)	40	30	555	17.5	57.27	Vérifiée	Vérifiée	Non vérifiée
Secondaire	étage(7)	40	30	465	14.8	6.14	Vérifiée	Vérifiée	Non vérifiée

On voit que la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée pour les deux types de poutre, donc la vérification de la flèche pour les poutres est nécessaire.

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

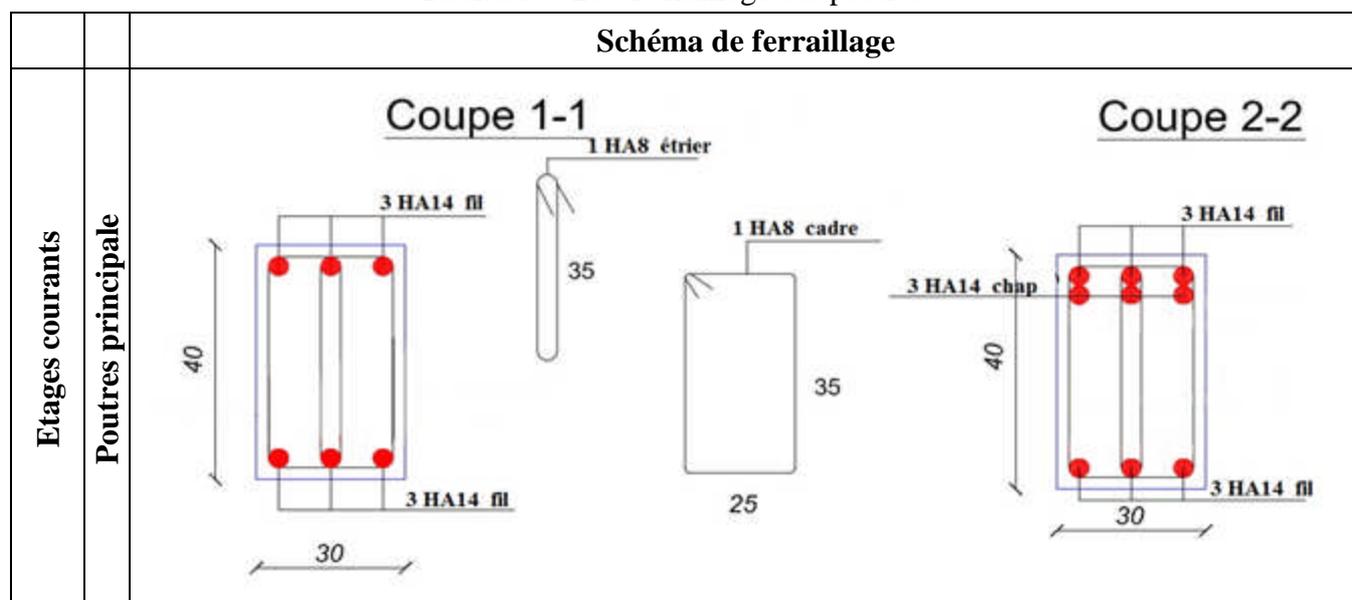
Tableau V-19 : Vérification de la flèche pour les poutres

Poutre	Principale	Secondaire
q_{jser} (KN/m)	11.97	13.30
q_{gser} (KN/m)	29.65	32.97
q_{pser} (KN/m)	33.85	73.64
M_{jser} (KN.m)	34.56	26.96
M_{gser} (KN.m)	85.62	66.83
M_{pser} (KN.m)	23.27	16.33
Δf (mm)	5.93	3.29
f_{adm} (mm)	10.55	9.30

Du tableau ci-dessus on constate que la flèche est vérifiée pour les poutres secondaires et principale de tous les niveaux.

V-3-6 Schémas de ferrailage des poutres

Tableau V-20 : Ferrailage des poutres



	Poutres secondaire	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Coupe 1-1</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Coupe 2-2</p> </div> </div>
Terrasse inaccessible	Poutres principale	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Coupe 1-1</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Coupe 2-2</p> </div> </div>
	Poutres secondaire	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Coupe 1-1</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Coupe 2-2</p> </div> </div>
Disposition constructive		

V-4 Etude des voiles

V-4-1 Introduction

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section. De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V-4-2 Recommandation du RPA 99/03

1- Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.15\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

2- Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement.

Elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - l'espacement $S_t = \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm})$ avec e : épaisseur du voile.
 - les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par ml.

3- Les armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par ml.

4- La contrainte limite de cisaillement dans le béton :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\checkmark \tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_{C28} \quad \text{RPA99/V2003 (Article 7.7.2).}$$

$$\checkmark \tau_b = 1,4 \times \frac{V}{e \times d}$$

e : épaisseur du voile ; d : hauteur utile ($d = 0,9h$) ; h : hauteur total de la section.

V-4-3 Ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times L$) .

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times B \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times B \times h$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.

- $A_h^{calc} = \frac{A_v^{adp}}{4}$: section d'armature calculée
- A_h^{adp} : section d'armature horizontale adoptée.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

- Sollicitations dans les voiles

Les sollicitations dans les voiles sont tirées à partir de notre modèle, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V-21 : Les sollicitations dans les voiles // à XX'

Voile	Niveau	$N_{max} \rightarrow$	M_{corr}	$M_{max} \rightarrow$	N_{corr}	$N_{min} \rightarrow$	M_{corr}	V
		KN	KN.m	KN.m	KN	KN	KN.m	
Vx1	S-sol	-856.95	-451.25	-451.25	-856.95	-32.67	431.91	140.36
	RDC et E1	-650.92	-16.450	-383.11	-608.49	-212.39	364.92	139.68
	E2, E3, E4	-575.55	-1.53	-213.24	-533.85	-191.63	213.94	114.92
	E5, E6, E7	-475.33	-109.31	-109.31	-475.33	-52.279	108.05	81.386
	E8, E9, E10	-281.10	-67.10	84.06	-17.962	21.905	82.771	65.05
Vx2	S-sol	-1007.76	-526.60	-526.60	-1007.7	-55.455	492.96	158.55
	RDC et E1	-802.20	-29.04	-448.02	-743.24	-250.46	412.361	159.23
	E2, E3, E4	-724.36	-48.66	-271.03	-639.96	-255.65	210.53	132.9
	E5, E6, E7	-570.05	-148.57	-148.57	-570.05	-97.18	89.2889	100.36
	E8, E9, E10	-364.35	-97.24	-97.24	-364.35	-15.91	69.08	81.88
Vx3	S-sol	-990.69	21.32	405.18	-629.12	-399.77	399.73	188.99
	RDC et E1	-925.01	14.38	-359.26	-559.46	-358.57	374.15	196.46
	E2, E3, E4	-794.39	37.80	276.65	-425.32	-240.72	268.89	168.35
	E5, E6, E7	-477.07	75.85	200.73	-250.51	-141.47	183.92	141.07
	E8, E9, E10	/	/	/	/	/	/	/
Vx4	S-sol	-1625.49	-92.24	-554.10	-528.72	544.10	61.5364	270.4
	RDC et E1	-1303.46	-80.98	550.60	-522.71	302.97	83.45	278.58
	E2, E3, E4	-806.09	-41.143	361.71	-455.95	-26.32	68.69	219.89
	E5, E6, E7	-432.13	-9.00	141.35	-277.93	-74.54	30.49	104.02
	E8, E9	-180.66	-34.091	94.30	-62.96	45.73	56.78	53.883

Tableau V-22 : Les sollicitations dans les voiles // à YY'

Voile	Niveau	$N_{max} \rightarrow$	M_{corr}	$M_{max} \rightarrow$	N_{corr}	$N_{min} \rightarrow$	M_{corr}	V
		KN	KN.m	KN.m	KN	KN	KN.m	
Vy1	S-sol	-1071.30	845.97	-894.68	-127.11	43.69	-885.61	239.19
	RDC et E1	-1071.30	845.97	-894.68	-127.11	43.69	-885.61	239.19
	E2, E3, E4	-580.39	10.80	380.97	-533.47	-194.65	-367.27	188.28
	E5, E6, E7	-421.68	151.84	-156.86	-58.15	11.55	-156.39	122.00
	E8, E9, E10	/	/	/	/	/	/	/
Vy2	S-sol	-345.05	114.81	-143.79	-118.06	-54.92	-138.87	71.03
	RDC et E1	-279.87	-30.67	-134.19	-187.66	-89.61	-46.82	68.86

	E2, E3, E4	-238.85	-37.09	-127.05	-116.39	-68.09	-118.15	76.61
	E5, E6, E7	-161.92	48.54	-103.79	-34.74	-7.43	-94.67	69.50
	E8, E9, E10	/	/	/	/	/	/	/
Vy3	S-sol	-1520.21	143.61	736.85	-965.17	39.22	-61.439	296.28
	RDC et E1	-1250.26	253.92	622.66	-883.69	-99.14	-218.43	262.54
	E2, E3, E4	-878.90	65.78	354.04	-754.87	-283.15	-230.25	205.50
	E5, E6, E7	-549.78	115.21	222.64	-498.03	-189.24	-86.60	146.00
	E8, E9, E10	-174.53	78.62	219.77	-154.93	-50.65	-29.27	126.99
Vy4	S-sol	-1463.01	61.95	-649.93	-671.47	110.62	-138.56	181.3
	RDC et E1	-1204.33	184.41	-539.41	-595.43	-56.18	-232.77	167.56
	E2, E3, E4	-825.78	-6.64	-239.28	-451.98	-272.41	-231.83	160.99
	E5, E6, E7	-502.24	23.271	143.79	-485.96	-142.04	-115.82	100.95
	E8, E9, E10	-193.52	66.19	118.42	-168.36	-38.72	-47.33	55.95
Vy5	S-sol	-1583.15	958.22	-1175.4	-336.87	-47.99	-1133.8	243.86
	RDC et E1	-1237.78	813.39	-985.87	-450.45	-198.01	-952.37	244.97
	E2, E3, E4	-893.76	-65.63	-524.92	-574.36	-381.01	-505.61	192.75
	E5, E6, E7	-486.50	110.88	-205.62	-220.75	-118.85	-188.52	131.52
	E8, E9, E10	/	/	/	/	/	/	/

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul de ferrailage sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V-23 : ferrailage du voile Vx1

Niveau	S-sol	RDC, E1	E2, E3, E4	E5, E6, E7	E8, E9, E10
L(m)	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	431.91	364.92	213.94	108.05	82.771
N (KN)	32.67	212.39	191.63	52.279	-21.905
V (KN)	140.36	139.68	114.92	81.386	65.05
τ_u MPa	0.88	0.87	0.72	0.51	0.40
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	6.49	3.26	1.02	1.03	1.56
A_v^{min} (cm^2)	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71
A_v^{adop} (cm^2)	6.55	5.53	5.53	5.53	5.53
Nbre	3HA12+4HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_H^{cal} (cm^2)	1.63	1.38	1.38	1.38	1.38
A_H^{min} (cm^2)	3.71	3.71	3.71	3.71	3.71
A_H^{adop} /ml (cm^2)	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95
Nbre/ml	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10

S_t (cm)	20	20	20	20	20
------------	----	----	----	----	----

Tableau V-24 : ferrailage du voile Vx2

Niveau	S-sol	RDC, E1	E2, E3, E4	E5, E6, E7	E8, E9, E10
L(m)	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	492.96	412.361	210.53	89.2889	69.08
N (KN)	55.455	250.46	255.65	97.18	15.91
V (KN)	158.55	159.23	132.9	100.36	81.88
τ_u MPa	0.93	0.93	0.78	0.59	0.48
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_V^{cal} (cm ²)	7.24	3.62	1.14	0.11	0.93
A_V^{min} (cm ²)	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
A_V^{adop} (cm ²)	7.60	4.74	4.74	4.74	4.74
Nbre	2HA14+4HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_H^{cal} (cm ²)	1.9	1.18	1.18	1.18	1.18
A_H^{min} (cm ²)	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
A_H^{adop} /ml(cm ²)	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95
Nbre/ml	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V-25 : ferrailage du voile Vx3

Niveau	S-sol	RDC, E1	E2, E3, E4	E5, E6, E7	E8, E9, E10
L(m)	1.50	1.50	1.50	1.50	/
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	/
M (KN.m)	399.73	374.15	268.89	183.92	/
N (KN)	399.77	358.57	240.72	141.47	/
V (KN)	188.99	196.46	168.35	141.07	/
τ_u MPa	1.30	1.35	1.16	0.97	/
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	/
A_V^{cal} (cm ²)	3.19	3.09	2.20	1.71	/
A_V^{min} (cm ²)	3.37	3.37	3.37	3.37	/
A_V^{adop} (cm ²)	3.95	3.95	3.95	3.95	/
Nbre	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	/
S_t (cm)	20	20	20	20	/
A_H^{cal} (cm ²)	0.98	0.98	0.98	0.98	/
A_H^{min} (cm ²)	3.37	3.37	3.37	3.37	/

$A_H^{adap} / \text{ml}(\text{cm}^2)$	3.95	3.95	3.95	3.95	/
Nbre/ml	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	/
S_t (cm)	20	20	20	20	/

Tableau V-26 : ferrailage du voile Vx4

Niveau	S-sol	RDC, E1	E2, E3, E4	E5, E6, E7	E8, E9
L(m)	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	61.5364	83.45	68.69	30.49	56.78
N (KN)	-544.10	-302.97	26.32	74.54	-45.73
V (KN)	270.4	278.58	219.89	104.02	53.883
τ_u MPa	1.55	1.60	1.26	0.59	0.31
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_V^{cal} (cm ²)	8.84	5.73	0.64	0.55	1.38
A_V^{min} (cm ²)	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05
A_V^{adap} (cm ²)	9.06	6.32	4.74	4.74	4.74
Nbre	8HA12	8HA10	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	20	20	25	25	25
A_H^{cal} (cm ²)	2.46	1.58	1.18	1.18	1.18
A_H^{min} (cm ²)	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05
$A_H^{adap} / \text{ml}(\text{cm}^2)$	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74
Nbre/ml	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15

Tableau V-27 : ferrailage du voile Vy1

Niveau	S-sol	RDC, E1	E2, E3, E4	E5, E6, E7	E8, E9, E10
L(m)	2.30	2.30	2.30	2.30	/
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	/
M (KN.m)	-885.61	-885.61	-367.27	-156.39	/
N (KN)	-43.69	-43.69	194.65	-11.55	/
V (KN)	239.19	239.19	188.28	122.00	/
τ_u MPa	1.07	1.07	0.84	0.55	/
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	/
A_V^{cal} (cm ²)	12.31	12.31	2.03	2.16	/
A_V^{min} (cm ²)	5.17	5.17	5.17	5.17	/

$A_v^{adop} (cm^2)$	12.53	12.53	6.32	6.32	/
Nbre	3HA14+7HA12	3HA14+7HA12	8HA10	8HA10	/
$S_t (cm)$	22	22	25	25	/
$A_H^{cal} (cm^2)$	3.13	3.13	1.58	1.58	/
$A_H^{min} (cm^2)$	5.17	5.17	5.17	5.17	/
$A_H^{adap} /ml (cm^2)$	5.53	5.53	5.53	5.53	/
Nbre/ml	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	/
$S_t (cm)$	15	15	15	15	/

Tableau V-28 : Ferrailage du voile Vy2

Niveau	S-sol	RDC, E1	E2, E3, E4	E5, E6, E7	E8, E9, E10
L(m)	1.00	1.00	1.00	1.00	/
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	/
M (KN.m)	-138.87	-46.82	-118.15	-94.67	/
N (KN)	54.92	89.61	68.09	7.43	/
V (KN)	71.03	68.86	76.61	69.50	/
τ_u MPa	0.73	0.71	0.79	0.72	/
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	/
$A_v^{cal} (cm^2)$	3.02	0.12	2.68	2.77	/
$A_v^{min} (cm^2)$	2.25	2.25	2.25	2.25	/
$A_v^{adop} (cm^2)$	3.95	3.95	3.95	3.95	/
Nbre	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	/
$S_t (cm)$	20	20	20	20	/
$A_H^{cal} (cm^2)$	0.98	0.98	0.98	0.98	/
$A_H^{min} (cm^2)$	2.25	2.25	2.25	2.25	/
$A_H^{adap} /ml (cm^2)$	3.95	3.95	3.95	3.95	/
Nbre/ml	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	/
$S_t (cm)$	20	20	20	20	/

Tableau V-29 : ferrailage du voile Vy3

Niveau	S-sol	RDC, E1	E2, E3, E4	E5, E6, E7	E8, E9, E10
L(m)	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	-61.439	-218.43	-230.25	-86.60	-29.27
N (KN)	-39.22	99.14	283.15	189.24	50.65

V (KN)	296.28	262.54	205.50	146.00	126.99
τ_u MPa	1.46	1.29	1.01	0.72	0.62
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_V^{cal} (cm^2)	1.43	1.67	0.001	0.001	0.001
A_V^{min} (cm^2)	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70
A_V^{adop} (cm^2)	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32
Nbre	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25
A_H^{cal} (cm^2)	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
A_H^{min} (cm^2)	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70
A_H^{adop} /ml(cm^2)	5.53	5.53	5.53	5.53	5.53
Nbre/ml	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15

Tableau V-30 : ferrailage du voile Vy4

Niveau	S-sol	RDC, E1	E2, E3, E4	E5, E6, E7	E8, E9, E10
L(m)	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	-138.56	-232.77	-231.83	-115.82	-47.33
N (KN)	-110.62	56.18	272.41	142.04	38.72
V (KN)	181.3	167.56	160.99	100.95	55.95
τ_u MPa	0.89	0.82	0.56	0.35	0.19
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_V^{cal} (cm^2)	3.08	2.14	0.001	0.001	0.001
A_V^{min} (cm^2)	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70
A_V^{adop} (cm^2)	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32
Nbre	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25
A_H^{cal} (cm^2)	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
A_H^{min} (cm^2)	4.70	4.70	4.70	4.70	4.70
A_H^{adop} /ml(cm^2)	5.53	5.53	5.53	5.53	5.53
Nbre/ml	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15

Tableau V-31 : ferrailage du voile Vy5

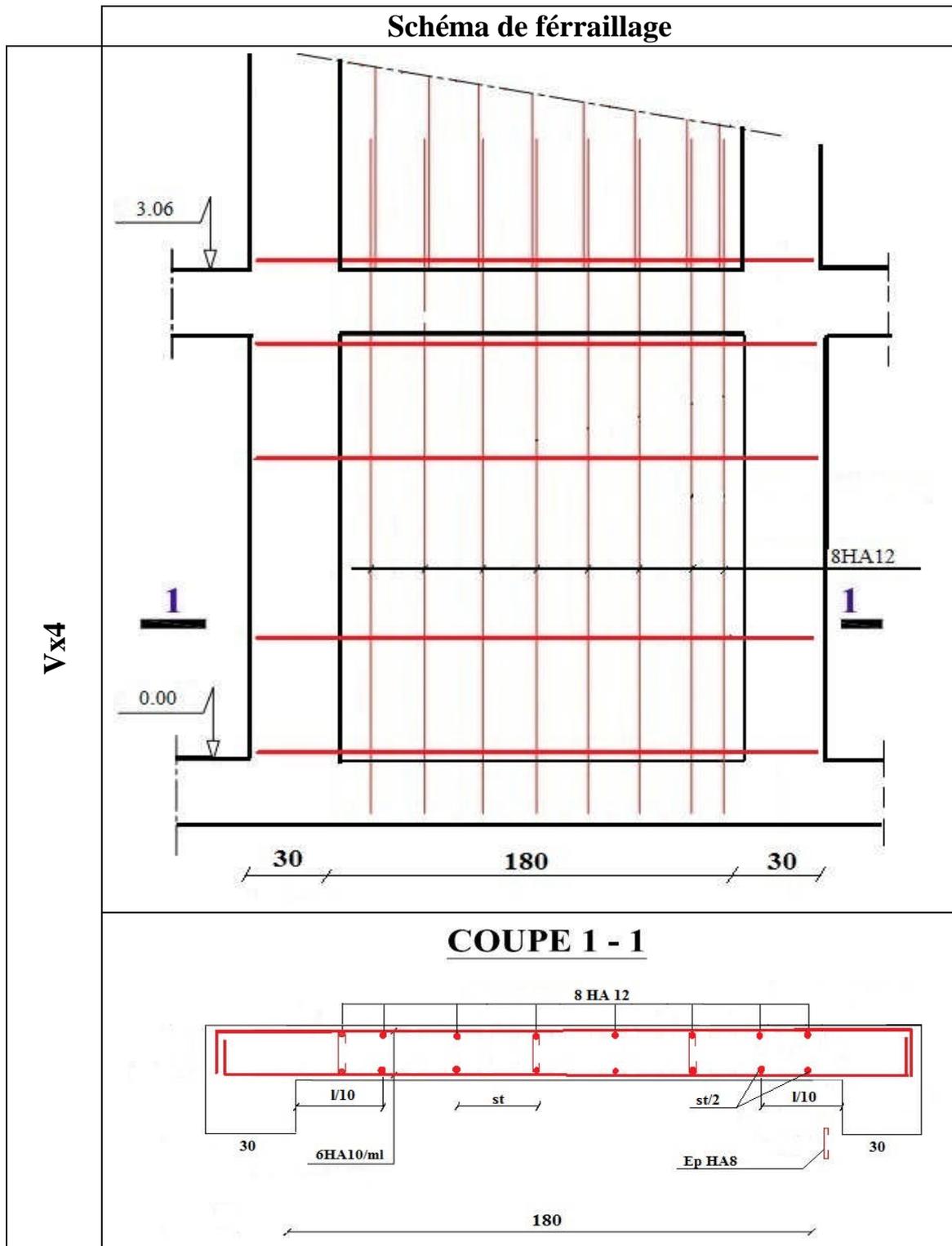
Niveau	S-sol	RDC, E1	E2, E3, E4	E5, E6, E7	E8, E9, E10
L(m)	2.75	2.75	2.75	2.75	/

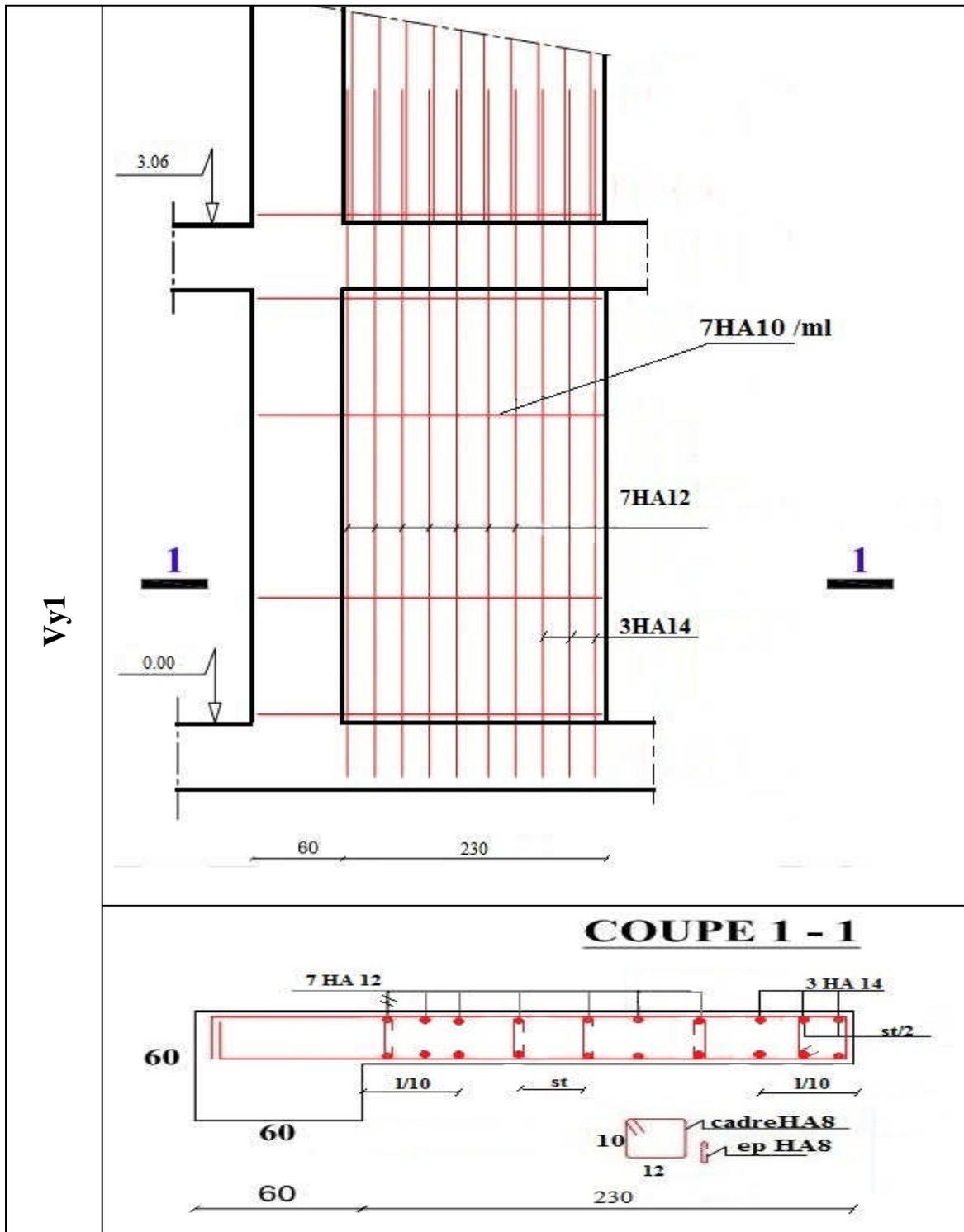
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	/
M (KN.m)	-1133.8	-952.37	-505.61	-188.52	/
N (KN)	47.99	198.01	381.01	118.85	/
V (KN)	243.86	244.97	192.75	131.52	/
τ_u MPa	0.65	0.65	0.51	0.35	/
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	/
A_V^{cal} (cm^2)	13.90	9.77	2.17	0.96	/
A_V^{min} (cm^2)	6.18	6.18	6.18	6.18	/
A_V^{adop} (cm^2)	14.38	10.16	7.90	7.90	/
Nbre	2HA14+10HA12	2HA12+10HA10	10HA10	10HA10	/
S_t (cm)	20	20	25	25	/
A_H^{cal} (cm^2)	3.59	2.54	1.97	1.97	/
A_H^{min} (cm^2)	6.18	6.18	6.18	6.18	/
A_H^{adop} /ml (cm^2)	6.28	6.28	6.28	6.28	/
Nbre/ml	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	/
S_t (cm)	15	15	15	15	/

V-4-4 Schémas de ferrailage des voiles

Pour les schémas de ferrillages des voiles, on prend comme exemple le voile Vx4 dans le sens X, et le voile Vy1 dans le sens Y.

Tableau V-32 : Schéma de ferrailage des voiles Vx4 et Vy1





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 ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Chapitre VI

Etude de l'Infrastructure

VI-1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements absolus et différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure et qui peuvent nuire à sa résistance.

VI-2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie d'abord les semelles isolées, ensuite les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale. Selon RPA 99(Art 10-1-4), les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

VI -3 Etude des fondations

VI-3-1 Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$), donc les semelles sont carrées ($A \times A$).

Soit :

$$N = 3206.092 \text{KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.00 \text{ bar. (à partir du rapport de sol)}$$

N : L'effort normal agissant sur le poteau le plus sollicité, obtenu à partir du notre modèle.

$$A \times A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

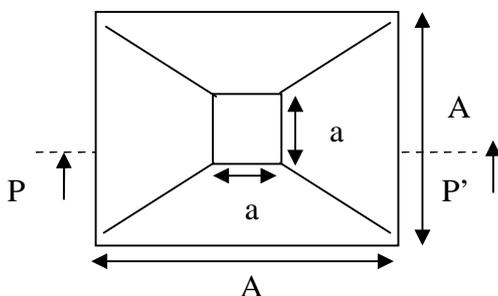


Figure VI-1 : Vue en plan de la semelle.

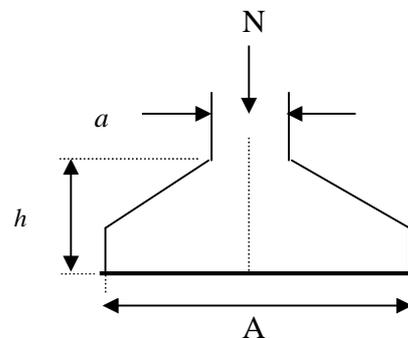


Figure VI-2 : Coupe P-P'.

$$\text{Alors : } A = A = \sqrt{\frac{a \cdot N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{3.206092}{0.20}} = 4.00 \text{m}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI-3-2 Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique le plus sollicité formé de 5 poteaux.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : Poids estimé de la semelle.

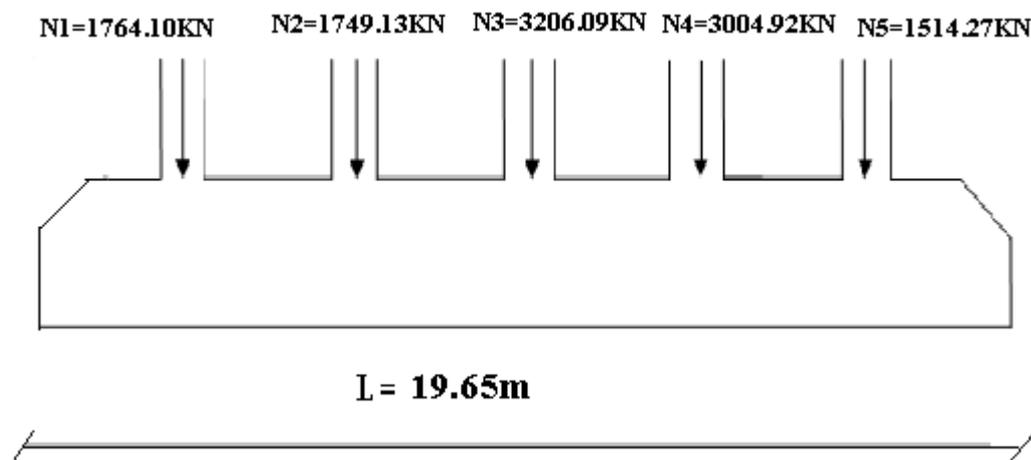


Figure VI-3 : Dimension de la semelle filante

$$N = N_s + \sum N_i$$

$$\sum N_i = 11238.53 \text{ KN.}$$

$$N_s = 5 \times (25 \times 0.6 \times 0.6 \times 1.5) + (25 \times 0.45 \times 1.5 \times 19.65) = 426.10 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 11664.62 \text{ KN}$$

$$\sum L_i = 19.65 \text{ m}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{11664,62 * 10^{-3}}{0.20 * 19.65} = 2.96 \text{ m}$$

Dans notre structure, on a le petit entre axe des différents portiques est de 2.65 m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

VI-3-3 Radier général

VI-3-3-1 Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

VI-3-3-2 Pré dimensionnement du radier

A. Condition de coffrage

✓ La Nervure

$$L_{\max} = 4.95 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{495}{10} = 49,5m, \text{ Soit } h_t = 80cm \dots \dots \dots \text{Art (4-2-2) [3]}$$

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

✓ La dalle

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{495}{20} = 24,75cm$$

$$\Rightarrow h_r \geq 24,75cm \text{ On prend } h_r = 40cm$$

B. Condition de rigidité

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots \dots \dots (1). \\ L_e = 4 \sqrt{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots \dots \dots (2). \end{array} \right.$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 * 10^4$ MPa.

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$I : \text{inertie de la section du radier } I = \frac{b * h_t^3}{12} .$$

K : module de résistance du sol (pour notre sol $K = 4 * 10^4$ KN/m³).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ kg/cm}^3 & \text{sol moyen} \\ 12 \text{ kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

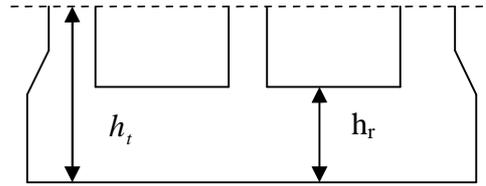


Figure VI-4 : Dimension du radier.

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow h_t \geq 3 \sqrt{\frac{48 * L^4_{\max} * K}{E * \pi^4}} \approx 0.71 \text{ m}$$

A partir des deux conditions (A) et (B) on prend :

$$h_t = 80 \text{ cm}$$

$$h_r = 40 \text{ cm}$$

- **La surface du radier**

Soit : N_{ser} les charge(Poids) totale transmise par la superstructure tiré à partir du notre modèle

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{36564.18}{200} = 182.82 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{\text{bat}} = 308.76 \text{ m}^2$

La surface totale de l'immeuble est de 308.76 m^2 , donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, on prend $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}}$

VI-3-3-3 Les vérifications

A. Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

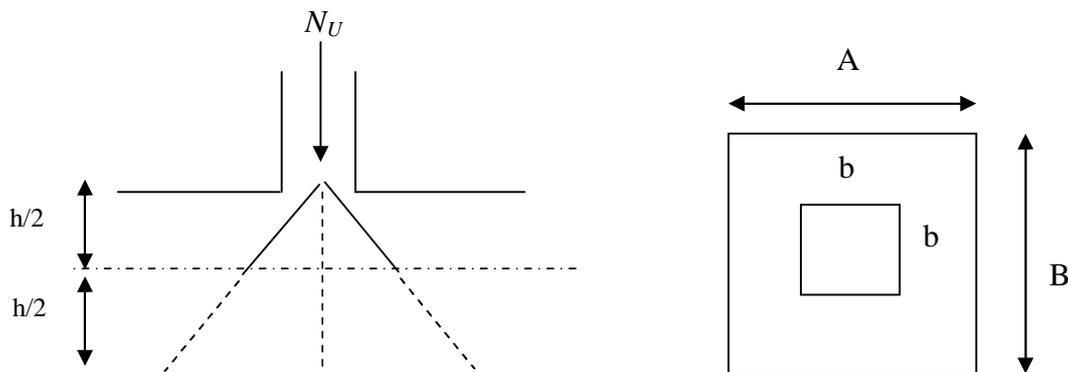


Figure VI-5 : Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

$$N_u \leq 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\text{CBA93}(\text{article A.5.2.4.2}).$$

Avec :

h_t : l'épaisseur total du radier,

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

$$h_t = 80\text{cm}.$$

$$\mu_c = (a+b+2h_t)*2$$

$$\mu_c = 2*(0.9*2+ 1.2) = 6.00\text{m}.$$

$$N_u = 3206.092 \leq 0.045*6.00*0.9*25/1.5 = 4050 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{vérifiée}.$$

• **Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b}.$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{ m}$, $d = 0.9 \times h_t = 0.9 \times 80 = 72\text{cm}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{structure}}} \times b = \frac{36.56418 \times 4.95}{2 \times 308.76} \times 1 = 0.29 \text{ MN}.$$

$$\tau_u = \frac{0.29}{1 \times 0.72} = 0.40 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPA}.$$

• **Vérification de la contrainte dans le sol**

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

A partir du programme **Socotec** on à : $I_{xx} = 7967.2931 \text{ m}^4$; $I_{yy} = 6519.9751 \text{ m}^4$;

$$X_G = 5.93 \text{ m} ; Y_G = 11.57 \text{ m}$$

$$M_x = 524 \text{ KN.m} ; M_y = 45074 \text{ KN.m}$$

- **Sens x-x**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{36.56418}{308.76} + \frac{0.524}{7967.2931} \times 11.57 = 0.119\text{MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{36.56418}{308.76} - \frac{0.524}{7967.2931} \times 11.57 = 0.117\text{MPA}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.173 + 0.125}{4} = 0.118 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2\text{MPA}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens xx.

- Sens y-y

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times X_G = \frac{36.56418}{308.76} + \frac{45.074}{6519.9751} \times 5.93 = 0.159 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times X_G = \frac{36.56418}{308.76} - \frac{45.074}{6519.9751} \times 5.93 = 0.077 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.159 + 0.077}{4} = 0.138 < \bar{\sigma}_{sol} = 0.20 \text{MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

- **Vérification de la poussée hydrostatique**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

f_s : 1.15 (Coefficient de sécurité).

H : La hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.5m.

γ_w : Poids spécifique de l'eau = 10KN/m².

S_{rad} : Surface totale du radier = 308.76m².

$N = 36564.18 \text{KN} \geq 1.15 \times 1.5 \times 308.76 \times 10 = 5326.11 \text{KN}$...La condition est vérifiée.

Donc, les sous-pressions ne sont pas à craindre

VI-4 Ferrailage du radier

VI-4-1 La Dalle

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable .Le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

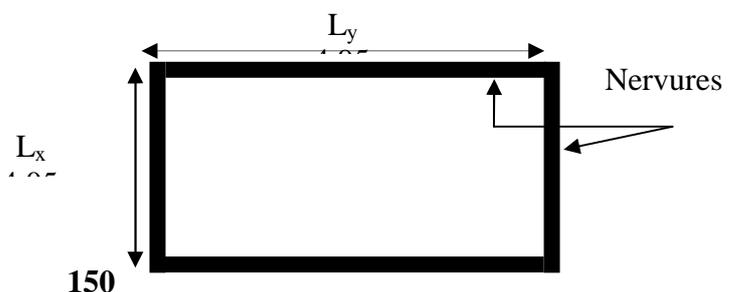


Figure VI-6 : Dalle sur quatre appuis

- **Calcul des sollicitations**

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{50118.496}{308.76} + 1.35 \times 10$$

$$\Rightarrow q_u = 175.82 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} + G_0 \Rightarrow \frac{36564.18}{308.76} + 10 = 131.92 \text{ KN/m}^2$$

A- L'ELU

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.05}{4.95} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 158.61 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 97.30 \text{ KNm}$$

➤ En travée

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 157.76 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 82.70 \text{ KNm}$$

➤ En appui

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 47.68 \text{ KNm}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.4m^2$

• **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 40 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\rho = 0.81$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = 3.50 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^y = 3.20 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Tableau VI-1: Résumé des résultats de ferraillage du radier

Sens		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
x-x	Travée	157.76	12.82	3.50	7HA16=14.07	14
y-y	Travée	82.70	6.57	3.20	5HA14=7.70	20
Appui		47.68	3.75	3.20	4HA12=4.52	25

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 7,70 \text{ cm}^2 > 3,51 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Sens Y-Y : } V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 253,40 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{253,40}{1 \times 0.36} = 0,70 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{ c'est vérifiée}$$

$$\text{Sens X-X : } V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 237.35 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{237.35}{1 \times 0.36} = 0.66 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{ c'est vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

A- L'ELS

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.7246 \end{array} \right.$$

$$\text{Sens x-x' : } M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 145,19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 105,20 \text{ KN.m}$$

➤ En travée

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 123.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 89.42 \text{ KN.m}$$

➤ En appui

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 43.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 (A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 * \sqrt{f_{t28}} \eta\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI-2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
x-x	travée	123.41	14.07	10.39	175809.174	7.25	267.92	Non vérifier
y-y	travée	105.20	7.70	8.03	107617.406	6.63	346.37	
Appuis		43.55	4.52	6.34	68139.3858	4.02	282..61	

▪ **Remarque**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier.

Sens	Localisation	A adopté (cm ²)	S _t (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	Observation
X-X	Travée	7HA20=21.98	15	6.18	175.20	Vérifiée
Y-Y	Travée	5HA20=15.70	20	5.04	174.84	
	Appui	7HA12=07.91	15	3.19	164.38	

▪ Schéma de ferrailage

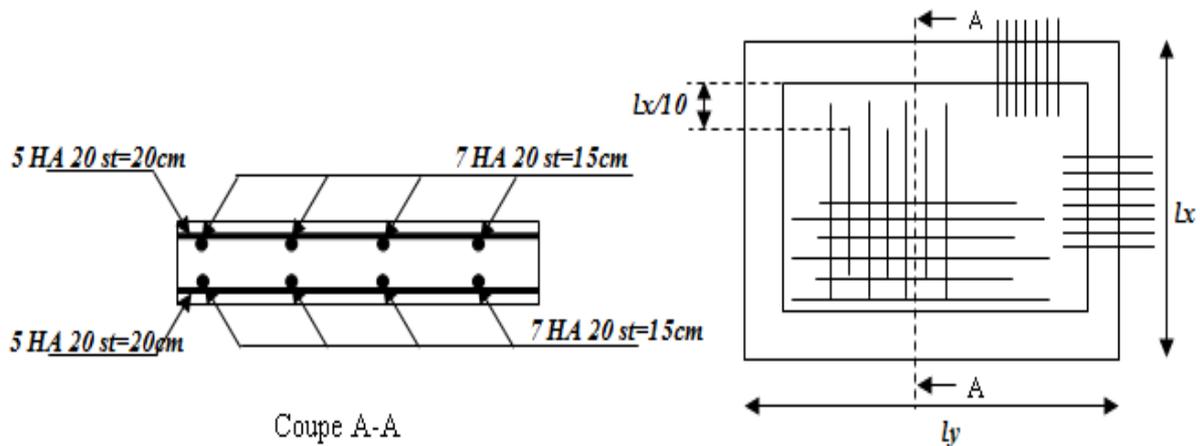


Figure VI-7 : Schéma de ferrailage du radier

VI-4-2 Nervure

• Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.83 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

✓ Charge triangulaire

$$P_u = \frac{q_u \times l_x}{3} \text{ Avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.}$$

✓ Charge trapézoïdale

$$P_u = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ Avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.}$$

$$q_u = 175.82 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 131.92 \text{ KN/m}^2$$

- **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} 1 & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

1) Sens longitudinale (x-x)

On prend les nervures de rives et intermédiaires.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant

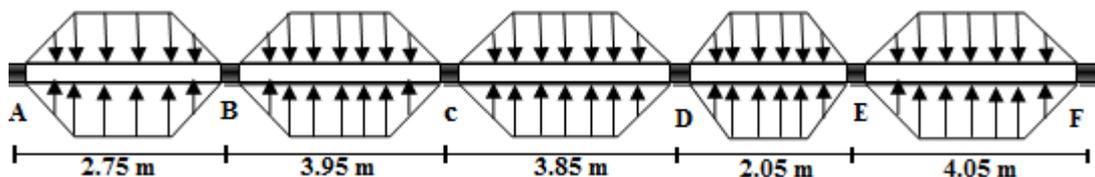


Figure VI-8 : Sollicitations sur les nervures longitudinales

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	ρ_d	ρ_g	Pu (KN/m)	Ps (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
							M_g	M_d		
A-B	2.75	2.75	0.68	0.88	383.83	287.99	-24.93	-479.93	0.92	162.54
B-C	3.95	3.16	0.98	0.79	511.08	383.47	-479.93	-581.84	1.925	466.52
C-D	3.85	3.08	0.96	0.78	504.29	378.37	-581.84	-404.05	2.017	443.51
D-E	2.05	1.64	0.51	0.41	334.70	251.13	-404.05	-432.45	0.984	242.14
E-F	4.05	4.05	0.98	0.81	292.63	219.57	-432.45	-54.07	2.39	403.23

2) Sens transversal (y-y)

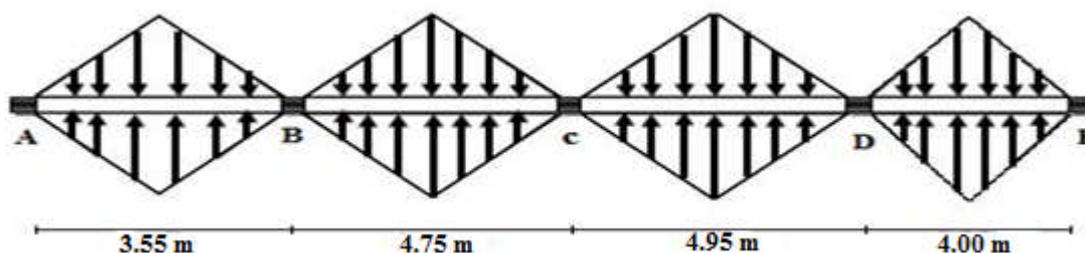


Figure VI-9 : Sollicitations sur les nervures transversales

Travée	l_y (m)	l'_y (m)	Pu (KN/m)	Ps (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
					M_g	M_d		
A-B	3.55	3.55	416.10	312.21	-41.54	-699.47	1.301	352.40
B-C	4.75	3.80	457.13	342.99	-699.47	-810.65	2.324	534.78
C-D	4.95	3.96	457.13	342.99	-810.65	-851.96	2.457	568.87
D-E	4.00	4.00	457.13	342.99	-851.96	-52.74	2.466	537.89

lage

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire en flexion simple.

$$h_t = 0.80\text{m}$$

$$b_0 = 0.6\text{m}$$

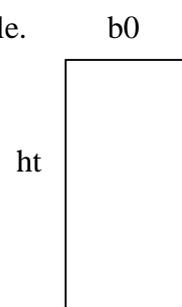


Figure VI-10 : Section à ferrailier

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures du radier.

Sens		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix(cm ²)	S _t (cm)
X-X	Travée	466.52	18.23	16.422	5HA20+2HA16=19.72	15
	appuis	581.84	22.85	16.422	5HA20+4HA16=23.74	10
Y-Y	Travée	568.87	22.33	16.422	5HA20+4HA16=23.74	15
	appuis	851.96	33.87	16.422	5HA25+4HA20=37.11	10

1) Vérification à l'ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

➤ **Sens x-x**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = \frac{17582 \times 3,95}{2} + \frac{47993 + 58184}{3,95} = 61604 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,855 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Sens y-y**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = \frac{175,82 \times 4,95}{2} + \frac{810,65 + 851,96}{4,95} = 771,03 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1,07 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) = \min(2.28 ; 6 ; 2.0) = 20\text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 10\text{mm.}$$

• **Espacement des aciers transversaux**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{1\min}\right) \Rightarrow St \leq \min(20 ; 12 ; 2.0) = 12\text{cm}$$

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en travée.

2) Vérification à l'ELS

• **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa} .$$

Tableau VI-4 : vérification des contraintes des nervures de radier

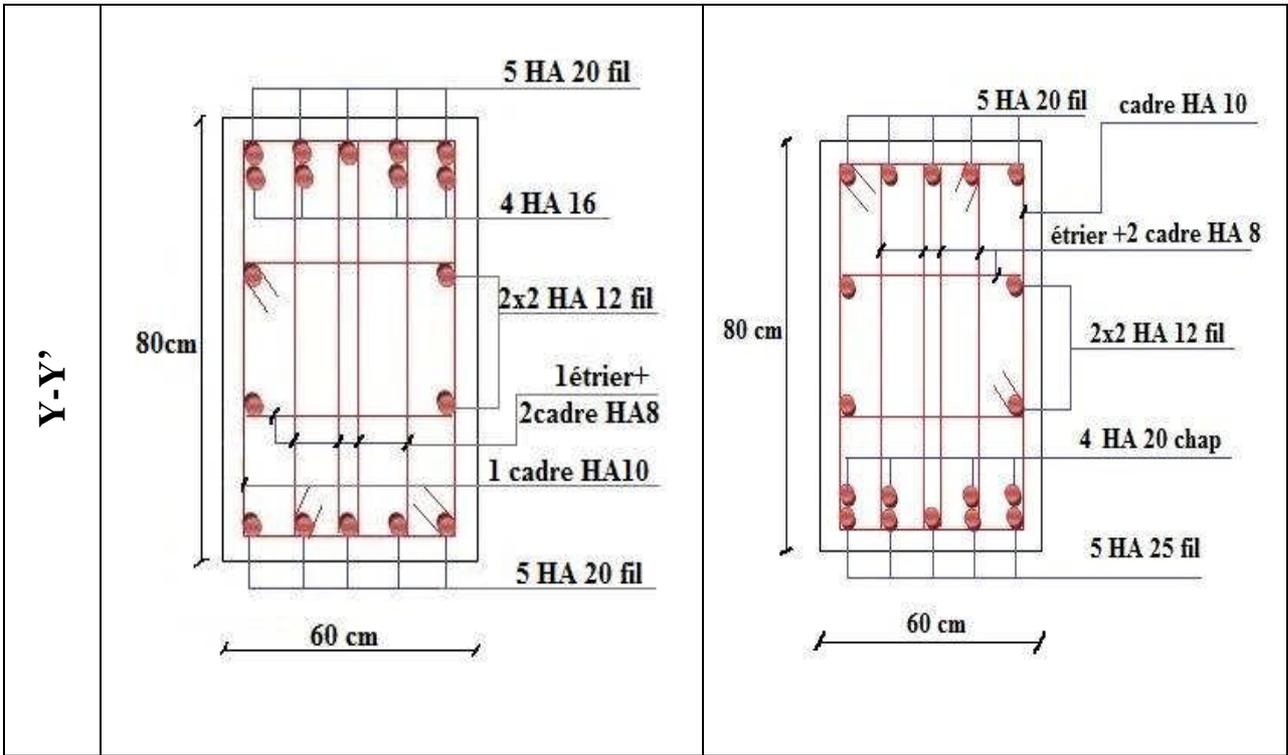
Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M _t	350.08	20.77	1584821.596	4.58	179.67	vérifiée
	M _a	436.56	21.35	1760230.022	5.29	199.56	
y-y	M _t	426.83	21.35	1760230.022	5.17	195.12	
	M _a	639.23	23.25	2317670.103	6.39	200.12	

On vérifie que : $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 23.74 > 4.93 \dots\dots\dots$ c'est vérifiée

VI-4-3 Schémas de ferrailage des nervures

Tableau VI-5 : Ferrailage des nervures.

Sens	Schémas de ferrillages	
	En travées	En appuis
X-X'		



VI-5 Etude de voile périphérique

VI-5-1 Introduction

Selon le RPA99, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI-5-2 Dimensionnement des Voiles

La hauteur $h = 2.52$ m.

La longueur $L = 5.55$ m

L'épaisseur $e = 15$ cm

VI-5-3 Caractéristiques du Sol

Le poids spécifique $\gamma = 19$ KN/m³

L'angle de frottement $\phi = 27.5^\circ$.

La cohésion $c = 10$ KN/m²

} Rapport de sol

VI-5-4 Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté. Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10KN/m²

VI-5-4-1 Sollicitations

a) Poussée des terres

$$P_1 = \gamma \times h \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_1 = 19 \times 2.52 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{27.5}{2} \right) - 2 \times 10 \times \operatorname{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{27.5}{2} \right) = 5.49 \text{ KN / m}^2$$

b) Surcharge Accidentelle

$q = 10 \text{ KN/m}^2$.

$$P_2 = q \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 10 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{27.5}{2} \right) = 3.68 \text{ KN / m}^2$$

VI-5-4-2 Ferrailage de voile périphérique

➤ Calcul à l'ELU

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 12.93 \text{ KN/m}^2.$$

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times (P_2) = 5.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times (P_1) + 1.5 \times (P_2) = 12.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 11.07 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1\text{ml} = 11.07 \text{KN/ml}$$

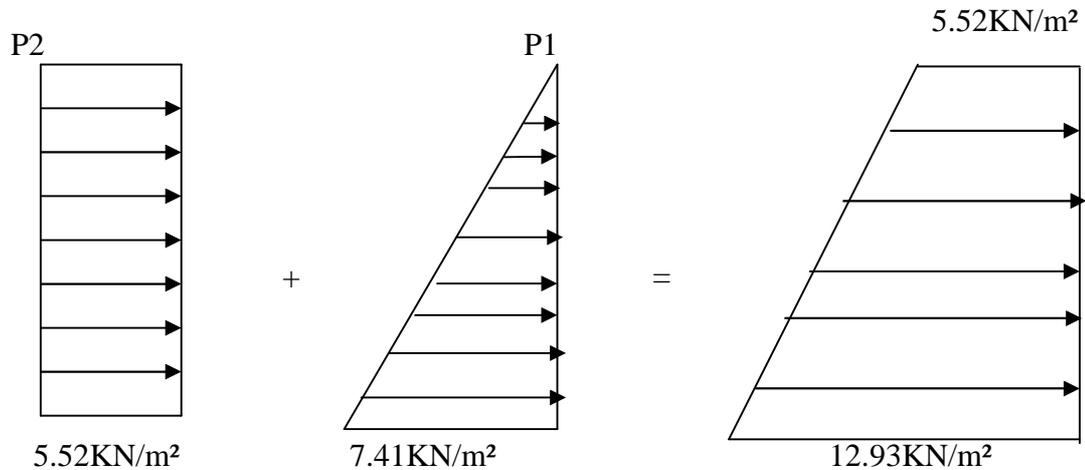


Figure VI-11 : Diagrammes des contraintes.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm}, \quad L_x = 2.52 \text{ m}$$

$$h = 15 \text{ cm}, \quad l_y = 5.55 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.52}{5.55} = 0.45 > 0.4 \quad \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y$$

$$\rho = 0.45 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.1036 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 7,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 1,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 6,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.3 * M_{0x} = 2,18 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\text{min}} = 0.1\% * b * h$ condition exigée par le RPA.

$$A_{\min} = \frac{0.1 \times 15 \times 100}{100} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Tableau VI-6 : Section des armatures du voile périphérique

Sens		M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	St (cm)
X-X	travée	6.19	0.025	0.032	0.128	1.38	1.5	4HA12	25
Y-Y	travée	1.54	0.006	0.008	0.129	0.34	1.5	4HA12	25
Appui		2.18	0.009	0.011	0.129	0.48	1.5	4HA10	25

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration nuisible}).$$

$$V_u = \frac{q_u * L_y}{2} = \frac{11.07 * 5.55}{2} = 30.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.71 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.23 \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{\min} = P2 = 3.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = P1 + P2 = 9.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 7.79 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} * 1\text{ml} = 7.79 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,45 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1063 \\ \mu_y = 0,3234 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 5,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 4,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 1,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 1,53 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

La fissuration est considérée nuisible

Dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Dans l'acier : $\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d-y) \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

Tableau VI-7 : Vérification des contraintes

sens		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	X-X	4,35	3.57	7545.74	2.06	81.50	Vérifier
	Y-Y	1,40	3.57	7545.74	0.66	26.23	
Appuis		1,53	3.06	5638.35	0.84	40.95	

VI-5-5 Schéma de ferrailage du voile périphérique

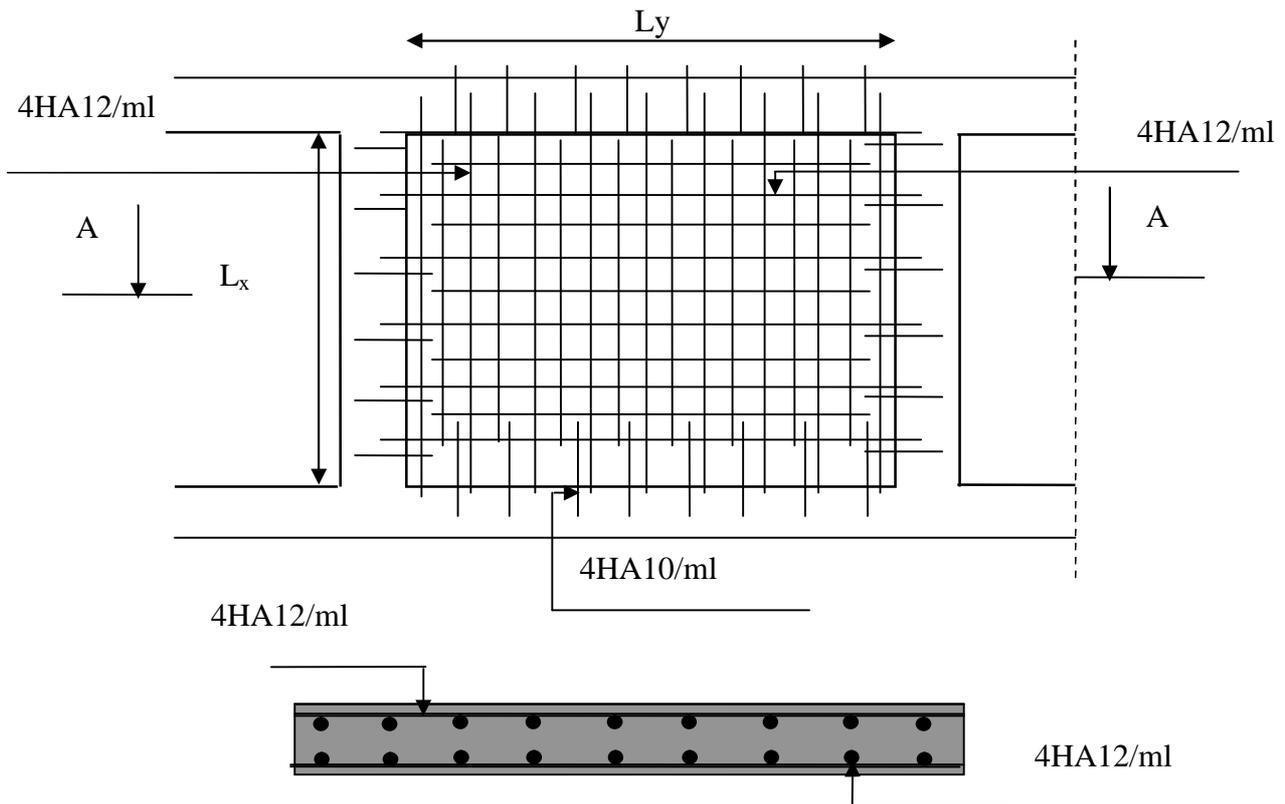


Figure VI-12 : Ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur et d'utiliser le logiciel SAP2000 version 14 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Enfin, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- ✓ La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, notamment pour la disposition des voiles à cause de la diminution de la rigidité en plan et de l'emplacement de la cage d'escalier et de l'ascenseur qui a provoqué une torsion.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- ✓ L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ✓ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Références bibliographiques

Bibliographie

- **DTR-BC, 2.48** ; Règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003) .
Edition : O.P.U, 2^{ème} Trimestre 2004.
- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Edition
EYROLLES, Année : 2002.
- **DTR BC 2.41 :CBA93** : Code du béton armé.
Edition : O.P.U/CGS, Année : 1994.
- **DTR B.C 2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
Edition : O.P.U, Année : 1989.
- **DTR B.C 2.33.1** : Règles de calcul des fondations superficielles.
Edition : O.P.U, Année: 1992.
- **M. BELAZOUGUI** : Calcul des ouvrages en béton armé.
Edition : O.P.U, Année : 1986.
- **J.P.MOOGIN** : BAEL 91 modifié99 et DTU associés. Béton armé.
Edition EYROLLES, Année : 2002.
- **Autres documents consultés :**
 - Mémoires de fin d'étude
 - Cahiers de cours du béton armé.

Annexes

A) Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

Applicable pour :

- des charges telle que $Q \leq \min (2 \cdot G ; 5 \text{ KN/m}^2)$,..... (1)
- une inertie constante sur les différentes travées,..... (2)
- des portées ayant un rapport compris entre 0.8 et 1.25,.... (3)
- une fissuration non préjudiciable,..... (4)

• Principe de la méthode

1- Définition des grandeurs

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la “ travée de comparaison” c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

M_g et M_d : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

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

2- La méthode

• Evaluation des moments

Les valeurs de M_t , M_g et M_d doivent vérifier les conditions suivantes :

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

2)
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1 + 0.3 \cdot \alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{Pour une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \cdot \alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{Pour une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

3) La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire :

- $0.60 \cdot M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées ;
- $0.50 \cdot M_0$ dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0.40 \cdot M_0$ dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Remarque

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Ainsi que d'après RPA 99 le moment des appuis de rive sont égale 15% de moment isostatique encadrant de l'appui considéré. ($0.15 M_0$).

• **Evaluation des efforts tranchants**

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

- Par la méthode de la RDM, on tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i} ;$$

M_i et M_{i+1} sont des moments sur les appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatif)



Figure III-2-2 : Les moments aux appuis

- Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

1. De 15% si la poutre a deux travées.

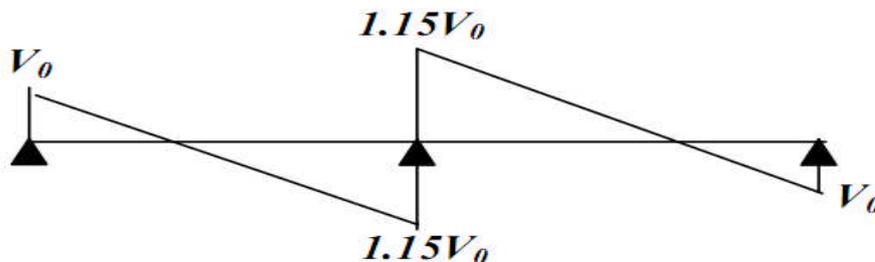


Figure III-2-3 : Diagramme d'effort tranchant d'une poutre à deux travées

2. De 10% Si une poutre à plus deux travées.

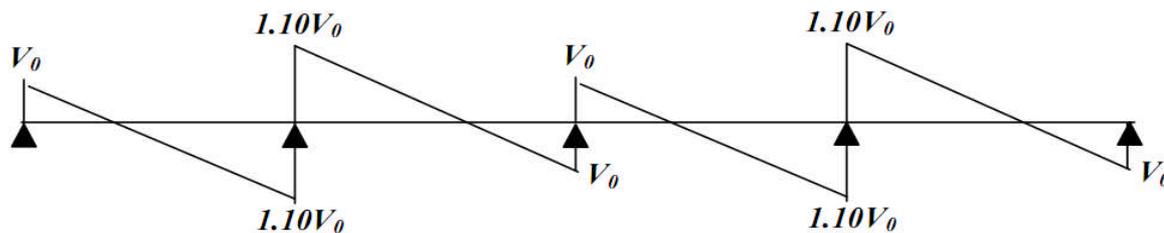


Figure III-2-4 : Diagramme d'effort tranchant d'une poutre à plus deux travées

B) Méthode de CAQUOT (Annexe E.2 du BAEL 91)

- Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

-Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- Moment en appuis

$$M_i = \frac{q_g \times L_g'^3 + q_d \times L_d'^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- Moment en travée

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{qX}{2} \times (L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

- L'effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

Annexe E3

$\alpha = \frac{I_x}{I_y}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000