



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et populaire

Ministère De l'Enseignement supérieur Et de la recherche Scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de la Technologie

Département de Génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'Obtention du diplôme Master en Génie civil

Option : Matériaux et Structures

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+6+2 E-Sol) à usage d'habitation
contreventé par un système mixte (voile-portique)*

Réalisé par :

Mr:BOUZEKRI Hamid

M^r :OUKHALED Sofiane

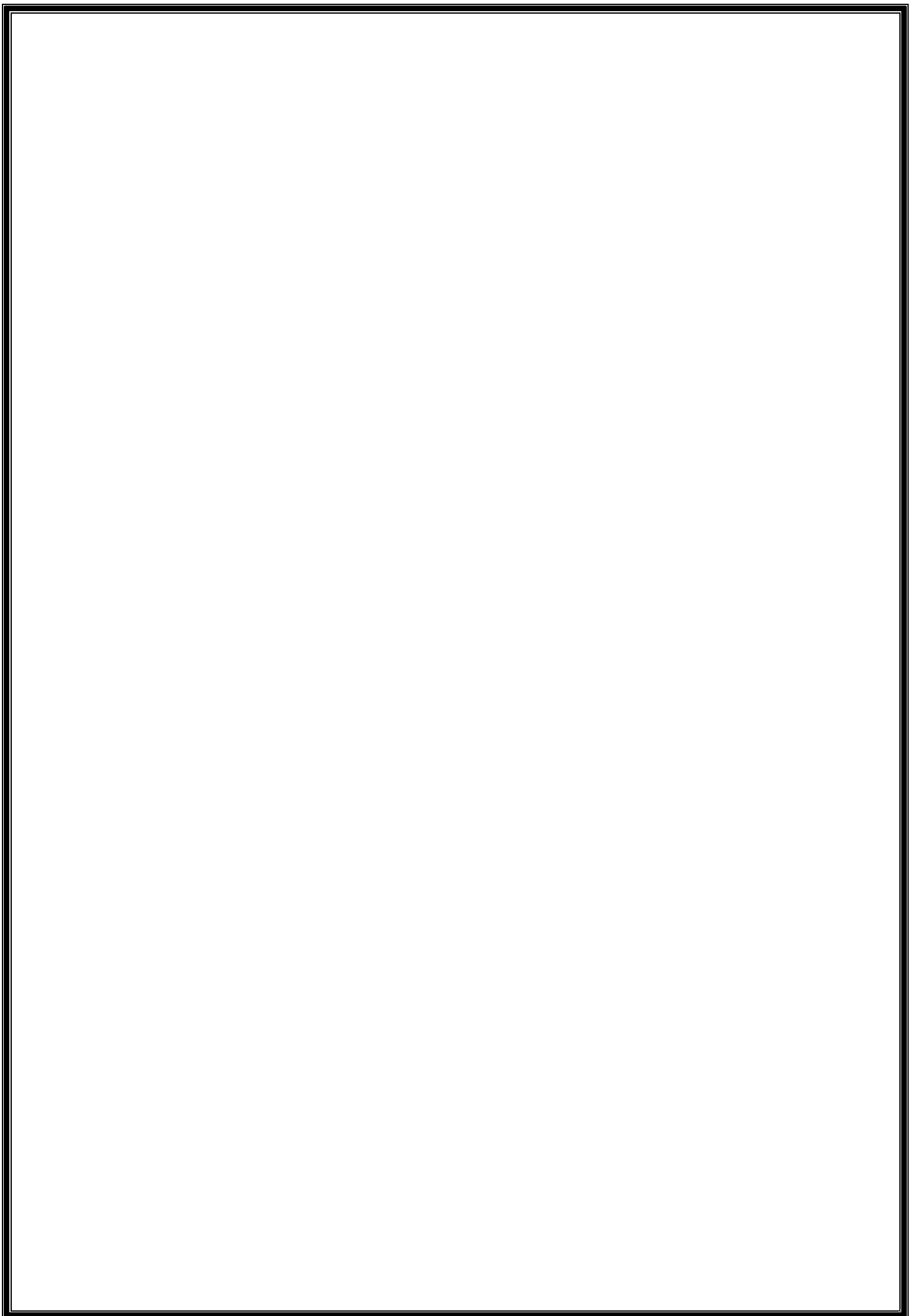
Encadé par :

M^{eme} AREZKI

Jury: M^r : OURETMACHE

M^{elle} : BOUKHAMSA

Promotion 2013-2014



Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{me} AREZKI : notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A M^{er} F.MENARI : pour son bon accueil au sein de son bureau d'étude durant tout notre stage pratique.

A l'architecte Y.KEKOUCHE pour tous ses conseils et ses orientations .

A l'ingénieur K.LARABI qui n' pas hésité de nous faire part de ses connaissances et de partager ses expériences avec nous le long de ce travail.

A tous les enseignants de département de génie civil de l'université de Bejaia

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Sofiane & Hamid

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ♥ *La mémoire de mon père qui nous a quitté et que dieu l'accueille en son paradis.*
- ♥ *A la plus chère personne que je possède : ma mère.*
- ♥ *A mes frères Yazid et Madjid et leurs petites familles.*
- ♥ *A mes sœurs et leurs enfants.*
- ♥ *A tous mes oncles, cousins et proches ...*
- ♥ *A mon binôme Hamid et les copains de chambre Khereddine et Ferhat*
- ♥ *A tous les amis (es).*

Sofiane

Je dédie ce modeste travail à :

- ♥ *A mes chers parents mahmoud et tassadit*
- ♥ *Mes frères Abderrazak et abdessalam et sa petite famille*
- ♥ *A mes chères sœurs et leurs enfants*
- ♥ *A l'IMMAM Rahmouni mohammed*
- ♥ *A tous mes oncles, cousins et proches ...*
- ♥ *A mon binôme Sofiane et les copains de chambre Khereddine et les copains de chambre Khereddine et Ferhat et Ferhat*
- ♥ *A tous mes amis(es)*
- ♥ *A ma future femme*

Hamid

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1. INTRODUCTION	1
I.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	1
I.3. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE	1
I.3.1. Caractéristiques architecturales	1
I.3.2. Contreventement	1
I.3.3. Eléments secondaires	1
I.4. REGLEMENTATIONS ET NORMES UTILISES	2
I.5. METHODES DE CALCUL	2
I.6. MATERIAUX	2
I.6.1. Béton	2
I.6.2. Acier	4
I.7. ACTIONS ET SOLLICITATIONS	5
I.7.1. Les actions	5
I.7.1. Les sollicitations	5
I.8. CONCLUSION	8
CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	
II INTRODUCTION	9
II.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	9
II.1.1. Les planchers à corps creux	9
II.1.2. Planchers dalles pleines	13
II.1.3. Les murs	15
II.1.4. Les escaliers	16
II.1.5. L'acrotère	20
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	21
III.2.1. Les poutre principale	21
III.2.2. Les poutres secondaire	22
III.2.3. Les voiles	22
III.2.4. Les poteaux	24
II.3. CONCLUSION	32

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1.INTRODUCTION	33
III.2.ETUDE DES PLANCHERS	33
III.2.1.Planchers à corps creux	33
III.2.2.Planchers à dalles pleines	58
III.3.ACROTERE	66
III.4. CALCUL DES POUTRES DE CHAINAGE	71
III.5. LES ESCALIERS	75
III.6.ETUDE DE LA POUTRE PALIERE	82

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION	88
IV.2.METHODE DE CALCUL	88
IV.3.ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE	89
IV.4.DISPOSITION DES VOILES	95
IV.5.VERIFICATION DE L'INTERACTION VOILES PORTIQUES	97
IV.6.VERIFICATION DES RESULTATS VIS-A-VIS DU RPA /2003	99
IV.7.VERIFICATION DE L'EFFORT REDUIT NORMAL	100
IV.8.CALCUL DES DEPLACEMENTS	100
IV.9.JUSTIFICATION VIS-A-VIS L'EFFET P-DELTA	101
IV.10.CONCLUSION	102

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1.INTRODUCTION	103
V.2.ETUDE DES POTEAUX	103
V.2.1.Sollicitations dans les poteaux	105
V.2.3.Ferraillage des poteaux	106
V.2.4.Vérifications	107
V.2.5.Dispositions constructives	109

V.3.ETUDE DES POUTRES	111
V.3.1.Recommandation du RPA.....	111
V.3.1.Ferraillage des poutres.....	113
V.3.1.Vérifications.....	115
V.4.ETUDE DES VOILES.....	122
V.4.1.Recommandation du RPA.....	122
V.4.2.Ferraillage des voiles	124
V.4.3.Verification au cisaillement.....	129
V.5.CONCLUSION	130
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VI .1.INTRODUCTION.....	131
VI .2.CHOIX DE TYPE DE FONDATION	131
VI.2.1. Combinaison d'action à considérer	131
VI.2.2.Capacité portante du sol.....	131
VI .3.ETUDE DES FONDATIONS D'ENTRE SOL 1	131
VI.3.1.Vérification des semelles isolées.....	131
VI.3.2. Vérification des semelles filantes.....	132
VI .4.ETUDES DES FONDATIONS D'ENTRE SOL2	141
VI.4.1.Vérification des semelles isolées.....	141
VI.3.1.Vérification des semelles filantes.....	141
VI.5 CONCLUSION.....	144

LISTE DES FIGURES

Figure II.1 Plancher à corps creux.....	9
Figure II.2 Plancher terrasse inaccessible.....	10
Figure II.3 Plancher étage courant.....	11
Figure II.4 Disposition des poutrelles.....	12
Figure II.5 dalle sur deux appuis.....	13
Figure II.6 dalle sur trois appuis.....	14
Figure II.7 Plancher balcon.....	14
Figure II. 8 Mur extérieur.....	15
Figure II.9 Escalier type 01.....	17
Figure II.10 Escalier type 02.....	18
Figure II.11 Acrotère	20
Figure.II.12 voile.....	23
Figure II.13 surface afférente.....	26
Figure III.1 Schéma d'une Poutre.....	34
Figure III.2 Evaluation des efforts tranchant.....	36
Figure III.3 Schéma d'une poutrelle.....	46
Figure III.4 Schéma de ferrailage de la dalle de compression	58
Figure III.5 Schéma statique de la dalle	59
Figure III.6 Schéma d'une dalle sur deux appuis.....	59
Figure III.7 Schéma de ferrailage	61
Figure III.8 schéma de ferrailage de la dalle.....	62
Figure III.9 Dalle sur trois appuis.....	62
Figure III.10 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.....	66
Figure III.11. vue enplan d'acrotère.....	66
Figure III.12 schéma statique d'un acrotère.....	67
Figure III.13 Section à ferrailer.....	69

Figure III.14	Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	71
Figure III.15	Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	74
Figure III.16	Vue en plan et en perspective de l'escalier.....	75
Figure III.17	Schéma statique.....	75
Figure III.18	Schéma statique avec chargement.....	76
Figure III.19	Section à ferrailer.....	77
Figure III.20	Schéma de ferrailage de l'escalier.....	86
Figure III.21	Schéma statique de la poutre palière.....	82
Figure III.22	Section creuse équivalente.....	86
Figure III.23	Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	87
Figure IV.1	La première disposition.....	95
Figure IV.2	la deuxième disposition.....	96
Figure V.1	zone nodale.....	104
Figure V.2	Section d'un poteau.....	108
Figure V.3	Dispositions constructives des portiques.....	113
Figure V.4	La zone nodale.....	118
Figure V.5	schéma de ferrailage des poteaux.....	120
Figure V.6	schéma de ferrailage des poutres.....	122
Figure V.7	Section du voile (convention des sections d'armatures).....	125
Figure V.8	fenêtre de ferrailage automatique de voile V1	126
Figure V.9	Schéma de ferrailage du voile V1 Au Entre sol 1	130
Figure VI.1	Schéma d'une semelle isolée.....	132
Figure VI.2	Schéma d'une semelle filante.....	132
Figure VI.3	Coupe d'une semelle filante	133
Figure VI.4	repérage des semelles filantes.....	134
Figure VI.5	Semelle soumise à un effort normal et un moment de fléchissant.....	134
Figure VI.6	Schéma de ferrailage de la semelle filante.....	136
Figure VI.7	Schéma statique de la poutre de rigidité 1.....	137

FigureVI.8 Schéma statique de la poutre de rigidité 2.....	138
FigureVI.9 Schéma de ferrailage de la PDR type 1.....	140
Figure VI.10 Schéma de ferrailage de la PDR type 2.....	140
FigureVI.11 Schéma d'une semelle isolée	141
Figure VI.12 Schéma d'une semelle filante.....	141

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	8
Tableau II.1 Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.	10
Tableau.II.2 : Charge permanente revenant aux plancher étage courant.....	11
Tableau.II.3 : Charge permanente revenant au balcon.....	15
Tableau .II. 4: Charge permanente revenant aux murs extérieurs.....	15
Tableau .II. 5: Charge permanente revenant aux murs intérieurs.....	16
Tableau. II.6: Evaluation des charges sur la volée.....	19
Tableau. II.7: Evaluation des charges sur le palier.....	20
Tableau. II.8: Evaluation des charges d'exploitations sur les différents éléments.....	20
Tableau. II.9: Vérification des dimensionnement des voiles.....	23
Tableau.II.10: Evaluation des poids propre des poteaux.....	27
Tableau II.11: évaluation de la surcharge << Q >>	28
Tableau II.12 Descente de charge <<G>>.....	29
Tableau .III.1. Différents types de poutrelles	34
Tableau. III.2. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	38
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (T1)..	41
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (T1)..	41
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (T4)..	42
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (T4)..	42
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (T5)..	43
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (T5)..	43
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (T1).....	43
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (T1).....	44
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (T2).....	44
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (T2).....	44
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (T3).....	45
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (T3).....	45
Tableau III.15. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	45
Tableau. III.16. Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible.....	50
Tableau III.17 Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.....	51
Tableau III.18 Vérification des contraintes dans le béton.....	53
Tableau. III.19. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	57
Tableau III.20 Combinaisons d'action.....	67
Tableau III.21 Armatures longitudinales.....	73
Tableau III.22 Résumé des résultats de ferrailage.....	77

Tableau III.23.	Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	78
Tableau.III.24	Résultat du ferrailage de la poutre palière.....	83
Tableau IV.1.	Valeurs des pénalités P_q	90
Tableau IV.2.	Résumé des résultats de calcul.....	93
Tableau IV.4.	Résumé des résultats de calcul.....	94
Tableau IV.4.	Résumé des résultats de calcul.....	95
Tableau IV.5.	Résumé des résultats de calcul	97
Tableau IV.6	Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	98
Tableau IV.7	Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	99
Tableau IV.8	Vérification de l'effort tranchant à la base.....	100
Tableau IV.9	Résumé des résultats.....	100
Tableau IV.10	Vérification des déplacements relatifs.....	101
Tableau IV.11	Vérification des effets $P-\Delta$	102
Tableau V.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA.....	104
Tableau V.2	Sollicitations dans les poteaux.....	106
Tableau V.3	Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	106
Tableau V.4	Armatures transversales des poteaux.....	106
Tableau V.5	Vérification du flambement des poteaux.....	108
Tableau V.6	Vérification des contraintes dans le béton.....	109
Tableau V.7	Vérification des sollicitations tangentes.....	109
Tableau V.8	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.....	112
Tableau V.9	Ferrailage des poutres.....	114
Tableau V.10	Vérification de l'effort tranchant.....	115
Tableau V.11	Vérification de la contrainte limite de béton.....	117
Tableau V.12	Moment résistant dans les poteaux.....	119
Tableau V.13	Vérification des zones nodales.....	119
Tableau V.14	Moment résistant dans les poteaux.....	120
Tableau V.15	Efforts réduits pour le voile V1.....	124
Tableau V.16	Tableau de ferrailage de voile V1.....	126
Tableau V.17	Tableau de ferrailage de voile V2.....	127
Tableau V.18	Tableau de ferrailage de voile V3.....	127
Tableau V.19	Tableau de ferrailage de voile V4.....	128
Tableau V.20	Tableau de ferrailage de voile V5.....	128
Tableau V.21	Tableau de ferrailage de voile V6.....	128
Tableau V.22	Tableau de ferrailage de voile V7.....	129
Tableau V.23	Tableau de ferrailage de voile V8.....	129
Tableau V.24	Tableau de vérification des contraintes de cisaillement.....	130
Tableau VI.1	Valeurs des contraintes sous les différentes semelles.....	135
Tableau VI.2	Tableau de ferrailage des semelles.....	136

Tab VI.3 Sections d'acier à adopter pour la poutre de rigidité type 1.....	138
Tableau VI.4 Sections d'acier à adoptées pour la poutre de rigidité type 2.....	138
Tableau VI.5 Résumé des résultats.....	139
Tableau V.6 Vérification de l'effort tranchant.....	139
Tableau VI.7 Calcul de l'effort N transmis aux fondations à l'ELS.....	143

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_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

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).

ht : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

he : 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_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

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

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{ci} : 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_{ci} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

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_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le tremblement de terre est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les couches superficielles des terres, par le jeu du mouvement relatif des différentes parties de l'écorce terrestre .Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une facturation ou une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface de la terre . Où sont implantées les différentes constructions ce qui implique leur exposition directe aux risque sismique.

Pour pouvoir limiter les dégâts éventuels que ce séisme peut causer à ces constructions ; une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur le respect de la réglementation parasismique, la conception architecturale parasismique et la mise en œuvre soignée de la construction ,tout en respectant les besoins de la société, en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à (R+6+2 E-sol), à usage d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles-portiques).

Nos trois premiers chapitres seront consacrés aux calculs statiques, puis on entamera l'étude sismique au chapitre IV dans le but de trouver un bon comportement de la structure par la mise en place de bon choix de disposition des voiles.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel Robot professionnel 2013, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

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 description de l'ouvrage :

Le projet à étudier est un bâtiment (R+6+ deux entres sol) à usage d'habitation.

Implanté à TAGHZOUTH dans la ville de **Bejaia** qui est classée selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 **Art.3.2**) en **Zone IIa** (zone de moyenne sismicité)

I.3 Caractéristiques de l'ouvrage :

I.3.1 Caractéristiques architecturales :

- Hauteur total du bâtiment est $h_t = 27,98\text{m}$
- Hauteur d'étage : $h_{\text{étg}} = 3,06\text{ m}$
- Hauteur d'entre sol 1 : $h_{\text{es1}} = 3,06\text{m}$
- Hauteur d'entre sol 2 : $h_{\text{es2}} = 3,50\text{m}$
- La longueur totale du bâtiment : $L = 24,95\text{m}$
- La largeur totale du bâtiment : $L = 17,29\text{m}$

I.3.2 Contreventement :

Ossature : Selon le RPA, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (contreventement mixte) **RPA99 (Art 3.4.A.1.a)**

I.3.3 Éléments secondaires :

Plancher : Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles). on a les plancher en dalle pleine (balcons,) et en corps creux.

L'acrotère : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

Escalier : Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armée coulés sur place dans notre cas on a un type d'escalier simple.

Maçonnerie utilisés :

- Les murs extérieurs : sont réalisés en double cloisons sépare d'une âme d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs : sont réalisés d'une seule cloison de 10cm d'épaisseur.

I.4 Règlementation et normes utilisés :

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 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 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).

I.5 Méthodes de calcul :**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 de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

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

I.6 Matériaux :**I 6.1 Béton :****1. Définition :**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

2. Dosage pour 1m³ du béton courant est :

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400 \text{ l Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ l de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175 \text{ l d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

3. Caractéristiques mécaniques :

1. Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{cj} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPA

2. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2})$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

3. Module de déformation longitudinale du béton :

a) A court terme E_{ij} :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

b) A long terme E_{vj} :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

- Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA Art A.2.1.3})$$

4 Contrainte- déformation :

- **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

θ : Coefficient d'application

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & : \text{Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 & : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h.} \\ \theta = 0.8 & : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

Dans notre cas $T > 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

- **La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **La contrainte de cisaillement du béton :**

Elle est limité par $\tau < \tau_{adm}$.

- **Cas de fissuration peu nuisible :**

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

D'où : $\overline{\tau}_u = 3,25$ MPa

- **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :**

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

D'où : $\overline{\tau}_u = 2,5$ MPa

I 6.2 Aciers :

1. Définition :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et une faible résistance à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés :** Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE400

- **Les ronds lisses** : Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

1. Caractéristiques mécaniques des aciers :

- à E.L.U :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

Pour le cas de ce projet: $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

- à E.L.S :

- **Cas de fissuration peu nuisible** : Pas de vérification à faire
- **Cas de fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(0.5 \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

- **Cas de fissuration très préjudiciable** :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max(0.5 \cdot f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

d) Protection des Armatures (l'enrobage « e ») :

On adopte : $e = h - d$ avec $d = 0.9h$

I.7. Actions et sollicitations :

I.7.1 Les Actions : CBA 93 (art A.3.1.1)

On appelle actions, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, elles proviennent donc :

- des charges permanentes.

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

1) Les Actions Permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

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

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.

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...).

I.7.2 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).

1. Les combinaisons d'action:

a) Combinaisons fondamentales ELU : BAEL91 (Art. A.3.3.21)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par CBA 93(Art A 3.1.3.1).

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 \text{ dans le cas général} \\ 1.35 \text{ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de} \\ \text{Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine).} \end{cases}$$

b) Situations accidentelles ELS: (Art. A.3.3.22 BAEL91)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

2. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- **Situations durables :** $\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$
- **Situations accidentelles :** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ pour les structures auto-stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

I.8 Conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeurs (MPa)
béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : situation durable	14.2
	Situation accidentelle	18.48
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164.2
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818.86
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	200000
	Contrainte de calcul à l'ELU : situation accidentelle	400
	Situation Courante	348
	Contrainte à l'ELS : FPN	/
	FN	201.63
	NTN	164.97

Tableau : caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Chapitre II

Pré dimensionnement *des éléments*

II. Introduction :

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes et les normes techniques assurant la condition de la flèche et de résistance.

II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II. 1.1 Planchers à corps creux :

❖ Définition :

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, il sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs, en plus de cette participation à la stabilité de la structure, les planchers isolent du point de vu thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies, les planchers nécessitent un dimensionnement judicieux basé sur un certain nombre de critères, parmi lesquels on citera le plus important qui est celui de la flèche.

❖ Pré dimensionnement :

(Selon CBA93. Article : B-6-8-4, 2-4).

Les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de poutrelles ourdis et une dalle de compression.

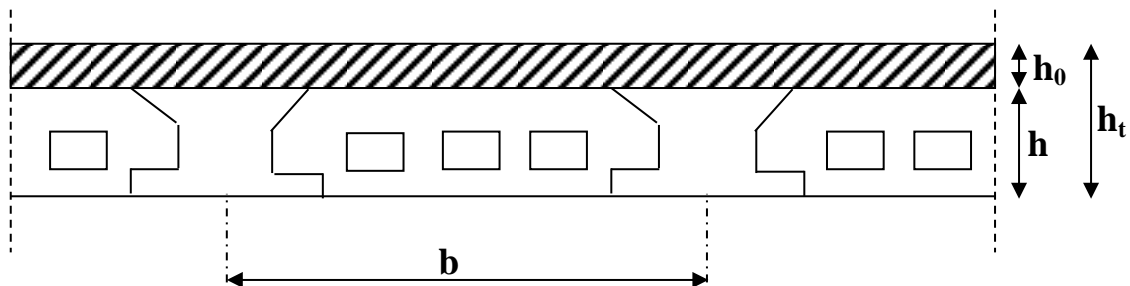


Figure II. 1 Plancher à corps creux.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'ourdis.

$h_t = h_0 + h$: hauteur totale du plancher (dalle de compression + entrevous)

b : distance entre axes des poutrelles.

La hauteur totale du plancher h_t doit vérifier la condition suivante :

L_{\max} : Longueur Max $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$ dans le sens de disposition des poutrelles (entre nus

d'appuis).

Dans notre projet : $L_{max} = 430 \text{ cm}$ ce qui donne : $h_t \geq 19.11 \text{ cm}$.

Donc on opte :

$$h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

❖ Evaluation des charges des planchers terrasse inaccessible et étage courant :

1) Plancher terrasse inaccessible :

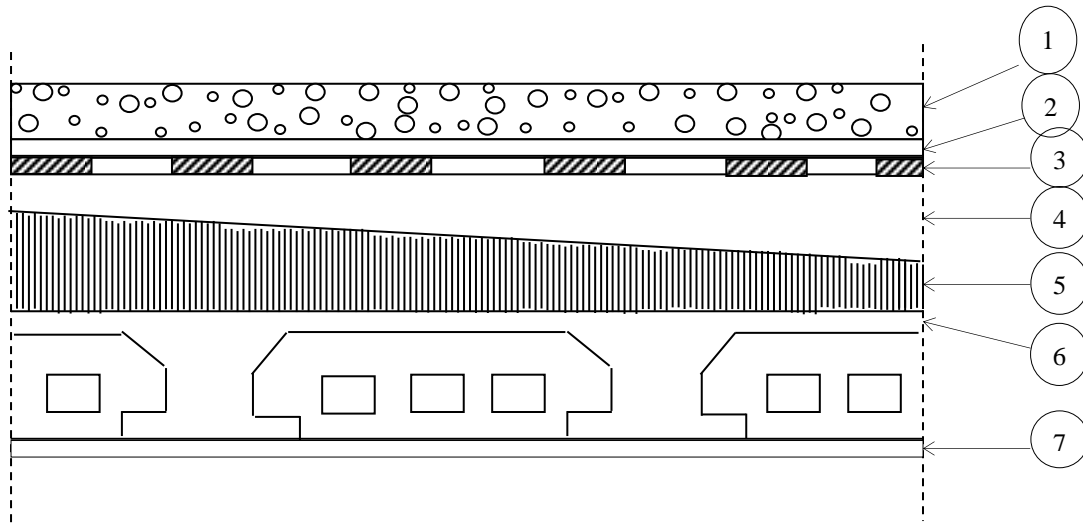


Figure II. 2 Plancher terrasse inaccessible.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique en polystyrène	0,04	0,25	0,10
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0,007	/	0,03
5	Forme de pente en béton nègre	0,10	22	2,20
6	Dalle de corps creux (16+4)	0,2	14.25	2.85
7	Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
				Σ= 6.45

Tableau II. 1 Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale est estimée à : **6.45 KN/m²**.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est : **Q = 1.0 KN/m²**. (DTR BC2-2).

2) Plancher étage courant :

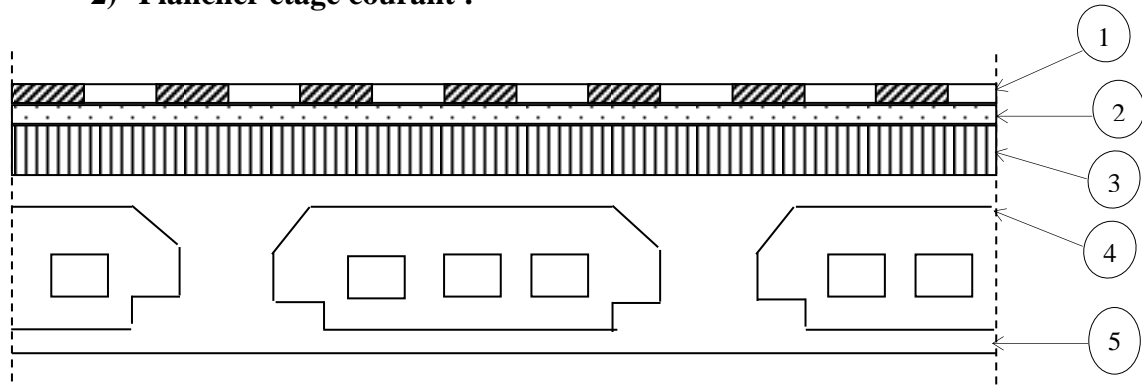


Figure II. 3 Plancher étage courant.

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (K/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
5	Enduit en mortier ciment	0.015	10	0.15
6	Cloisons de distribution	0.10	/	0.9
				Σ = 5.06

Tableau II. 2 Charge permanente revenant aux plancher étage courant.

- La charge permanente totale est estimée à : **$G = 5.06 \text{ KN/m}^2$** .
- La charge d'exploitation à prendre sur le plancher de RDC est : **$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$** .
- La charge d'exploitation à prendre sur les autres planchers d'étage courant est : **$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$** . (DTR BC2-2).

➤ **Poutrelles :**❖ **Définition :**

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

❖ **Disposition des poutrelles :**

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- **Critère de la plus petite portée :** les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

- **Critère de continuité** : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles dans le sens qui correspond au critère de la plus petite portée comme le montre la figure suivante :

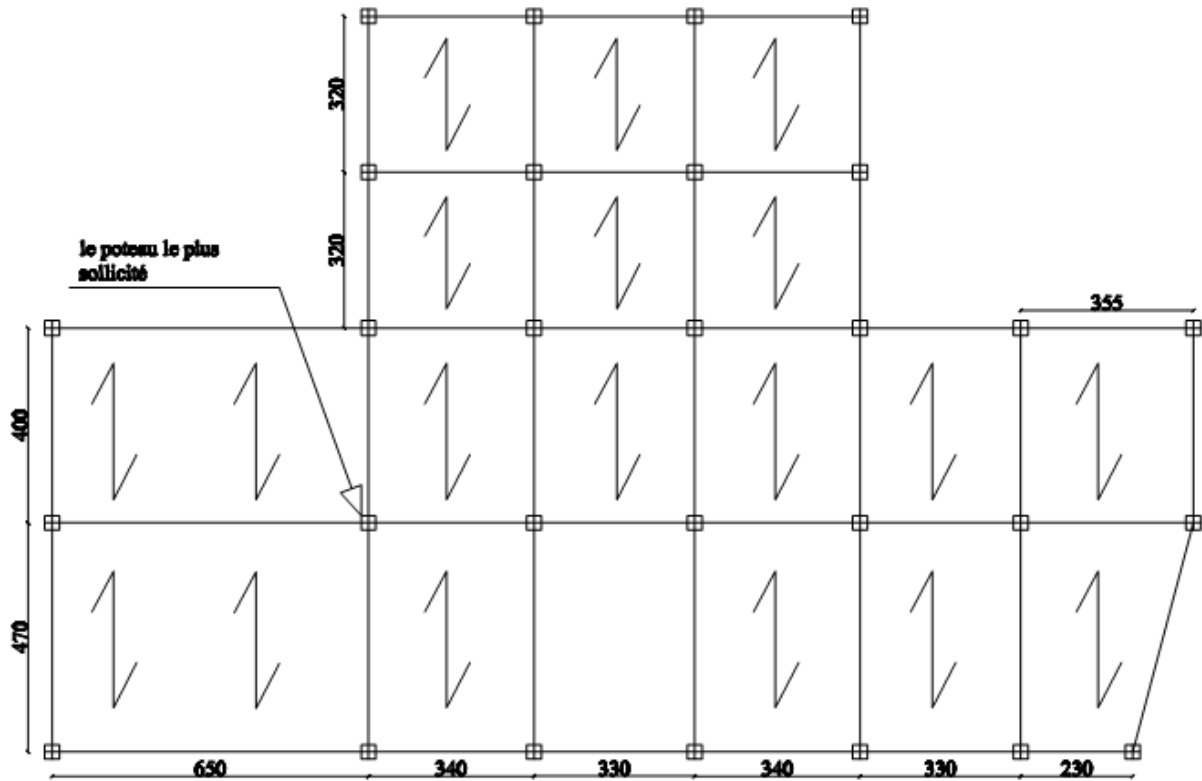


Figure II.4 Disposition des poutrelles.

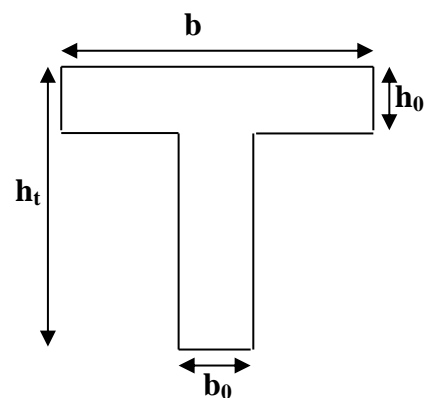
h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) * 20 \text{ cm}$$

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



b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{Où :}$$

L_x : Est l'entre nus de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x .

Dans notre projet, on a : $L_x = 55 \text{ cm}$ et $L_y = 280 \text{ cm}$

$$\text{Donc on aura : } \left(\frac{b-10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{280}{10} \right) = \min(27,5; 28)$$

Ce qui donne : **$b \leq 65,00 \text{ cm}$** .

On opte pour : **$b = 65 \text{ cm}$**

II.1.2 Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

▪ **Critère de résistance :**

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

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

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

L_x est la plus petite portée.

▪ **Critère de coupe-feu :**

$$e \geq 7 \text{ cm} \quad \text{pour une heure de coupe-feu (BAEL91).}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).}$$

❖ **Les différents types des panneaux de dalles de notre structure sont :**

1) **Dalle sur deux appuis :**

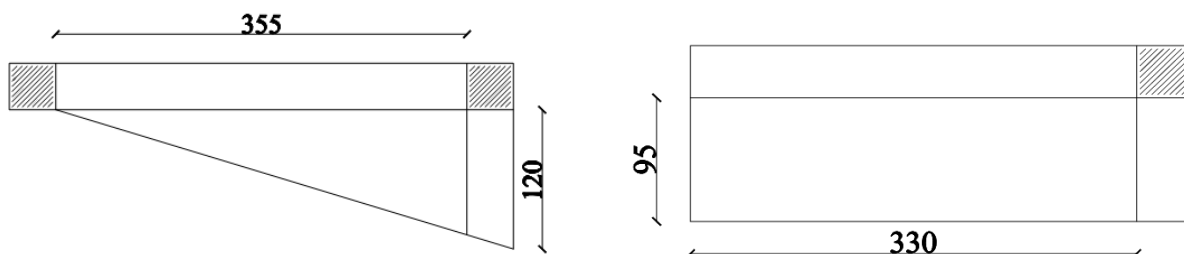


Figure II.5 dalle sur deux appuis.

Dans notre cas on prend la dalle la plus défavorable pour le dimensionnement

$L_x=95 \text{ cm}$; $L_y=330 \text{ cm}$

$$\frac{95}{35} \leq e \leq \frac{95}{30}$$

$$2.714 \leq e \leq 3.116 \Rightarrow e=3\text{cm}$$

L'épaisseur obtenue par le critère de résistance est petit donc on opte pour le critère de coup feu (2 heures de coup feu).

Soit : $e=12\text{cm}$

2 Dalle sur trois appuis :

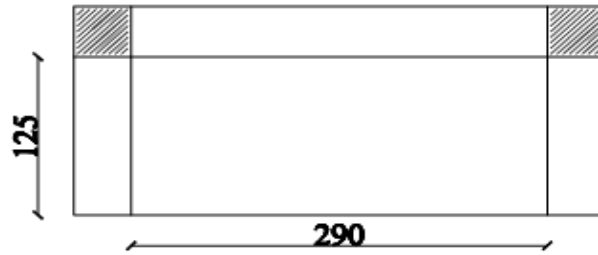


Figure II.6 dalle sur trois appuis.

$$L_x=125 \text{ cm} ; L_y=290\text{cm}$$

$$\frac{125}{50} \leq e \leq \frac{125}{40}$$

$$2.50 \leq e \leq 3.125 \Rightarrow e=3\text{cm}$$

L'épaisseur obtenue par le critère de résistance est petit donc on opte pour le critère de coup feu (2 heures de coup feu).

Soit : $e=12\text{cm}$

❖ Evaluations des charges :

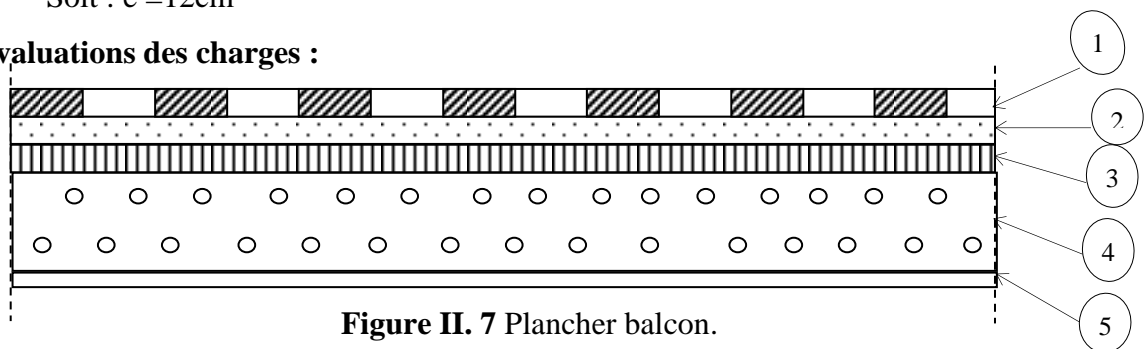


Figure II. 7 Plancher balcon.

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.020	20	0.40
2	Mortier de pose	0.020	20	0.40
3	Lit de sable	0.020	18	0.36
4	Dalle pleine	0.12	25	3.75
5	Enduit ciment	0.015	14	0.21
				Σ = 5.12

Tableau II.3 Charge permanente revenant au balcon.

- La charge totale estimée est : **G = 5,12 KN/m²**.
- La charge d'exploitation est : **Q = 3,5 KN/m²**. (DTR BC2-2).

II.1. 3 Murs :

a) Murs extérieurs :

❖ Définition :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

Evaluations des charges :

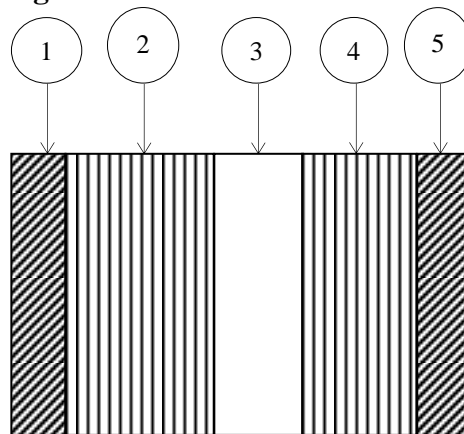


Figure II. 8 Mur extérieur.

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.015	20	0.30
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Ame d'air	0.15	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.015	10	0.15
				Σ = 2.70

Tableau II.4 Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

- La charge totale estimée est : $G = 2.70 \text{ Kn/m}^2$.

b) Murs intérieur :

❖ **Définition :**

Ils jouent un rôle important dans l'isolation phonique du bâtiment.

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	1.5	10	0.15
2	Brique creuse de 10cm	10	/	0.90
3	Enduit plâtre intérieur	1.5	10	0.15
				$\Sigma = 1.2$

Tableau II.5 Charge permanente revenant aux murs intérieurs.

- La charge totale est estimée à : $G = 1.2 \text{ KN/m}^2$.

II 1.4 Escaliers :

❖ **Définition :**

Ce sont des éléments en béton armé conçus sur place, ils servent à lier les différents niveaux.

Notre structure présente un seul type d'escalier qui est un escalier droit à deux volées contrariées avec palier de repos, réalisé en béton armé coulé sur place, situé aux différents étages.

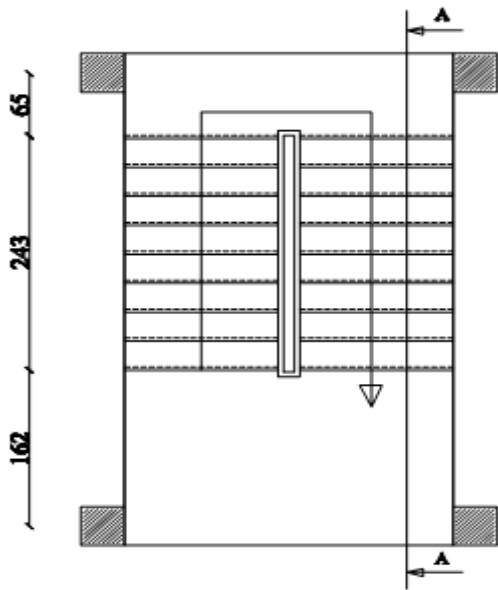
❖ **Description :**

Les escaliers sont constitués de :

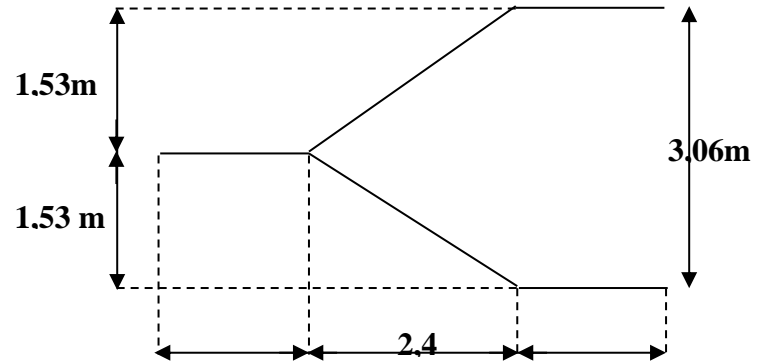
- Palier
- Paillasse
- Contre marches
- Echappée
- Giron
- Emmarchement
- Epaisseur

❖ **Pré dimensionnement :**

a) Escalier Type 01 :



Vue en plan



Coupe A-A

Figure II.9 Escalier type 01.

- Les dimensions des marches G et h sont variables selon la destination des escaliers.
- Les constructeurs ont souvent admet l'existence nécessaire d'une relation déterminée entre G et h pour qu'un bercé d'escalier soit correcte.
- Il existe plusieurs relations, cependant la plus courante est la relation de BLONDEL

Si : g : Giron.

h : Hauteur de la marche.

H : Echappée.

n : Le nombre de contre marches, le nombre de marches sera $(n-1)$.

L : Longueur de la paillasse.

α : Angle de raccordement.

On a la relation de BLANDEL : $G+2h = m.....$ (II-1)

Avec : m variant de 59 cm (escaliers courants d'appartements) à 66 cm (locaux publics).

Plus couramment on prend : $G + 2h = 64 \text{ cm}$.

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow H = n * h$$

$$L = (n-1) * G$$

En remplace dans (II-1), on aura :

$$2\left(\frac{H}{h}\right) + \frac{L}{n-1} = 64 \text{ cm}$$

Ou encore

$$64n^2 - 613n + 306 = 0 \Rightarrow n = 9.$$

Le nombre de contremarches est : **n = 9.**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm}.$$

La hauteur de chaque marche est : **h = 17 cm.**

$$G = \frac{L}{n-1} = \frac{243}{9-1} = 30\text{cm}.$$

Le giron de la marche est : **G = 30 cm.**

L'épaisseur de la paillasse sera déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, l'épaisseur « e » sera calculée par la relation suivante :

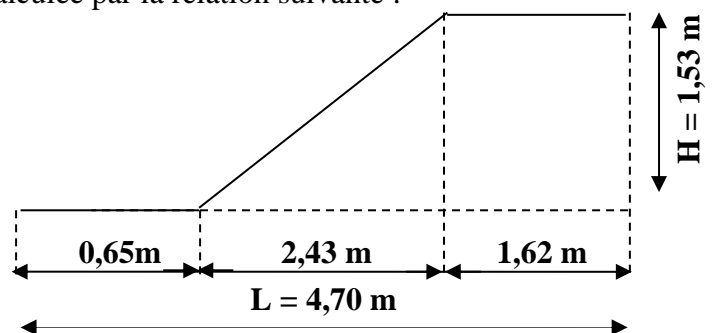
$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}.$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{243} = 0.629$$

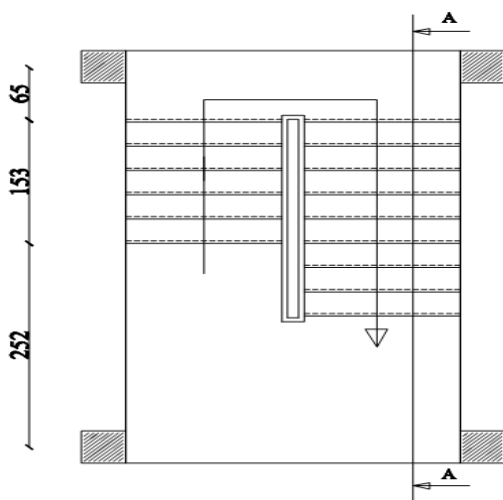
$$\alpha = 32.19$$

$$\frac{514}{30} \leq e \leq \frac{514}{20} \Leftrightarrow 17.13\text{cm} \leq e \leq 25.7\text{cm}$$

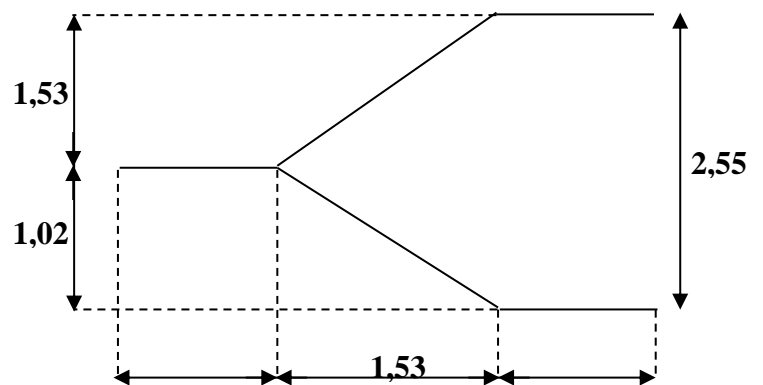
On adopte alors une épaisseur : **e = 18 cm.**



b) Escalier type 02 :



Vue en plan



Coupe A-A

Figure II.10 Escalier type 02.

$$64n^2 - 472n + 255 = 0 \Rightarrow n = 6.$$

Le nombre de contremarches est : **n = 9**.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17.$$

La hauteur de chaque marche est : **h = 17 cm**.

$$G = \frac{L}{n-1} = \frac{153}{6-1} = 30\text{cm}.$$

Le giron de la marche est : **G = 30 cm**.

L'épaisseur de la paillasse sera déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, l'épaisseur « e » sera calculée par la relation suivante :

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

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{153} = 0.666$$

$$\alpha = 33.69$$

$$\frac{514}{30} \leq e \leq \frac{514}{20} \Leftrightarrow 17,13\text{cm} \leq e \leq 25,7\text{cm}$$

On adopte alors une épaisseur : **e = 18 cm**.

❖ **Evaluation des charges et- surcharges :**

a) **Charge de la volée :**

Désignation des éléments	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Revêtement en carrelage vertical	0.02*h/G	20	0.226
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02*h/G	20	0.226
Marches	h/2	22	1.87
Paillasse	0.18/cosα	25	4.431
Enduit en plâtre	0.02/cosα	14	0.330
			Σ = 7.883

Tableau II.6 Evaluation des charges sur la volée.

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 7.883KN/m²**.
- La charge d'exploitation est : **Q = 2,50 KN/m²**. (DTR BC2-2)

b) Charge du palier :

Désignation des éléments	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.18	25	4.5
Enduit en plâtre	0.015	14	0.21
			Σ = 5.87

Tableau II.7 Evaluation des charges sur le palier.

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 5.87KN/m²**.
- La charge d’exploitation est : **Q = 2,50 KN/m²**. (DTR BC2-2)

❖ **Evaluation des charges d’exploitations des différents éléments :** (DTR BC2-2).

Désignation des éléments	Charge d’exploitation Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.50
Balcon (dalle pleine)	3.50
Escalier	2.50

Tableau II.8 Evaluation des charges d’exploitations sur les différents éléments

II 1.5 Acrotère :

❖ **Définition :**

L’acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle : d’empêcher les filtrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse.

❖ **Evaluation des charges :**

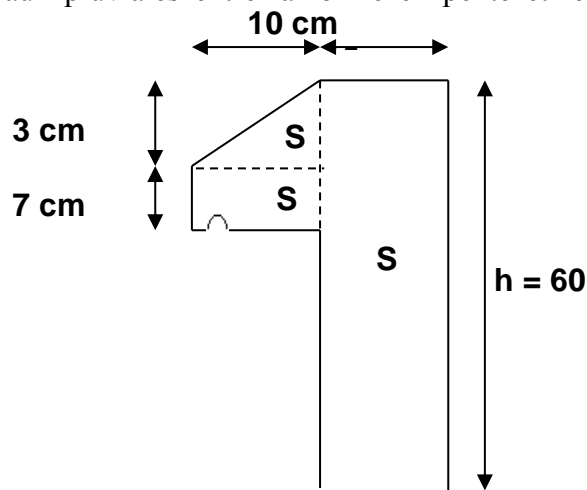


Figure II.11 Acrotère.

- **Surface de l’acrotère est :**

$$S_{ac} = S_1 + S_2 + S_3 = (60 * 15) + (7 * 10) + 0.5(10 * 3)$$

$$S_{ac} = 985cm^2 = 0.0985m^2$$

- **Le volume par mètre linéaire est :**

$$V_{ac} = 0.0985m^2 * 1m = 0.0985m^3$$

- **Le poids propre de l'acrotère est :**

$$G_{ac} = 0.0985 * 25 = 2.462 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment intérieur :**

$$G = \rho * e = 20 * 0.02 * 0.60 * 1 = 0.24 \text{ KN}$$

- **Enduit de ciment extérieur :**

$$G = \rho * e = 20 * 0.015 * 0.60 * 1 = 0.18 \text{ KN}$$

➤ $G_t = 2.88 \text{ KN}$.

- **La Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$**

II. 2 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II. 2.1 Poutres principales [P.P] :

❖ Définition :

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles.

❖ Pré dimensionnement :

La hauteur des poutres est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis de poutres principales où :

$$L_{\max} = 6,10 \text{ m}$$

$$\frac{610}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{610}{10} \Rightarrow 40.66 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 61 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} h_{pp} = 45 \text{ cm.} \\ b = 40 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{Où } b : \text{ largeur de la poutre}$$

❖ Vérification des règles du RPA :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99 qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} & . \text{ On a } b = 40 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm} & . \text{ On a } h = 45 \text{ cm.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} & . \text{ On a } h / b = 45 / 40 = 1.125 \text{ cm.} \end{cases}$$

Les conditions du RPA99 sont vérifiées, donc on adopte une section de : **40 * 45** pour les poutres principales.

II. 2. 2 Poutres secondaires [P.S] :

❖ Définition :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

❖ Pré dimensionnement :

La hauteur des poutres est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : longueur maximale entre les entre nus d'appuis de poutres secondaires :

$$L_{\max} = 430 \text{ cm.}$$

$$\frac{430}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28.66\text{cm} \leq h_{PS} \leq 43\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} \mathbf{h_{ps} = 40 \text{ cm.}} \\ \mathbf{b = 30 \text{ cm.}} \end{cases}$$

❖ Vérification des règles du RPA :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99 qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} \mathbf{b \geq 20\text{cm}} & , \text{ On a } b = 30 \text{ cm.} \\ \mathbf{h \geq 30\text{cm}} & , \text{ On a } h = 40 \text{ cm.} \\ \mathbf{\frac{h}{b} \leq 4\text{cm}} & , \text{ On a } h / b = 40 / 30 = 1.33 \text{ cm.} \end{cases}$$

Les conditions du RPA99 sont vérifiées, donc on adopte une section de : **30 * 40** pour les poutres secondaires.

II. 2. 3 les voiles :

D'après le **RPA99 version 2003** (Article 3.4.a1), chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité) doit être contreventée par des voiles

❖ définitions :

- Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, les charges horizontales ils participent aussi à reprendre les charges verticales.

- Les voiles présentent une section rectangulaire dont l'épaisseur est faible devant la longueur donc ils ont une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à l'épaisseur, ce qui impose une disposition des voiles dans les deux directions principales de la structure.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles.

❖ **Pré dimensionnement :**

- Si :
- h_p : Hauteur totale de la poutre.
 - h_e : Hauteur libre d'étage.
 - e : Epaisseur du voile.
 - L : Longueur du voile.

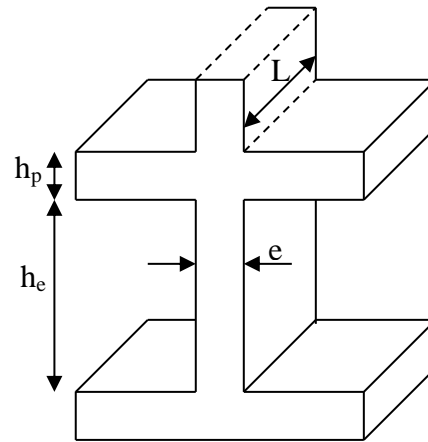


Figure.II.12 voile

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

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

On distingue deux hauteurs libres des différents niveaux, selon (2) on aura :

Nature d'étage	h_e (m)	$e \geq h_e / 20$ (cm)
Entre-sol1	$3.06 - 0.2 = 2.86$	$e \geq 14.3$
Entre-sol2	$3.5 - 0.2 = 3.30$	$e > 16.5$
RDC+ Etages courants	$3.06 - 0.2 = 2.86$	$e \geq 14.3$

Tableau II.9 Vérification des dimensionnements des voiles

Après l'analyse des résultats précédents nous proposons les dimensions suivantes :

- Pour les niveaux Entre-sol1+ RDC+ Etages courants **$e = 15 \text{ cm}$** .
- Pour le niveau Entre-sol2: **$e = 20 \text{ cm}$** .

➤ **Vérification :**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e . \quad \text{d'où} \quad L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

Soit : **$L = 100 \text{ cm}$** .

II. 2.4 Poteaux :

❖ Définition :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4, 1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

❖ Pré dimensionnement :

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99

a) Critère de résistance :

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{A} \leq f_{bU}$$

Avec :

N_u : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

A : Section transversale du poteau tel que : $A = b \cdot h$.

f_{bU} : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$f_{bU} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.20 \text{MPa}$$

$$N_u = (1.35G + 1.5Q) * S$$

Avec :

S : Surface afférente supportée par le poteau (surface de charge du poteau).

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge.

NB : La loi de dégression de la charge est applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation.

b) Critère de stabilité de forme :

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{B N_u}{\left[\frac{f_{bU}}{0.9} + \frac{0.85 A f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) * (h - 0.02)$ (m²).

A / B : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; **A / B = 1%**

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement définie par ; $\lambda = L_f / i_{\min}$.

Avec : **L_f** longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 * l_0$ où :

l₀ : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{12}.$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : **B = b * h**

$$\lambda = \frac{0.7 * l_0 \sqrt{12}}{h}$$

- **Si :** $0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$

- **Si :** $50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$

c) Règles du RPA99 /2003 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes

en zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, h) \geq 25cm. \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right. \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

❖ La descente de charge

On fixe les sections des poteaux comme suit :

RDC, 2^{ème} et 1^{ère} entre sol : 50×50cm²

1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème} étages : 45×45cm²

4^{ème}, 5^{ème}, et 6^{ème} étage : 40×40cm²

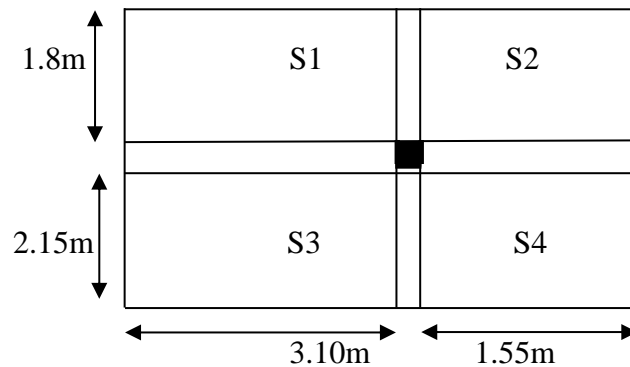


Figure II.13 surface afférente

- **La surface afférente:**

$$S1 = 1.8 \times 3.10 = 5.58 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.8 \times 1.55 = 2.79 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.15 \times 3.10 = 6.66 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.15 \times 1.55 = 3.33 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_i = 18.36 \text{ m}^2$$

- ❖ **Calcul des charges revenant au poteau :**

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$S = 18.36 \text{ m}^2$$

$$G_{ti} = 6.45 \text{ KN/m}^2; Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 6.45 \times 18.36 = 118.43 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 \times 18.36 = 18.36 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant :**

$$S = 18.36 \text{ m}^2;$$

$$G_{pc} = 5.06 \text{ KN/m}^2; Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pc} = 5.06 \times 18.36 = 92.9 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = 1.5 \times 18.36 = 27.54 \text{ KN}$$

- **Poids des poutres :**

$$P_{pp} = 0.45 \times 0.4 \times 4.65 \times 25 = 20.92 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.4 \times 3.95 \times 25 = 11.85 \text{ KN}$$

- **Poids des poteaux :**

$$P = S \times 25 \times h_e$$

▪ **Poids des murs intérieurs :**

$$P = h_e * L * G_m$$

➤ **Évaluation des poids propre des poteaux :**

étages	Entre sol 2	Entre sol1+ RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages
S (m ²)	0.25	0.25	0.202	0.16
P(KN)	21.87	19.12	15.45	12.24

Tableau II.10 Evaluation des poids propres des poteaux.

❖ **LOI DE DEGRESSION DES CHARGES :(D.T.R B.C.2.2 ART 6.3) :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_1, Q_2, \dots, Q_n Sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages 1,2 , n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse Q .
- ✓ Sous le dernier étage..... $Q_0 + Q_1$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- ✓ Pour $n \geq 5$ $Q_0 + (3 + n / (2n)) + (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

❖ **Évaluation de la surcharge << Q >> :**

Nous exposerons dans le tableau qui suit l'évaluation de la dégression de la surcharge d'exploitation <<Q>> :

NATURE	Q (KN/m ²)	Cumule (KN /m ²)		Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	1	1	18.36
Étage 6	1	1.5+1	2.5	45.9
Étage 5	1.5	1.5+0.95*(1+1.5)	3.87	71.05
Étage 4	1.5	1.5+0.90*(1+1.5+1.5)	5.1	93.63
Étage 3	1.5	1.5+0.85*(1+1.5+1.5+1.5)	6.175	113.37
Étage 2	1.5	1.5+0.80*(1+1.5+1.5+1.5+1.5)	7.1	130.35
Étage 1	1.5	1.5+0.75*(1+1.5+1.5+1.5+1.5+1.5)	7.875	144.58
RDC	1.5	1.5+0.7*(1+ (6*1.5))	8.5	156.06

Entre sol 2	1.5	$1.5+0.65*(1+(7*1.5))$	8.975	164.78
Entre sol 1	1.5	$1.5+0.6*(1+(8*1.5))$	9.3	170.74

Tableau II.11 Evaluation de la surcharge << Q >>

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N 9	Plancher terrasse inaccessible.	118.43	
	Poutres principales.	20.92	
	Poutres secondaires	11.95	
Σ		151.3	18.36
N 8	Venant de N 9.	151.3	
	Poutres principales.	20.92	
	Poutres secondaires.	11.95	
	Poteaux.	12.24	
	Mur intérieur.	31.57	
	Plancher étage courant.	92.9	
Σ		320.88	45.9
N 7	Venant de N 8.	320.88	
	Poutres principales.	20.92	
	Poutres secondaires.	11.95	
	Poteaux.	12.24	
	Mur intérieur.	31.57	
	Plancher étage courant.	92.9	
Σ		490.46	71.14
N 6	Venant de N 7.	490.46	
	Poutres principales.	20.92	
	Poutres secondaires.	11.95	
	Poteaux.	12.24	
	Mur intérieur.	31.57	
	Plancher étage courant.	92.9	
Σ		660.04	93.63
N 5	Venant de N 6.	660.04	
	Poutres principales.	20.92	
	Poutres secondaires.	11.95	
	Poteaux.	15.45	
	Mur intérieur.	31.57	
	Plancher étage courant.	92.9	
Σ		832.83	113.37
N 4	Venant de N 5.	832.83	
	Poutres principales.	20.92	
	Poutres secondaires.	11.95	
	Poteaux.	15.45	
	Mur intérieur.	31.57	
	Plancher étage courant.	92.9	
Σ		1005.62	130.35
N 3	Venant de N 4.	1005.62	
	Poutres principales.	20.92	
	Poutres secondaires.	11.95	
	Poteaux.	15.45	

	Mur intérieur. Plancher étage courant.	31.57 92.9	
Σ		1178.41	144.58
N 2	Venant de N 3. Poutres principales. Poutres secondaires. Poteaux. Mur intérieur. Plancher étage courant.	1178.41 20.92 11.95 19.12 31.57 92.9	
Σ		1354.87	156.06
N 1	Venant de N 2. Poutres principales. Poutres secondaires. Poteaux. Mur intérieur. Plancher étage courant.	1354.87 20.92 11.95 19.12 31.57 92.9	
Σ		1531.33	164.18
N 0	Venant de N 1. Poutres principales. Poutres secondaires Poteaux. Plancher étage courant.	1531.33 20.92 11.95 21.87 14.11	
Σ		1600.18	170.74

Tableau II.12 Descente de charge <<G>>

$$N_U = 1,35G + 1.5Q$$

$$N_U = 1,35(1600.18) + 1.5(170.74)$$

$$N_U = 2416.35 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_U De 10%.

$$N_U = 1.1 \times 2416.35 = 2657.98 \text{ KN}$$

- **Pré dimensionnement :**

$$N_U = 2657.98 \text{ KN}$$

Compression simple :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_U}{S} < \sigma_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{N_U}{\sigma_{bu}} = \frac{2657.98 * 10^{-3}}{14.2}$$

$$S = 0.187 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S = 1871.81 \text{ cm}^2$$

Or qu'on a : $S = 50 * 50 = 2500 > 1871.81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- **Vérification au flambement :**

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

- **Vérification :**

- Calcul de l'élément λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement ;

$$l_f = 0.7l_0 ;$$

$$l_f = 0.7 * 3.05 = 2.135m$$

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

Tel que I : Moment d'inertie.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.5)^4}{12} = 0.0052m^4.$$

B : section du poteau.

$$B = b * h = (0.6)^2 = 0.25m^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0052}{0.25}} \Rightarrow i = 0.1442m$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b}$$

(Section rectangulaire)

$$\lambda = 3.46 \frac{2.135}{0.50} \Rightarrow \lambda = 14.77$$

Donc : $0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$

Avec α : Coefficient de réduction.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.77}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.82$$

La formule de l'effort normal ultime donne :

A : $B_r \geq \frac{N_U}{\alpha \left(\frac{f_{e28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$ Section d'acier.

B_r : Section réduite du béton pour tenir compte de la sensibilité aux défauts d'exécution.

$\frac{A}{B_r}$: On prend généralement égale à 1% ...**BAEL 91(7.4.2)**

θ : Coefficient donné en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'actions ($\theta = 1$ car $t < 24h$).

$K=1$: Car moins de la moitié des charges est appliquées avant 90 jours.

$$B = \frac{0.85}{\alpha} = \frac{0.85}{0.82} \Rightarrow B = 1.036$$

Donc :

$$B_r \geq \frac{2657.98 * 10^{-3}}{0.82 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.147 m^2$$

$$or : B_r = (h - 0.02)(b - 0.02) = (0.5 - 0.02)(0.5 - 0.02)$$

$$B_r = 0.2304 m^2 > 0.147 m^2$$

$B_r > 0.147 m^2$... Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement.

❖ **Etude de flambement pour les poteaux de différents niveaux :**

N°	N_U	Br	Br
01	152.24	0.1444	0.0086
02	845.71	0.1444	0.048
03	1134.64	0.1444	0.064
04	1423.81	0.1849	0.079
05	1708.42	0.1849	0.0959
06	1988.49	0.1849	0.1116
07	2269.48	0.2304	0.125
08	2544.92	0.2304	0.146
09	2657.98	0.2304	0.147

Tableau II.13 Vérification de flambement

▪ **Condition du RPA :**

Pour les poteaux rectangulaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Condition vérifiée.} \end{array}$$

II.3 CONCLUSION :

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

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les minimums RPA. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

- Poutres principales : $(h \times b) = (44 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(h \times b) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4, 1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

- Poteaux du entre sol 1 et 2 et RDC : $(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- Poteaux du 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages : $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poteaux des 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages : $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

Chapitre III :

Etude des éléments ***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 (différents planchers, escalier, acrotère...). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la règlementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 version 2003...).

III.2 Etudes des planchers :

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

III.2.1. Plancher à corps creux :

III.2.1.1. Les poutrelles :

Le sens de disposition des poutrelles adopté est montré sur la figure II.4 au chapitre II, les différents types de poutrelles que nous avons alors sont les suivantes :

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

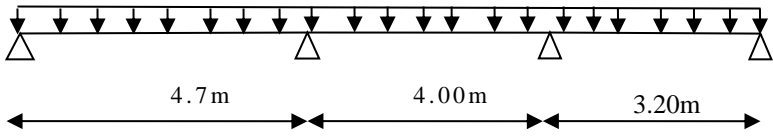
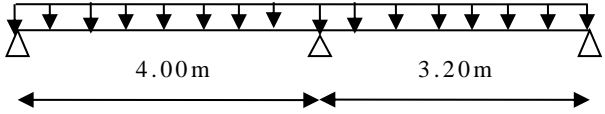
Type 4 (terrasse inaccessible)	
Type 5 (terrasse inaccessible)	

Tableau III.1 Différents types de poutrelles.

❖ **Méthodes de calcul :**

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de Caquot minoré.

• **Méthode forfaitaire :**

- **Domaine d'application :**(BAEL91art B.6.2, 210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

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

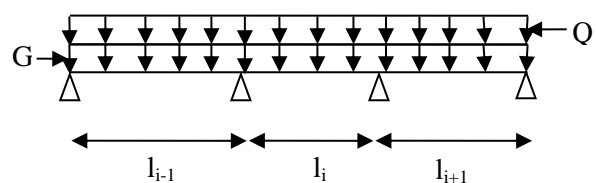


Figure III.1 Schéma d'une Poutre.

✓ **Remarque :**

- Si la première condition n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot

- Si la 2^{ème} ou la 3^{ème} ou la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot minoré

❖ **Exposée de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Figure. III.1),

$$\text{et soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Avec : α = degré de surcharge.

❖ **Evaluation des moments :**

a. Moment aux appuis de rive :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls mais seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15M_0$.

tel que $M_0 = \max (M^1_{0}, \dots, M^{n_0})$, avec n=nombre de travées d'une poutre.

$$M_0 : \text{moment isostatique } (M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8})$$

b. Moment aux appuis intermédiaires :

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

c. Moment en travée :

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

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a): Si c'est une travée de rive.

(b): Si c'est une travée intermédiaire.

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

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

❖ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

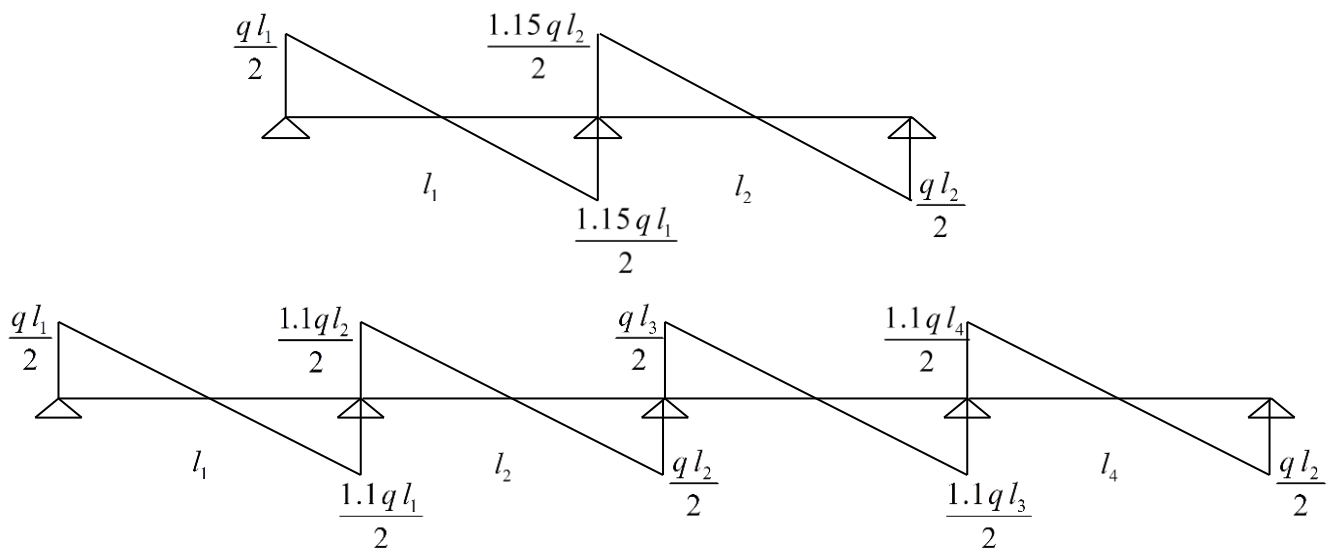


Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants

B. Méthode de CAQUOT :

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 simplifié 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.

a) Moment aux appuis :

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

Tel que : $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

b) Moment en travée :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_X}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

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

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

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

c) L'effort tranchant :

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

C.Méthode de caquot minoré :

Elle s'applique aux planchers à surcharge modérée quand une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

$$Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2) .$$

Appliquer la méthode de caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de caquot avec une petite modification . Il suffit de réduire la charge permanente G et la remplacer par $G' = 2/3 G$ dans les calculs des moments sur appui seulement M_i

Pour le calcul des moments en travée, on utilise la charge réelle G et non pas G' .

III.2.1.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

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

À l'ELS : $q_s = (G + Q) \times b$

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

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Plancher étage courant	5.06	1.5	5.90	4.26
Terrasse inaccessible	6.45	1	6.63	4.84

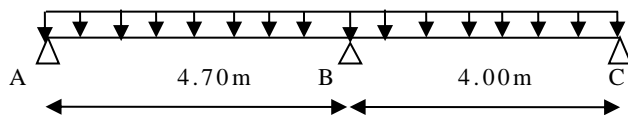
Tableau III.2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

III 2.1.3. Calcul des sollicitations :

a) Poutrelles du Plancher terrasse inaccessible :

➤ **Poutrelle de type (1) :**

Soit type (1) comme suit :



- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
 - a- $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$ vérifiée.
 - b- $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ vérifiée.
 - c- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées vérifiée.
 - d- Fissuration peu nuisible (F.P.N)..... vérifiée.

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des moments et des efforts tranchants.

- **Moments isostatiques :**

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.63 \times 4.7^2}{8} = 18.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 13.26 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = 13.36 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 9.68 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Moments sur les appuis :**

- a) **Appuis de rive :**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

À l'ELU :

$$M_A = M_C = -0.15 \times 18.30 = -2.74 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_A = M_C = -0.15 \times 13.36 = -2.00 \text{ KN.m}$$

- b) **Appui intermédiaire :**

À l'ELU :

$$M_B = -0.6 \times M_{BC}^0 = -0.6 \times 18.30 = -10.98 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_B = -0.6 \times M_{BC}^0 = -0.6 \times 13.26 = -8.016 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Remarque :**

Les moments aux appuis sont négatifs, mais dans le calcul des moments en travées on les remplace avec leurs valeurs absolues.

- ❖ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.45} = 0.134$$

$$\alpha = 0.134 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.040. \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.240. \end{cases}$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_t + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

a) Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 18,30 - \frac{10,98}{2} = 13,72 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 11,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1,05 \times 13,26 - \frac{10,98}{2} = 8,43 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 8,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

D'où : $M_{tAB} = 13,72 \text{ KN.m}$, et $M_{tBC} = 8,43 \text{ KN.m}$

À l'ELS :

c) Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 10,023 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 8,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 6,15 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 6,00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

D'où : $M_{tAB} = 10,023 \text{ KN.m}$, et $M_{tBC} = 6,15 \text{ KN.m}$

❖ Les efforts tranchants :

À l'ELU :

a) Travée A-B :

$$V_A = \frac{6,63 \times 4,7}{2} = 15,58 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,15 \times V_A = -17,91 \text{ KN}$$

b) Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.63 \times 4.00}{2} = 15.24 \text{ KN}$$

$$V_C = -13.26 \text{ KN}$$

À l'ELS :

c) Travée A-B :

$$V_A = \frac{4.84 \times 4.7}{2} = 11.37 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -13.07 \text{ KN}$$

d) Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{4.84 \times 4.00}{2} = 11.13 \text{ KN}$$

$$V_C = -9.68 \text{ KN}$$

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.70	6.63	18.30	2.74	10.98	13.72	15.58	17.91
B-C	4.00	6.63	13.26	10.98	1.99	8.43	15.24	13.26

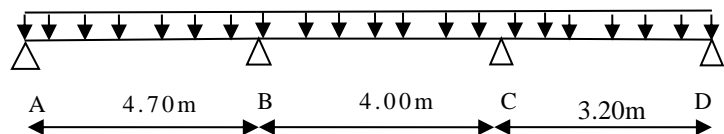
Tableau III.3 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1)

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.70	4.84	13.36	2.00	8.016	10.023	11.37	13.07
B-C	4.00	4.84	9.68	8.016	1.45	6.15	11.13	9.68

Tableau III.4 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1)

➤ **Poutrelle de type (4):**

Soit le type (4) comme suit :



• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- a) $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ vérifiée.
- b) $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ vérifiée.
- c) Le moment d'inertie constant sur toutes les travées vérifiée.

- d) Fissuration peu nuisible (F.P.N)..... vérifiée
- $q_u = 6.63 \text{ KN/m}$
- $q_s = 4.84 \text{ KN/m}$
- $G = 6.45 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- $\alpha = 0.134$

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.70	6.63	18.32	2.75	9.16	14.66	15.59	17.15
B-C	4.00	6.63	13.27	9.16	6.64	6.90	14.60	14.60
C-D	3.20	6.63	8.49	6.64	1.27	5.59	11.68	10.62

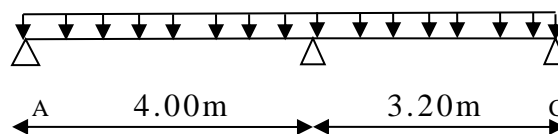
Tableau III.5 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4).

Travée	L (m)	q_s (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.70	4.84	13.37	2.01	6.69	10.69	11.38	12.52
B-C	4.00	4.84	9.69	6.69	4.85	5.04	10.65	10.55
C-D	3.20	4.84	6.20	4.85	0.9	4.09	8.52	7.75

Tableau III.6 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4).

➤ **Poutrelle de type (5) :**

Soit le type (5) comme suit :



- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
 - a) $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ vérifiée.
 - b) $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ vérifiée.
 - c) Le moment d'inertie constant sur toutes les travées vérifiée.
 - d) Fissuration peu nuisible (F.P.N)..... vérifiée
- $q_u = 6.63 \text{ KN/m}$
- $q_s = 4.84 \text{ KN/m}$

- $G = 6.45 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- $\alpha = 0.134$

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.00	6.63	13.27	1.99	7.96	9.95	13.27	15.26
B-C	3.20	6.63	8.49	7.96	1.27	5.26	12.21	10.62

Tableau III.7 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible type (5).

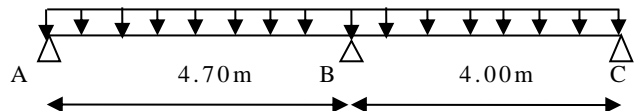
Travée	L (m)	q_s (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.00	4.84	9.69	1.45	5.81	7.27	9.69	11.14
B-C	3.20	4.84	6.20	5.81	0.93	3.84	8.91	7.75

Tableau III.8 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible type (5).

b) Poutrelles du Plancher courant :

➤ **Poutrelle de type (1) :**

- $q_u = 5.90 \text{ KN/m}$
- $q_s = 4.26 \text{ KN/m}$
- $G = 5.06 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- $\alpha = 0.229$



Travée	L (m)	q_u (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.7	5.90	16.30	2.45	9.78	12.53	13.87	15.95
B-C	4.00	5.90	11.81	9.78	1.77	7.73	13.58	11.81

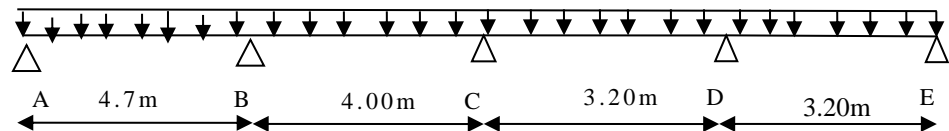
Tableau III.9 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 1).

Travée	L (m)	q_s (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.7	4.26	11.77	1.77	7.06	9.05	10.02	11.52
B-C	4.00	4.26	8.53	7.06	1.28	5.59	9.81	8.53

Tableau III.10 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 1).

➤ **Poutrelle de type 02 :**

Soit le type (2) comme suit :



- $q_u = 5.90$ KN/m
- $q_s = 4.26$ KN/m
- $G = 5.06$ KN/m²
- $Q = 1.5$ KN/m²
- $\alpha = 0.229$

Travée	L (m)	q_u (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.7	5.90	16.30	1.83	8.15	13.34	13.87	15.26
B-C	4.00	5.90	11.81	8.15	4.72	6.31	12.99	12.99
C-D	3.2	5.90	7.56	4.72	3.78	4.04	9.44	10.39
D-E	3.2	5.90	7.56	3.78	1.13	6.19	10.39	9.44

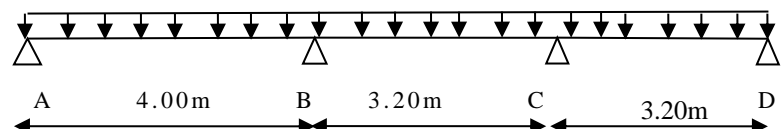
Tableau III.11 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 2).

Travée	L (m)	q_u (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.7	4.26	11.77	1.32	5.89	9.63	10.02	11.02
B-C	4.00	4.26	8.53	5.89	3.41	4.56	9.38	9.38
C-D	3.2	4.26	5.46	3.41	2.73	2.92	6.82	7.5
D-E	3.2	4.26	5.46	2.73	0.81	4.47	7.5	6.82

Tableau III.12 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 2).

➤ **Poutrelle de type (3) :**

Soit type (3) comme suit :



- $q_u = 5.90 \text{ KN/m}$
- $q_s = 4.26 \text{ KN/m}$
- $G = 5.06 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- $\alpha = 0.229$

Travée	L (m)	q_u (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.00	5.90	11.81	1.77	5.91	9.67	11.81	12.98
B-C	3.2	5.90	7.56	5.91	3.78	4.04	10.39	10.39
C-D	3.2	5.90	7.56	3.78	1.13	6.19	10.39	9.44

Tableau III.13 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3).

Travée	L (m)	q_u (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	4.00	4.26	8.53	1.28	4.27	6.98	8.53	9.38
B-C	3.2	4.26	5.46	4.27	2.73	2.92	7.50	7.50
C-D	3.2	4.26	5.46	2.73	0.82	4.47	7.50	6.82

Tableau III.14 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 3).

❖ **Tableau récapitulatif :**

Sollicitations Types de planchers	ELU			ELS		
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)
Poutrelle de la terrasse inaccessible	10.98	13.72	17.91	8.016	10.69	13.07
Poutrelle du plancher courant	9.78	13.34	15.95	7.06	9.63	11.52

Tableau III.15 Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

III.2.1.3. Ferrailage des poutrelles :

A. Etage terrasse inaccessible :

On prend dans notre cas pour le ferrailage de la poutrelle type 1 du plancher de terrasse inaccessible qui est sollicitée par les efforts suivants :

$$M_{Travée}^{Max} = 13.72 \text{ KN.m}$$

$$A \text{ l'ELU : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.74 \text{ KN.m (rive)} \\ -10.98 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases} \quad A \text{ l'ELS : } M_{Travée}^{Max} = 10.023 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.00 \text{ KN.m (Rive)} \\ -8.016 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases}$$

$$V^{Max} = 17.91 \text{ KN}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

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

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

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

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

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

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

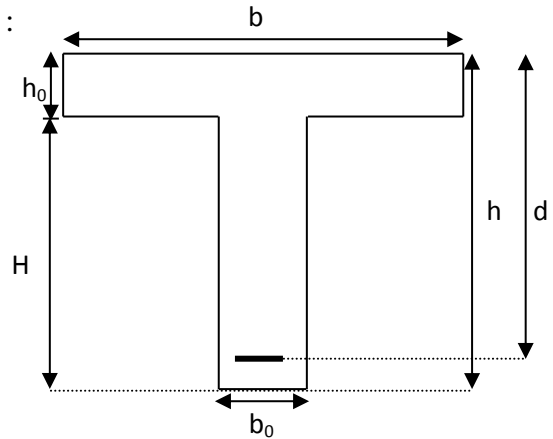


Figure. III.3. Schéma d'une poutrelle.

➤ **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 ($b_0 \times h$).
- ✓ 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.

i. Armatures longitudinales :

a. Ferrailage en travée :

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

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

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

$M_{tu} > M_u = 13.72 \text{ KN.m} \Rightarrow$ 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×h).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.72 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.045$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.045$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.057$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.175m$$

$$A^{travée} \geq \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} \geq 2.25cm^2$$

On prend $A_s = 3HA10 = 2.36cm^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

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

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

b. Ferrailage en appuis :

-Appuis intermédiaire :

$$M_{Interne}^a = -10.98KN.m$$

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 $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.238$$

$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « B »

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392$$

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

$$A = \frac{M}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.345$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.155m$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Interne}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 2.03cm^2$$

On prend $A_s = 2HA12 = 2.26cm^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

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

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

-Appuis de rive :

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

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

$$M_{Rive}^a = -2.74KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.059$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

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

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

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.076$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.174m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.452cm^2$$

On prend $A_s = 1HA8 = 0.5cm^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

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

$A_s = 0.5cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

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

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b_0 * d} = \frac{17.91 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.995MPa$$

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

$\tau_U = 0.995MPa \leq \bar{\tau} = 3.25MPa$ Condition vérifiée.

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

➤ **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.5 + 2.26 = 2.76cm^2$$

$$A_l = 2.76cm^2 \geq \frac{1.15 \times 17.91 \times 10^{-3}}{400} = 0.514cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Appui intermédiaire :**

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [17.91 - \frac{10.98}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} = -1.43cm^2 < 0 \Rightarrow A_l \geq -1.43 \quad \text{Aucune vérification à}$$

faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort est négligeable devant le moment de fléchissant.

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

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{17.91 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.169 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

ii. Armatures transversales :

$$\varnothing_t \geq \varnothing_1^{\max} / 3 \Rightarrow \varnothing_t \geq 6 \text{ mm}$$

$$\text{FPN} \Rightarrow \varnothing_t \geq 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul de l'espacement :**

$$\text{St} \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 248 \text{ cm} \end{cases}$$

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

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

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

position	Ferrailage longitudinale						Ferrailage transversal	
	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
Travée	0.045	0.057	0.175	2.36	3HA10	1.41	0.57	Etrier HA6
Appui de rive	0.059	0.076	0.174	0.5	1HA8	0.22		
Appui intermédiaire	0.238	0.345	0.155	2.26	2HA12	0.22		

Tableau III.16 Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible

position	Ferrailage longitudinale						Ferrailage transversal	
	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
Travée	0.045	0.057	0.175	2.26	3HA10	1.41	0.57	Etrier HA6
Appui de rive	0.053	0.068	0.175	0.5	1HA8	0.22		
Appui intermédiaire	0.212	0.301	0.158	1.92	1HA10 +1HA12			

Tableau III.17 Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.

➤ **Vérification à l'ELS :**

a) **Terrasse inaccessible :**

➔ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

➔ **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 :**

$$M_{ser} = 10.69 \text{ KN.m ; } A = 2.26 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 0.24 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire } b \times h.$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 3.35 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 8417.23 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.69 \times 3.36 \times 10^3}{8417.23} = 4.25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

▪ **Appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = 8.016 \text{ KN.m} ; A = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.16 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5093.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.016 \times 8.16 \times 10^3}{5093.52} = 12.84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

▪ **Appuis de rive :**

$$M_{ser} = 2 \text{ KN.m} ; A = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.5 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1670.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{2 \times 4.5 \times 10^3}{1670.62} = 5.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

Etage	Position	M _{ser} Kn.m	As Cm ²	Y(cm)	I (Cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	vérification
Plancher inaccessible	Travée	10.69	2.36	3.35	8417.23	4.25	15	vérifiée
	App inter	8.016	2.26	8.16	5093.52	12.84	15	vérifiée
	App Rive	2	0.5	4.5	1670.62	5.38	15	vérifiée
étage courants	Travée	9.63	2.36	3.35	8417.23	3.83	15	vérifiée
	App inter	7.06	1.92	7.7	4577.16	11.87	15	vérifiée
	App rive	1.77	0.5	4.5	1670.62	4.77	15	vérifiée

Tableau III.18 Vérification des contraintes dans le béton.

- **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 '1' de la terrasse car c'est elle qui a la travée maximale (L=4.7 m).

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{470} = 0.042$$

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

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.042 \Rightarrow \text{La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification}$$

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 :

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

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible } f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

Les propriétés de la section :

$$y = 3.35 \text{ cm; } I = 8417.23 \text{ cm}^4; A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa. ; } E_v = 10818.86 \text{ MPa.}$$

Calcul de I_0

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

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

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.36 = 1335.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1335.4} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 \right) \Rightarrow V_1 = 10.21 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.21 \Rightarrow V_2 = 9.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.21^3 + 9.79^3) + 15 \times 2.36 \times (9.79 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 48311.4 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.013 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 3.28$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.31$$

❖ **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.

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.45 = 4.19 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.45 + 1) = 4.84 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.19 \times 4.7^2}{8} = 8.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4.7^2}{8} = 3.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.84 \times 4.7^2}{8} = 10.02 \text{ KN.m}$$

• **Contraintes (σ_s) :**

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

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.83 \times (0.18 - 0.0335) \times 10^5}{8417.23} \Rightarrow \sigma_{js} = 99.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{8.67 \times (0.18 - 0.0335) \times 10^5}{8417.23} \Rightarrow \sigma_{gs} = 226.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{10.02 \times (0.18 - 0.0335) \times 10^5}{8417.23} \Rightarrow \sigma_{ps} = 261.59 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 226.35 + 2.1} = 0.74$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 99.99 + 2.1} = 0.49$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 261.59 + 2.1} = 0.76$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 48311.4}{1 + 3.28 \times 0.49} = 20382.99 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 48311.4}{1 + 3.28 \times 0.74} = 15506.10 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 48311.4}{1 + 3.28 \times 0.76} = 15214.88 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 48311.4}{1 + 1.31 \times 0.74} = 26984.13 \text{ cm}^4$$

❖ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.83 \times 4.7^2}{10 \times 32164.2 \times 20382.99} \times 10^7 = 0.13 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{8.67 \times 4.7^2}{10 \times 32164.2 \times 15506.10} \times 10^7 = 0.38 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{8.67 \times 4.7^2}{10 \times 10721.4 \times 26984.13} \times 10^7 = 0.66 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{10.02 \times 4.7^2}{10 \times 32164.2 \times 15214.88} \times 10^7 = 0.45 \text{ cm}$$

➔ La flèche totale Δf :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.66 + 0.45 - 0.38 - 0.13 = 0.6 \text{ cm} < f_{adm} = 0.94 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée

➤ Schéma de ferrailage des poutrelles :

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
terrasse		
Etage courant		

Tableau III.19 Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.2.1.4. Etude de la dalle de compression :

-Armatures perpendiculaires aux nervures :

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-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 $TS\phi 5(150 \times 150)$

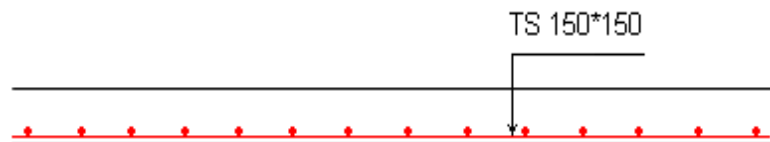
→ Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

Figure III.4 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2 Planchers à dalles pleines :

Les dalles pleines sont classées selon le nombre d'appuis sur lesquels elles reposent ;

- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.
- Dalle console.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

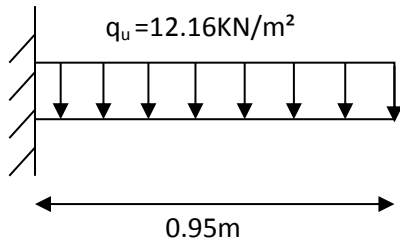
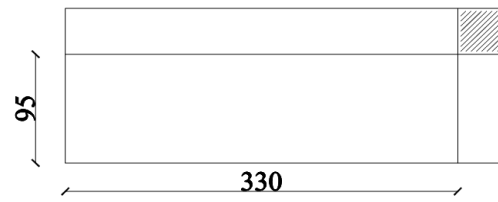
L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

Dans notre cas on a deux types de dalles : dalle sur 2 appuis, dalle sur 3 appuis.

III.2.2.1 Dalle sur deux appuis :**Figure III.5** Schéma statique de la dalle**Figure III.6** Schéma d'une dalle sur deux appuis

$$G=5.12\text{KN/m}^2;$$

$$Q=3.5\text{KN/m}^2$$

❖ Calcul des sollicitations:**A l'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 5.12 + 1.5 \times 3.5 = 12.16 \text{KN/ml.} \\ q_s = 5.12 + 3.5 = 8.62 \text{KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.95}{3.30} = 0.29 \Rightarrow \rho < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle se comporte comme une poutre, donc la flexion}$$

est dans un seul sens seulement (sens l_x) et la flexion dans le sens l_y est négligée.

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = 1.37 \text{KNm}$$

❖ Calcul des moments réels :

➤ *En travée :*

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 1.16 \text{KNm}$$

➤ *En appui :*

$$M_a = 0.5 \times M_0 = 0.68 \text{KNm}$$

❖ Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 12cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 10\text{cm}$.

➤ *En travée :*

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 8.16 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0102$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.099m.$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.34cm^2 / ml$$

➤ En appui :

$$\mu_{bu} = 4.79 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.006$$

$$z = 0.099m$$

$$A_a = 0.20cm^2 / ml$$

- **Vérification à l'ELU:**

a) Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 12cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.29$$

$$A_{\min}^x = \rho_0 \times b \times h_0 = 0.96cm^2 / ml$$

$$A_{\min}^x = 0.96cm^2 / ml$$

On choisit :

en travée: $A_t^x = 4T8 = 2.01cm^2 / ml$ (St = 25cm).

en appui: $A_a = 4T8 = 2.01cm^2 / ml$ (St = 25cm).

- **Sens secondaire** : il faut mettre des armatures de répartition

$$A_t^y = A_t^x / 4$$

$$A_t^y = 3T8 = 1.51cm^2 / ml$$

b) Calcul des espacements :

sens x: St = 25cm $\leq \min(3e; 33cm) = 33cm$ condition vérifiée.

Sens y: St = 25cm $\leq \min(3e; 33cm) = 33cm$ condition vérifiée.

c) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} = 5.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{5.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.058 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Vérification à L'ELS:**

$$q_{ser} = 8.62 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$M^0 = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.82 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 0.48 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 4.09 \text{ KN}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$A = 2.01 \text{ cm}^2, \quad Y = 2.5 \text{ cm}, \quad I = 3853.99 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{0.82 \times 10^5}{3853.99} \times 0.025 = 0.53 < 15 \text{ MPa}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- **Vérification de la flèche :**

$$- \frac{h}{l} = 0.13 \geq \frac{1}{16} \quad \text{vérifiée}$$

$$- \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 \quad \text{vérifiée}$$

$$- \frac{A}{b_0 \times d} = 0.21 \geq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{vérifiée}$$

Les trois conditions sont satisfaites donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit des 3HA8} = 1.13 \text{ cm}^2$$

➔ **Schéma de ferrailage :**

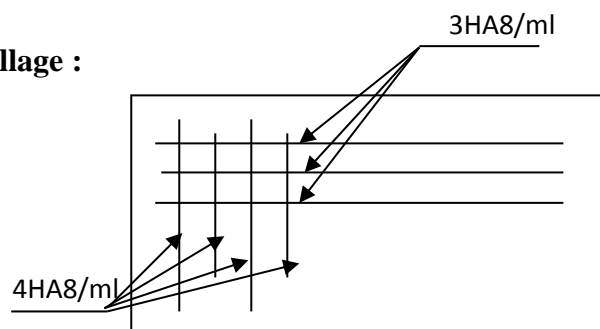


Figure III.7 Schéma de ferrailage.

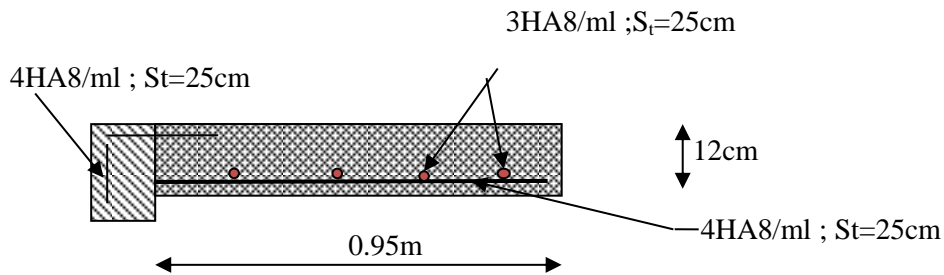


Figure III.8 schéma de ferrailage de la dalle

III 2.2.1 Dalle sur trois appuis :

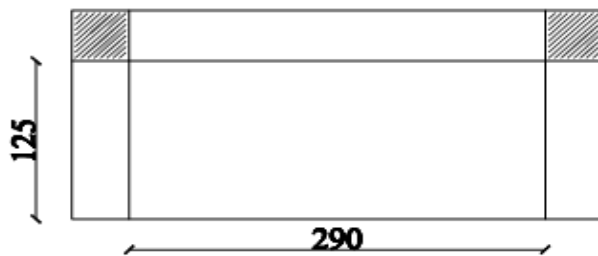


Figure III.9 Dalle sur trois appuis

❖ Méthode de calcul :

On utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL91), on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$\bullet l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{q * l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{q * l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{q * l_y^3}{24} \end{cases}$$

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

❖ Calcul des sollicitations :

➤ Surcharges d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

➤ **Charges permanentes** : $G = 5.12\text{KN/m}^2$

$$\text{A l'ELU} : q_U = 1.35G + 1.5Q = 12.16\text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS} : q_S = 8.62\text{KN/m}^2$$

$$\text{On a : } l_x = 1.25 < \frac{l_y}{2} = 1.45\text{m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_y = \frac{q * l_x^2}{8} = 2.37\text{KN.m} \\ M_x = \frac{q * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * q * l_x^3}{3} = 11.72\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées** :

$$M_y^t = 0.85M_y = 2.01\text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85M_x = 9.96\text{KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis** :

$$M_x^a = -0.3M_x = -3.52\text{KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3M_y = -0.71\text{KN.m}$$

❖ **Ferraillage** :

Le ferraillage est calculé à la flexion simple de 1m (b = 1m).

• Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.2\text{cm} \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2\text{cm} \text{ alors :}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + 3\right) = 12 - (0.6 + 3) = 8.4\text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 3\right) = 12 - (0.6 + 1.2 + 3) = 7.2\text{cm}$$

➤ **En travée** :

Sens X-X :

$$M_x^t = 9.96\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.1$$

$$\mu_{bu} = 0.1 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.132$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_x^t}{d * (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

$$M_y^t = 2.01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.0273 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0273 \leq \mu_l = 0.392$$

\Rightarrow Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.035$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_y^t}{d_y (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 3.52 \text{ KN.m} \Rightarrow A = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

❖ **Les vérifications :**

- **Vérification à l'ELU :**

- **La condition de non fragilité :**

D'après le **RPA99**, le pourcentage minimum d'armatures est 0.8% de la section du béton.

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.8 * 10^{-3} * 100 * 12 = 0.96 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$A_x^t = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_y^t = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_x^a = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

D'après le **BAEL** on a des fissurations nuisibles donc on doit vérifier que : $\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s \end{cases}$

Fissuration nuisible $\rightarrow \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \cdot f_c}{3}; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Avec : $\eta = 1.6$ (acierHA), $f_{tj} = 2.1 \text{MPa}$

D'où : $\overline{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa}$

$$q_s = 8.62 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = 8.30 \text{KN.m} \\ M_y = 1.68 \text{KN.m} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x = 7.05 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_y = 1.43 \text{KN.m} \\ M_x^a = 0.3 M_x = 2.49 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \left[\frac{M_{ser}}{I} \right] * y \quad \text{avec : } I = \frac{b * y^3}{3} + A_s * 15 * (d - y)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} * y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d = 0$$

➤ **En travée** :

Sens X-X :

$$Y = 2.61 \text{cm}, I = 2568.89 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.13 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 198.9 \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$Y = 1.98 \text{cm}, I = 1284.64 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.43 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 96.09 \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis** :

$$Y = 2.81 \text{cm}, I = 2947.27 \text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.37 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 70.72 \text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des espacements** :

- **Sens principal** :

$$S_r \leq \min(3 * e; 33cm) = 33cm$$

$$S_r = 20cm < 33cm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens secondaire :**

$$S_r \leq \min(4 * e; 45cm) = 45cm$$

$$S_r = 20cm < 45cm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➔ **Schéma de ferrailages :**

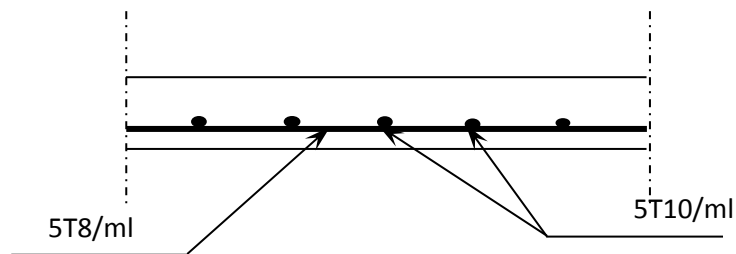


Figure III.10 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.

III.3. Acrotère :

III.3.1. Pour la terrasse inaccessible :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse (inaccessible), ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

$$S_{acr} = 0.0985m^2 \text{ (chapitre II)}$$

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

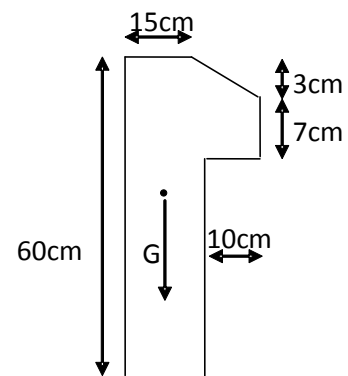


Figure III.11 vue en plan d'acrotère.

III.3.1.1 Evaluation des charges :

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46KN$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 1.5cm$) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18KN$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2cm$) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24KN$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88KN.$$

$$Q = 1KN .$$

❖ **La force sismique :**

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA99 (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38KN.$$

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

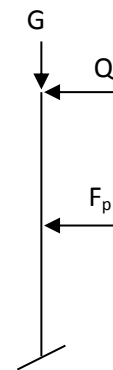


Figure III.12 Schéma statique d'un acrotère.

III.3.1.2 Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88KN \quad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KNm.$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441KNm$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

III.3.1.3. Combinaisons d'actions :

	RPA 99	E L U	E L S
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

Tableau III.19 Combinaisons d'action

III 3.1.4 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = 0.90KNm$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

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

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

III.3.1.5. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 3.88 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1 \text{ KNm}$$

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.213 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 6.33 \times 10^{-3}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27 \text{ cm}^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$.

Ce qui fait $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

❖ **Calcul des espacements :**

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ soit $S_t = 25 \text{ cm}$

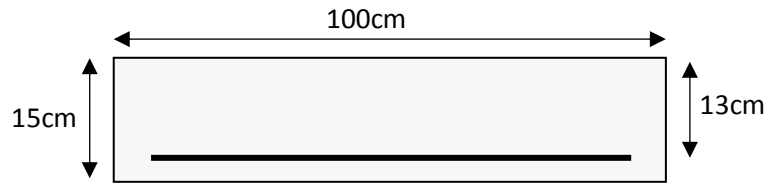


Figure III.13 Section à ferrailer.

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25cm$ soit $S_t = 25cm$

a) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183MPa .$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa.$$

On a $\tau_u = 0.0183MPa < \bar{\tau}_u$ c'est vérifiée.

➤ **Vérifications à L'ELS:**

Vérification de la contrainte d'adhérence limite:

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad \text{BAEL91 (Article J.II.2)}$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48mm.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 MPa.$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83MPa \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$ C'est vérifié.

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa$$

Avec :

$$n = 15$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2 \right]$$

Détermination de y_{ser} :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right)$$

$$e_a = 0.263m$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133m$$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ (*)

Avec :

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

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

On $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} m^2$, $b = 1m$ et $c = -0.133m$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

Après résolution de l'équation (*) on trouve : $y_c = 0.251m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118m$

Calcul de I :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} m^4.$$

$\sigma_{bc} = 0.15MPa < 15MPa$ La condition est vérifiée.

$\sigma_{sc} = 0.237MPa < 240MPa$

III.3.1.6 Schéma de ferrailage :

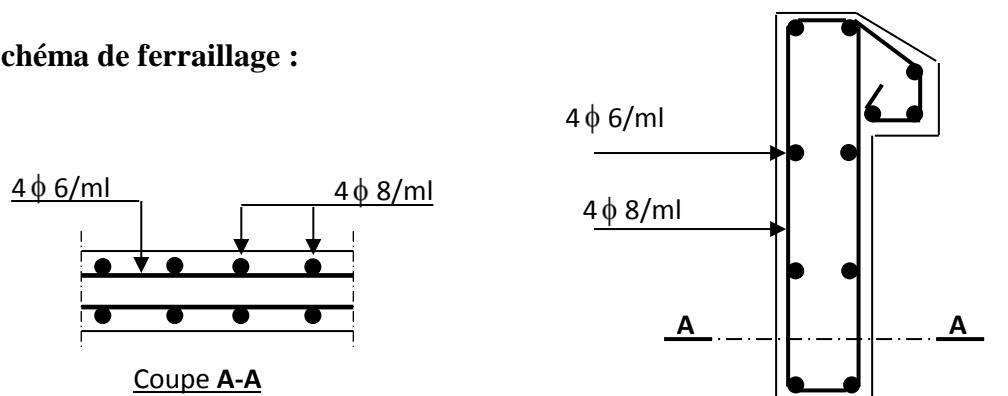


Figure III.14 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4 Calcul des poutres de chaînages :

III.4.1. Définition :

- Le chaînage horizontal :

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure elles servent de porte à faux.

III.4.2. Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 3.40m$

Selon la condition de flèche :

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

$$22.26cm \leq h \leq 34cm$$

Selon (Art 9.3.3) :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :

$$h = 30cm$$

$$b = 30cm$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30) cm².

III.4.3. Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.70 \times (3.06 - 0.3) = 7.45 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35 \times (2.25 + 7.45) = 13.09 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 7.45 + 2.25 = 9.7 \text{ KN/m}$$

$$M_u = q_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 18.91 \text{ KN m}$$

Calcul à l'ELU:

$$M_t = 0.75 M_u = 14.18 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = 9.45 \text{ KN.m}$$

III .4.4 Le ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27m$$

	M (KN.m)	d_x (m)	μ_{bu}	α	A_s calculé (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
En travée	14.18	0.27	0.046	0.058	1.45	3HA12=3.39
En appui	9.45	0.27	0.03	0.039	1.02	3HA10=2.36

Tableau III.20 Armatures longitudinales.

b) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm} \quad (\text{BAEL Art III.3.b})$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$

c) Les espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm} \quad (\text{DTR BC.2.2 Art A.5.1.2.2})$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

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

III.4.4.5 Vérifications :**a) À l'ELU :****• Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.164 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

• Effort tranchant :

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 22.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.247 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

b) À l'ELS :**• Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_S = 14.02 \text{ KN.m}$$

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

Calcul de y :

$$A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.02 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 23476.716 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.79 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

❖ **Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1) :**

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

$$\text{❖ } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{❖ } \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\text{❖ } \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{3.4} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} = 0,088 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.004 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ (La condition est vérifiée)}$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Les chaînages verticaux : DTR BC.2.48**

Ils seront réalisés sur toute la hauteur du mur et avec une section minimale 15×15 cm². Les sections et dispositions minimales d'armatures sont les mêmes que celles concernant les chaînages horizontaux

III 4.6 Schéma de ferrailage :

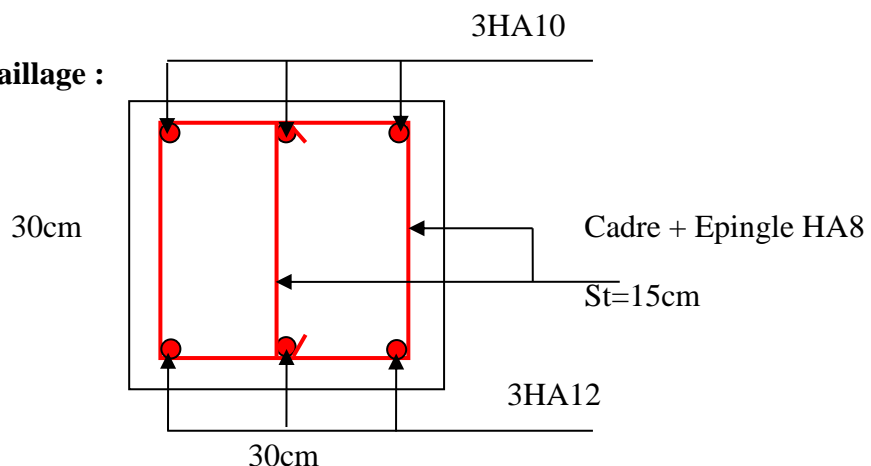


Figure III.15 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.5 Les Escaliers :

III.5.1 Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

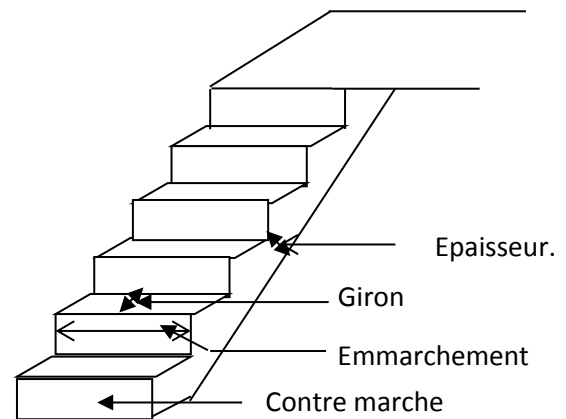


Figure III.16 Vue en plan et en perspective de l'escalier.

III.5.2 Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

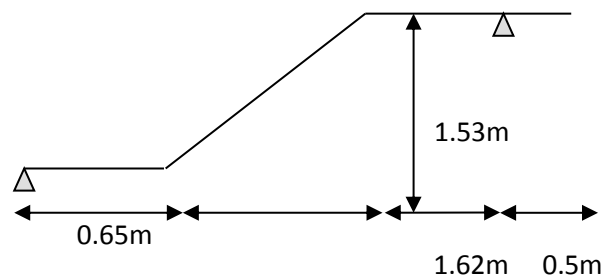
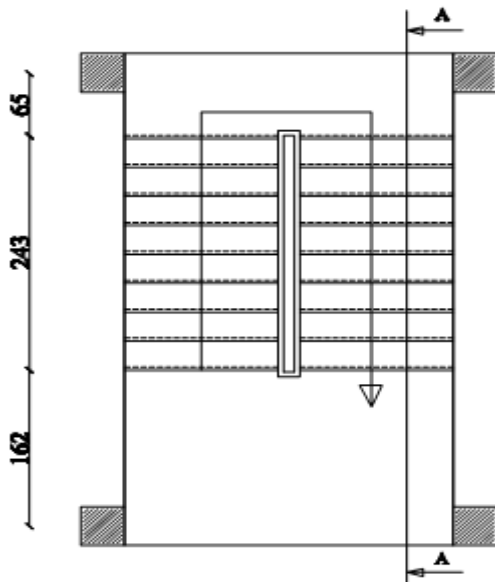


Figure III.17 Schéma statique.

- ✓ Un palier d'épaisseur 18cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 18cm.
- ✓ Giron de 30cm.

✓ Contre marche de 17cm.

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

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

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

❖ Charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 5.87KN / m^2$

Volée : $G_{paillasse} = 7.88KN / m^2$

$Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$

❖ Moments et efforts tranchants :

a) l'ELU :

$q_v = 1.35 \times 7.88 + 1.5 \times 2.5 = 14.39KN / ml$

$q_p = 1.35 \times 5.87 + 1.5 \times 2.5 = 11.67KN / ml$

Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 29.31KN$

$R_B = 48.48KN$

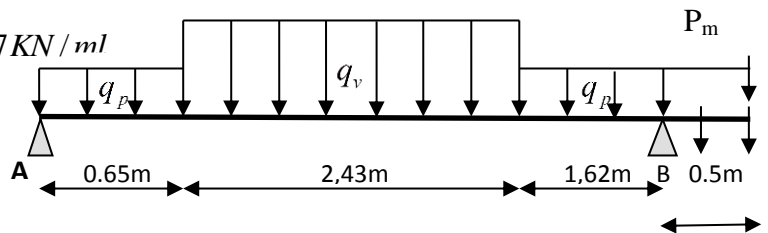


Figure III.18 Schéma statique avec chargement.

$M_t^{max} = 32.83KN.m$

$M_a = -6.71KN.m$

$V_{Elu} = 32.16KN$

b) l'ELS :

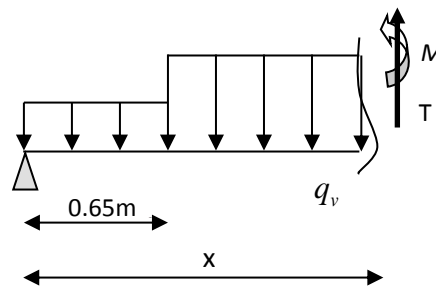
$q_v = 7.88 + 2.50 = 10.38KN / m$

$q_p = 5.87 + 2.50 = 8.37KN / m$

Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 20.75KN$

$R_B = 38.10KN$



$M_t^{max} = 22.90KN.m$

$M_a = -6.29KN.m$

$V_{ser} = 23.43KN$

III.5.3. Calcul du ferrailage :

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

Avec :

En travée: $M_t = 32.83 \text{KN.m}$

A l'appui : $M_a = -6.71 \text{KN.m}$

- b = 100 cm.
- d = 16 cm.
- h = 18 cm.

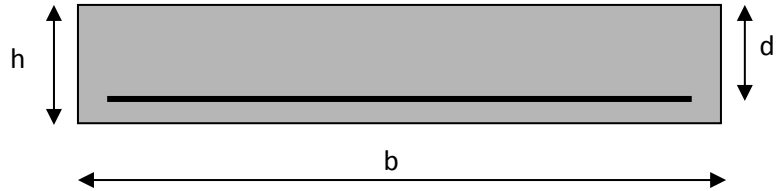


Figure III.19 Section à ferrailer.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adoptée} (cm^2/ml)$	St (cm)
En travée	32.83	0.090	0.118	0.152	6.20	6T12=6.79	16
En appuis	-6.71	0.018	0.022	0.158	1.22	6T8=3.02	16

Tableau III.21 Résumé des résultats de ferrailage.

III.5.4. Vérification à l'ELU et à l'ELS :

a) Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,16.2,1/400 = 1,932 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A_t > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$A_a < A_{\min}$ Condition non vérifiée.

Donc on ferraille les appuis avec $A_{\min} = 1,932 \text{cm}^2 / \text{ml}$

$$A_{\min} = 6HA8 = 3.02 \text{cm}^2$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{32.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0,201 \text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (32.16 \times 10^{-3} - \frac{6.71 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.16}) \times \frac{1.15}{400} = -0.415 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4T10 = 3.14 cm²/ml ; S_t=25cm

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.02}{4} = 0.75 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/ml ; S_t=25cm

• **Vérification des espacements :**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales : S_t = 16cm < min (3.e ,33cm)=33cm
- Armatures secondaires : S_t = 25cm < min (4.e ,45cm)=45cm

b) Vérification à l'ELS :

▪ **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

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

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

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	22.90	16462.24	4.78	6.65	15
Appuis	-6.29	8501.826	3.38	2.5	15

Tableau III.22 Vérification des contraintes de compression dans le béton.

▪ **État limite de déformation :**

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{470} = 0.0382 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{Condition non vérifiée})$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche. La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500}, \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.94cm$$

▪ **Données de calcul :**

$$y = 4.78 \text{ cm}$$

$$I = 16462.24cm^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$A_s = 6.79cm^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

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

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

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 18 + 15 \times 6.79 = 1901.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1901.85} \times \left(\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 16 \right) = 9.38 \text{ cm}$$

$$V_2 = 18 - 9.38 \Rightarrow V_2 = 8.62 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (9.38^3 + 8.62^3) + 15 \times 6.79 \times (8.62 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 60347.01 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 16} = 0.0042$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0042 \times (2 + 3)} = 5$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2$$

❖ **Calcul de M_{serj} ; M_{serg} ; M_{serp} :**

- M_{serj} : correspond aux charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- M_{serg} : correspond aux charges permanentes après la mise en place des revêtements.
- M_{serp} : correspond aux charges permanentes plus les charges d'exploitation.

➤ Le poids du mur est pris dans le calcul de M_{serg} et M_{serp} .

$$q_{jser}^v = 25 * \frac{e}{\cos a} + 22 * \frac{h}{2} = 7.19 \text{ KN.m}$$

$$q_{jser}^p = 4.5 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 13.47 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser}^v = 7.88 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser}^p = 5.87 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 14.07 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser}^v = G + Q = 10.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser}^p = G + Q = 8.37 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 22.94 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de σ_s :** $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{14.07 \times (0.16 - 0.0478)}{16462.24} \times 10^5 = 143.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{13.47 \times (0.16 - 0.0478)}{16462.24} \times 10^5 = 137.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{22.94 \times (0.16 - 0.0478)}{16462.24} \times 10^5 = 234.52 \text{ MPa}$$

$$\text{❖ Calcul de } \mu : \quad \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 143.84 + 2.1} = 0.19$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 137.51 + 2.1} = 0.17$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 234.52 + 2.1} = 0.39$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

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

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 35882.005 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 34041.9 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 22502.27 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = 48102.69 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{13.47 \times 4.7^2}{10 \times 32164.2 \times 35882.005} \times 10^7 = 0.26 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{14.07 \times 4.7^2}{10 \times 32462.24 \times 34041.9} \times 10^7 = 0.28 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{14.07 \times 4.7^2}{10 \times 10818.86 \times 48102.69} \times 10^7 = 0.59 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{22.94 \times 4.7^2}{10 \times 32164.2 \times 22502.27} \times 10^7 = 0.70 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.59 + 0.70 - 0.28 - 0.26 = 0.75 \text{ cm}$$

$$\Delta f < f_{adm} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

➔ Schéma de ferrailage de l'escalier :

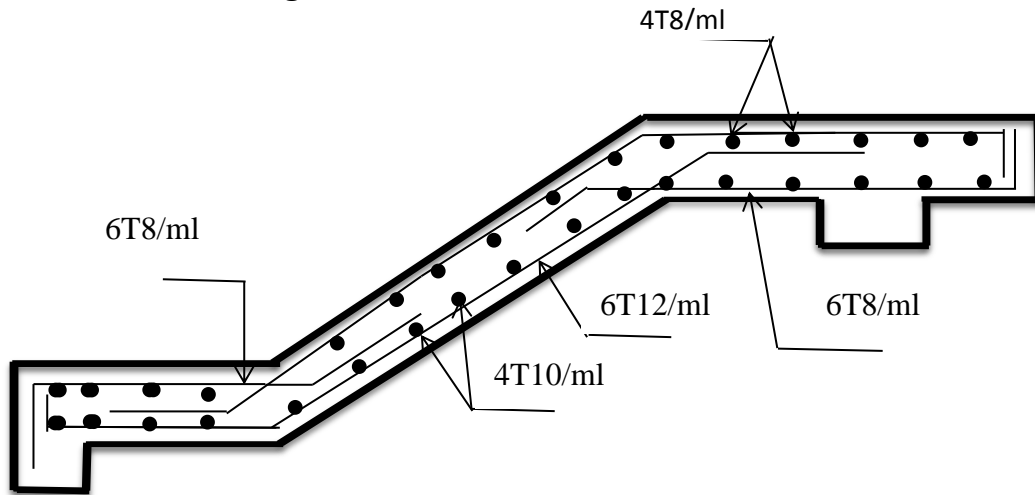


Figure III.20 Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.6. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

III.6.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 22 \leq h \leq 33$$

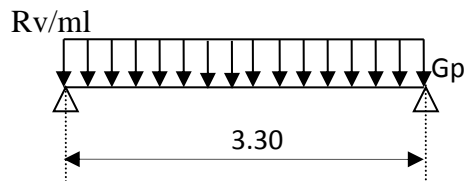


Figure III.21 Schéma statique de la poutre palière

• Vérification :

D'après le RPA99 (2003), les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

III.6. 2.Calcul à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre palière sont :

Poids propre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.30 \Rightarrow G = 2.25 \text{ KN / ml}$

Réactions (poids transmis par la volée + poids transmis par le palier)

➤ Réaction: à L'ELU: $R_B = 48.48 \text{ KN/m}$.

à L'ELS: $R_B = 38.10 \text{ KN/m}$.

III.6. 2.1.Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u \text{ (ELU)} = 48.48 + 1.35 \times 2.25 = 51.52 \text{ KN/ml}$$

$$\text{En travée : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{51.52 \times 3.3^2}{8} = 70.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 59.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.4 \times 70.13 = 28.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 51.52 \times \frac{3.30}{2} = 85.008 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$q_s \text{ (ELS)} = 38.10 + 2.25 = 40.35 \text{ KN/ml}$$

$$\text{En travée : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{40.35 \times 3.30^2}{8} = 54.93 \text{ KN.m} \quad \rightarrow M_t = 46.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0.4 \times 54.93 = 21.97 \text{ KN.m}$$

III.6. 2.2 Ferrailage :

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et aux appuis sont récapitulés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	59.61	0.209	0.296	0.247	8.16	6HA14=9.24
Appuis	28.05	0.084	0.11	0.270	4.18	4HA12=4.52

Tableau III.23 Résultat du ferrailage de la poutre palière.

- **Vérfications :**

- a) **Vérfications à L'ELU :**

- a.1) **Condition de non fragilité**

$$A_t = 9.24 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

Vérfiée

$$A_a = 4.52 > A_{\min} \Rightarrow \text{Vérfiée}$$

- **Exigence du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui (condition vérfiée)

A^t : Section d'armature en travée (condition vérfiée)

- a.2) **Contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{32.16 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.383 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.383 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

▪ **Calcul des armatures transversales à la flexion simple :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm} ; \text{ On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times 400 = 0.3 \times 0.15 \times (0.383 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.3 \times 0.15 / 400$$

$$A_t \geq 0.45$$

On adopte $A_t = 0.5 \text{ cm}^2$

• **Vérification des espacements :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm} \quad (\text{Vérfié})$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad (\text{Vérfiée})$$

b) Vérifications à L'ELS :

b.1) Etats limite de compression de béton :

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du

Béton est inférieur ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\text{En travée : } \frac{30 \times y^2}{2} + (15 \times 9.24) \times y - 15 \times 9.24 \times 28 = 0 \Rightarrow y = 12.11 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times 12.11^3}{3} + 15 \times 9.24 \times (28 - 12.11)^2 \Rightarrow I = 52754.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{54.93 \times 12.11 \times 10^3}{52754.98} = 12.61 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

En appui : $\frac{30 \times y^2}{2} + (15 \times) \times y - 15 \times 4.52 \times 28 = 0 \Rightarrow y = 4.50 \text{ cm}$

$$I = \frac{30 \times 4.5^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (28 - 4.50)^2 \Rightarrow I = 38353.80 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{21.97 \times 4.50 \times 10^3}{38353.80} = 2.58 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

b.2) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

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

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{L} = 0.092 > \frac{54.93}{10 \times 73.24} = 0.075 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{4.2}{400} = 0.011 > \frac{9.24}{30 \times 28} = 0.01 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Calcul à la Torsion :

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes parties de l'escalier.

Le moment de torsion max est :

$$M_{Tmax} = \frac{Mt * l}{2} = \frac{6.71 * 3.3}{2} = 11.07 \text{ KN.m}$$

-Ferraillage :

- **Armatures longitudinales en torsion :**

Le moment de torsion $M_T = 11.07 \text{ KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

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

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

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

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

BAEL91 (article I.II)

$$A_l = \frac{11.07 \times 10^{-3} \times 1.10}{2 \times 0.062 \times 348} = 2.82 \text{ cm}^2$$

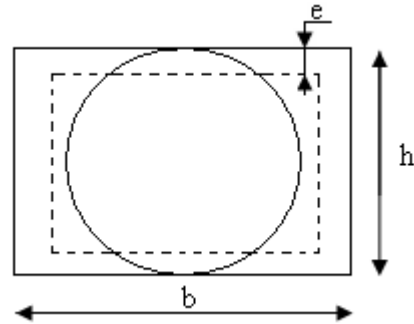


Figure III.22 Section creuse équivalente.

- ❖ **Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion :**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{11.07 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 0.05} = 1.47 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 1.47 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- ❖ **Vérification vis à vis de l'effort tranchant :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 1.52 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée} \quad \text{BAEL91 (article I.III)}$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion :**

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ; $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{11.07 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Aux appuis ; $S_t=10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{11.07 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.21 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix d'armature :**

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 2.82 + 8.16 = 9.57 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14+3HA16=10.65cm²

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 2.82 + 4.18 = 5.59 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 +3HA12=6.78cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.5 + 0.32 = 0.82 \text{ cm}^2 . \text{ On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un épingle } \Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

➔ **Schéma de ferrailage de la poutre palière :**

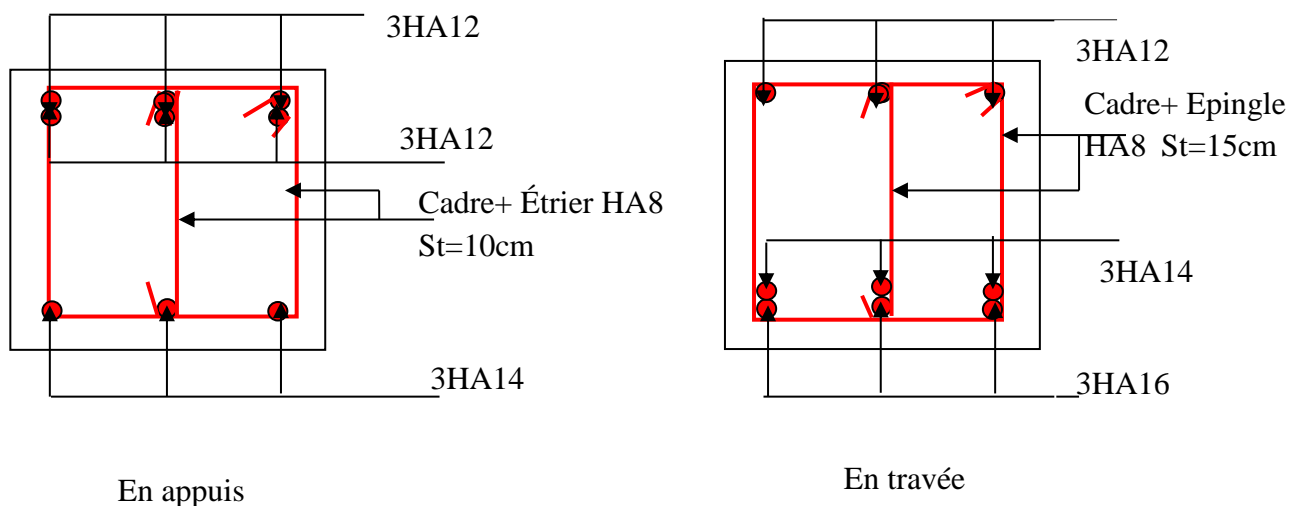


Figure III.23 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

IV.2. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ;

IV.2.1 Méthode statique équivalente :**a-Principe de la méthode :**

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b-condition d'application de la méthode :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30 m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 (Article 4. 1. 2).

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m plus de ça qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.3 Analyse sismique de la structure :

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi ; cette force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

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.

➤ **Calcul de la force sismique totale :** RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée 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. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$.

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

" Critère q "	Sens x		Sens y	
	obs.	Non obs	obs.	Non obs
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05	0	/
2- Redondance en plan	/	0.05	/	0.05
3- Régularité en plan	/	0.05	/	0.05
4- Régularité en élévation	/	0.05	/	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	/	0	/
6- Contrôles d'exécution	0	/	0	/

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq .

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 0.05 * 4 = 1.2$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 0.05 * 3 = 1.15$$

- 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) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à 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 donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

A l'aide du logiciel robot professionnel 2013, le poids total de la structure a été estimé à :

$$W = 31169.12 \text{ KN.}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.81$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S2.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$ tableau 4.7 (RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 27.98m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times 27.98^{\frac{3}{4}} = 0.608s$$

$L_x = 24.95$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 17.29$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 27.98}{\sqrt{24.95}} = 0.50s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 27.98}{\sqrt{17.29}} = 0.60s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.50s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.60s$$

$$0.4 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.50}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.74$$

$$0.4 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.60}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.45$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.50 = 0.65s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.60 = 0.78s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.74 \times 1.20}{5} \times 31169.12 = 1952.43 KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1.15}{5} \times 31169.12 = 1559.23 KN$$

Par la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**). Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

T	U _{x,y}	T	U _{x,y}	T	U _{x,y}	T	U _{x,y}	T	U _{x,y}
0.00	0.190	1.1	0.063	2.2	0.040	3.3	0.028	4.4	0.017
0.10	0.150	1.2	0.060	2.3	0.039	3.4	0.026	4.5	0.016
0.20	0.120	1.3	0.057	2.4	0.038	3.5	0.025	4.6	0.016
0.30	0.120	1.4	0.054	2.5	0.037	3.6	0.024	4.7	0.015
0.40	0.120	1.5	0.051	2.6	0.036	3.7	0.023	4.8	0.015
0.50	0.110	1.6	0.049	2.7	0.035	3.8	0.022	4.9	0.014
0.60	0.095	1.7	0.047	2.8	0.034	3.9	0.021	5	0.0143
0.70	0.085	1.8	0.046	2.9	0.033	4	0.020		
0.80	0.078	1.90	0.044	3.00	0.032	4.10	0.019		
0.90	0.072	2.00	0.042	3.10	0.031	4.20	0.018		
1.00	0.067	2.10	0.041	3.20	0.029	4.30	0.018		

Tableau IV.2 Résumé des résultats de calcul.

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel ROBOT professionnel version 2013.

Ce dernier est un logiciel destiné à modéliser, Analyser et dimensionner les différents types de la structure.

ROBOT professionnel 2013 permet de modéliser les structures et les calculer et de vérifier les résultats obtenus, et de dimensionner les éléments spécifique de la structure.

La dernière étape générée par ROBOT et la création de la documentation écrite et graphique pour la structure

- **Caractéristique géométriques de la structure :**

Le calcul des caractéristiques géométriques a été fait avec le logiciel SOCOTEC, les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Niveau	A_i (m ²)	X_G (m)	Y_G (m)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)
Entre sol 2	105.04	00	00	946.76	892.92
Entre sol1	268.457	11.56	6.31	4473.62	9519.62
RDC au 5 ^{ème} Etage	307.937	11.67	6.27	5949.9639	11085.1367
Terrasse inaccessible	263.91	11.68	5.04	9811.9625	46529.7214

Tableau IV.4 Résumé des résultats de calcul.

A_i : Surface du plancher au niveau i.

X_G : Abscisse du centre de gravité du niveau.

Y_G : Ordonné du centre de gravité du niveau.

I_x : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

IV.4 La disposition des voiles :

- La première disposition :

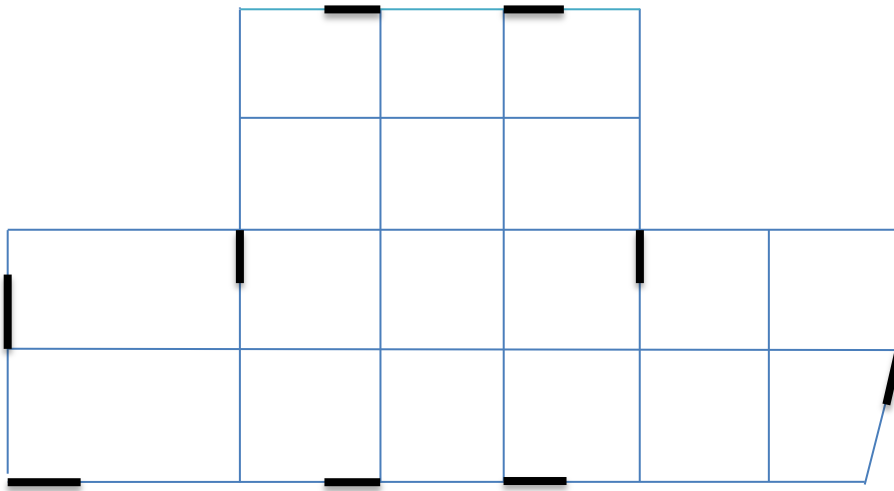
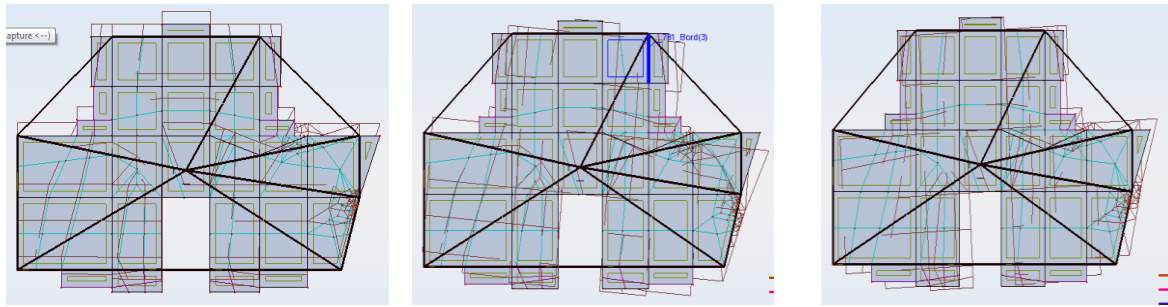


Figure IV.1 La première disposition.

cas/mode	période	Masse Cumulée(%)			Masse Modale(%)		
		Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
1	0.7	0	66.58	0	0	66.58	0
2	0.61	18.36	66.59	0	18.36	0.01	0
3	0.58	64.56	66.59	0	46.2	0	0
4	0.23	64.57	77.31	0	0	10.72	0
5	0.19	73.19	77.37	0	8.62	0.06	0
6	0.18	73.99	77.68	0	0.8	0.31	0
7	0.12	74.07	81.61	0	0.08	3.93	0
8	0.11	77.05	82.11	0	2.98	0.5	0
9	0.09	77.35	82.97	0	0.3	0.86	0
10	0.08	78.2	83.5	0	0.85	0.53	0
11	0.07	79.21	85.26	0	1.01	1.77	0
12	0.06	79.35	86.62	0	0.14	1.36	0
13	0.05	80.2	86.67	0	0.85	0.04	0

Tableau IV.4 Résumé des résultats de calcul.



Mode 1 T=0.7 s

Mode 2 T=0.61 s

Mode 3 T=0.58 s

Translation suivant y

Rotation autour z

Rotation autour z

➤ **Analyse des résultats** : On remarque que la période dans ce cas n'est pas vérifiée et la masse participante n'a pas atteint les 90% ainsi que la torsion dans les modes 1 et 2.

• **La deuxième disposition :**

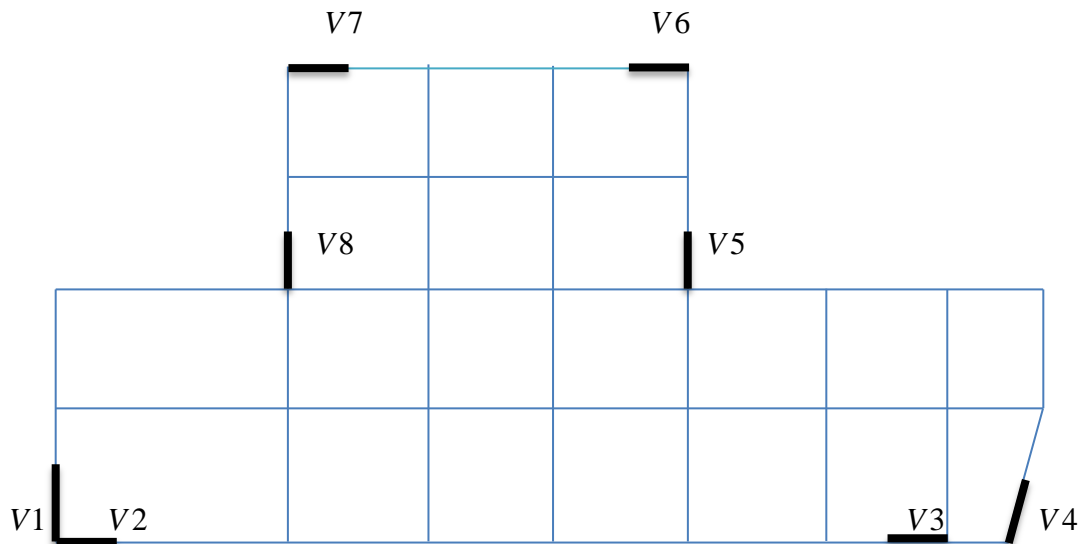


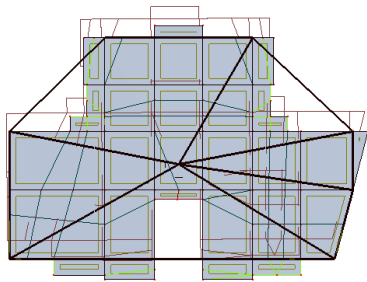
Figure IV.2 la deuxième disposition

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales de la disposition adoptée

cas/Mode	Période	Masse Cumulée(%)			Masse Modale(%)		
		Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
1	0.64	1.31	64.72	0	1.31	64.72	0
2	0.62	64.88	66.35	0	63.57	1.63	0
3	0.49	67.41	66.39	0	2.53	0.05	0
4	0.2	77.48	66.71	0	10.07	0.32	0
5	0.19	77.98	79.95	0	0.5	13.24	0
6	0.14	77.99	80.56	0	0.01	0.61	0

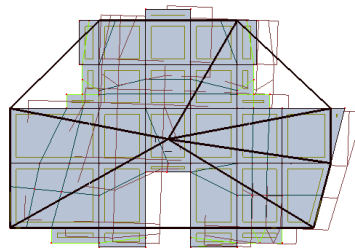
7	0.11	82.32	80.81	0	4.33	0.24	0
8	0.09	82.66	86.16	0	0.34	5.35	0
9	0.08	85.62	86.21	0	2.96	0.05	0
10	0.07	85.63	87.42	0	0.01	1.21	0
11	0.05	86.06	89.92	0	0.43	2.51	0
12	0.05	88.67	90.24	0	2.61	0.32	0
13	0.04	90.12	91.13	0	1.44	0.89	0

Tableau IV.5 Résumé des résultats de calcul.



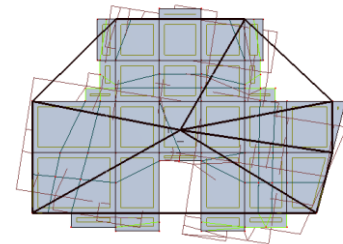
MODE1 T=0.64S

Translation suivant y



MODE2 T=0.62S

Translation suivant x



MODE3 T=0.49S

Rotation autour z

- **Analyse des résultats :** après plusieurs essais de disposition des voiles et augmentation de leur section déjà pré dimensionnés, On voit bien que cette disposition nous évite la torsion.

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation. Le premier suivant l'axe y, et le deuxième suivant l'axe x. Et la participation massique au 13^{ème} mode dépasse les 90 % exigé par le RPA.

IV.5 Vérification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	voiles	Portiques	voiles	Portiques
Entre sol 2	23428.91	11325.09	67.74	32.58
Entre sol 1	10888.28	211428.25	33.69	66.31
RDC	5305.86	22997.1	18.74	81.26
1 ^{er} étage	4830.39	19107	20	80
2 ^{ème} étage	3997.94	15627.34	20	80
3 ^{ème} étage	3111.18	12193.7	15.58	84.42
4 ^{ème} étage	2384.77	8644.37	19.6	80.04
5 ^{ème} étage	1415.59	5385.67	19.98	80.02
6 ^{ème} étage	467.75	2209.61	17.47	82.53

Tableau IV.6 Vérification de l'interaction sous charges verticales.**✓ Remarque :**

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée sauf les deux entres sol à cause de la présence des murs soutènements.

b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
Entre sol 2	23.74	1474.69	01.58	98.42	20.76	1479.83	2	98
Entre sol 1	113.36	1355.44	07.72	92.28	84.88	1374.62	6	94
RDC	851.49	572.78	59.78	42.22	521.12	887.88	27	63
1 ^{er} étage	825.64	520.91	61.31	38.69	517.99	808.67	40	60
2 ^{ème} étage	819.64	401.83	67.13	32.87	552.62	655.79	46	54
3 ^{ème} étage	763.55	286.62	72.70	27.3	554.76	494.12	53	47
4 ^{ème} étage	501.63	335.83	59.89	40.11	391.93	456.28	47	53
5 ^{ème} étage	421.12	159.47	72.53	27.47	367.58	236.93	69	39
6 ^{ème} étage	263.03	20.42	92.8	7.20	290.06	20.43	93.5	6.5

Tableau IV.7 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

✓ **Remarque:**

On constate que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée sauf les deux entres sol à cause de la présence des murs de soutènement et le dernier étage là où on a la présence des voiles est limitée.

On remarque que le taux des charges verticales reprises par les voiles ne dépasse pas la limite des 20 % exigée par le RPA 99/ version2003

L'examen de la part de l'effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d'effort tranchant repris par les voiles reste dans tous les niveaux inférieur à 75 % et les portiques reprennent plus de 25 %.

IV.6 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.6.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon (Art 4.3.6) DTR BC-2.48 la résultante des forces sismiques à la base V_{sta} 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_{dym} .

Résultante des forces sismique	V_{dyn}	V_{sta}	V_{dyn}/V_{sta}
Sens xx	2326.19	1952.43	1.19
Sens yy	1044.16	1559.23	0.67

Tableau IV.8 Vérification de l'effort tranchant à la base.

On remarque que la condition n'est pas vérifiée suivant le sens y donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse en les multipliant par le rapport $0.8V_{st}/V_{dy}=1.19$

IV.7 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)}$$

Tel que :

N ; L'effort normal maximal.

B ; Section du poteau.

f_{c28} ; Résistance caractéristique à la compression.

Niveau	poteaux	N (KN)	N_{rd}	Remarque
Entre sol 2	50×50	1372.85	0.21	C'est vérifié
Entre sol 1	50×50	1928.50	0.3	C'est vérifié
RDC	50×50	1843.83	0.29	C'est vérifié
Étage1	45×45	1554.52	0.3	C'est vérifié
Étage2	45×45	1273.81	0.25	C'est vérifié
Étage3	45×45	998.81	0.19	C'est vérifié
Étage4	40×40	726.58	0.18	C'est vérifié
Étage5	40×40	460.91	0.11	C'est vérifié
Étage6	40×40	224.63	0.056	C'est vérifié

Tableau IV.9 Résumé des résultats.

IV.8 Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Art (4.4.3) RPA 99/2003}$$

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 : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ **Art (5.10) RPA 99/2003**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	δ_{ek} (cm)		R	$R^* \delta_{ek}$ (cm)		Δ_k (cm)		h_k (cm)	1% h_k (cm)	Δ_k / h_k	
	δ_{ekx}	δ_{eky}		$R^* \delta_{ekx}$	$R^* \delta_{eky}$	Δ_{kx}	Δ_{ky}			Δ_{kx} / h_k (%)	Δ_{ky} / h_k (%)
9	0.98	1.02	5	4.9	5.1	0	0.6	306	3.06	00	0.196
8	0.98	0.9	5	4.9	4.5	0.6	0.6	306	3.06	0.196	0.196
7	0.86	0.78	5	4.3	3.9	0.8	0.8	306	3.06	0.261	0.261
6	0.70	0.62	5	3.5	3.1	0.8	0.9	306	3.06	0.261	0.294
5	0.54	0.44	5	2.7	2.2	0.9	0.8	306	3.06	0.294	0.261
4	0.36	0.28	5	1.8	1.4	0.9	0.7	306	3.06	0.294	0.228
3	0.18	0.14	5	0.9	0.7	0.7	0.4	306	3.06	0.228	0.131
2	0.04	0.06	5	0.2	0.3	0.2	0.3	306	3.06	0.065	0.098
1	00	00	5	00	00	00	00	350	3.5	00	00

Tableau IV.10 Vérification des déplacements relatifs.

IV.9 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : Art (5.9) RPA99/2003

L'effet du 2^{ème} ordre ou effet (P- Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 .$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau (k).

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur d'étage (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (K-1).

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
6 ^{ème} étage	306	2677.37	00	283.45	00	0.6	310.48	0.016
5 ^{ème} étage	306	6801.25	0.6	580.59	0.022	0.6	604.51	0.022
4 ^{ème} étage	306	5029.14	0.8	837.46	0.015	0.8	848.20	0.015
3 ^{ème} étage	306	15304.88	0.8	1050.17	0.038	0.9	1048.88	0.043
2 ^{ème} étage	306	19625.28	0.9	1221.47	0.047	0.8	1208.41	0.042
1 ^{er} étage	306	23937.39	0.9	1346.55	0.052	0.7	1326.66	0.041
RDC	306	28302.96	0.7	1424.27	0.045	0.4	1409	0.026
Entre sol 1	306	32316.53	0.2	1468.8	0.014	0.3	1459.5	0.022
Entre sol 2	350	34754	00	1498.43	00	00	1500.59	00

Tableau IV.11 Vérification des effets P- Δ .

- **Commentaire :** On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

IV.10 Conclusion :

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales.

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 éléments *principaux*

V.1 INTRODUCTION :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.2 ETUDE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{corr}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E RPA99 /version2003 (Article 5.2)
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

Pour notre structure, nous avons trois types de poteaux à étudier :

- 2^{ème}, 1^{ère} entre sol et RDC : (b×h) = (50×50) cm²,
- 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages : (b×h) = (45×45) cm²,
- 4, 5^{ème} et 6^{ème} étages: (b×h) = (40×40) cm²,

V.2.1 Recommandations du RPA99/2003 :

a) Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h'$$

h_e : est la hauteur de l'étage

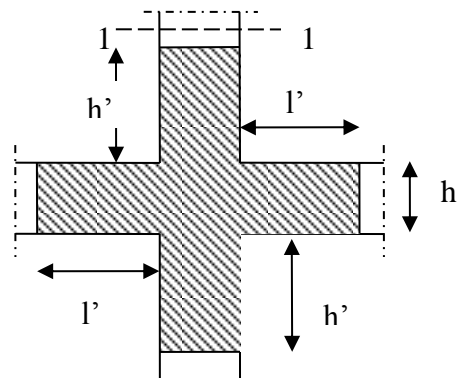
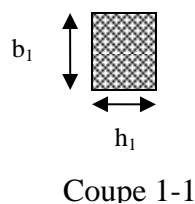


Figure V.1 zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol et RDC	50×50	20	100	150
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
4, 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	40×40	12.8	64	96

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA.

b) Armatures transversales :

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)} \quad \text{Avec :}$$

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 un 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 pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t.b_1}$ 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, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites à l'aide de logiciel du logiciel ROBOT professionnel qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude sismique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$			$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$			$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$			V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	com	M (KN.m)	N (KN)	com	N (KN)	M (KN.m)	com	
2 ^{ème} , 1 ^{ère} entre sol et RDC	1928.50	60.58	1	129.84	1307.2	1	346.48	18.46	6	135.65
1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1554.52	34.27	1	89.19	302.75	4	72.87	20.33	6	71.13
4, 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	726.58	26.87	1	108.86	87.44	1	63.25	17.33	6	65.83

Tableau V.2 Sollicitations dans les poteaux.

V.2.3 ferrailage des poteaux :

Le tableau suivant résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents

Niveaux par le logiciel EXPERT ROBOT:

➤ **Sections des armatures longitudinales dans les poteaux :**

a) Armatures longitudinales :

Niveau	Section Cm ²	M KN.N	N KN	A _{cal} Cm ²	A _{min} (RPA) Cm ²	A _{adop} Cm ²	Barre
Entre sol 1,2,RDC	50×50	129.84	1307.2	2.71	20	25.13	8HA20
Etage 1,2,3	45×45	89.19	302.75	2.348	16.2	20.61	4HA16+4HA20
Etage 4,5,6	40×40	108.86	87.44	8.57	12.8	14.20	4HA16+4HA14

Tableau V.3 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Section (cm ²)	\varnothing_{min} l (cm)	l _f (m)	λ_g	V _u (KN)	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{opt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
50×50	2	2.45	4.9	135.65	10	15	3.81	2.44	4.71	6HA10
45×45	1.6	2.142	4.76	71.13	10	15	2.22	2.43	4.02	8HA8
40×40	1.4	2.142	5.355	65.83	10	15	3.08	1.8	4.02	8HA8

Tableau V.4 Armatures transversales des poteaux.

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la

$$\text{condition suivante : } \phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$.

V.2.4 Vérifications :

a) Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{BAEL91 art B.8.4, 1})$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

$$\text{Cas d'une section rectangulaire : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{D'où : } \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b} \quad \text{avec } l_f : \text{longueur de flambement}$$

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \quad \text{avec : } \begin{cases} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{cases}$$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)
1,2 ^{ème} E.S,RDC	50×50	3.5	2.45	16.95	0.81	25.13	2304	4164.01	1928.5
1,2 ,3 ^{ème} étages	45×45	3.06	2.142	16.47	0.81	20.61	1849	3354.16	1554.52
4,5,6 ^{ème} étages	40×40	3.06	2.142	18.52	0.80	14.20	1444	2547.06	726.58

Tableau V.5 Vérification du flambement des poteaux.

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A'_s = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

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

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$S = B = b \times h + 15 \times A_s$$

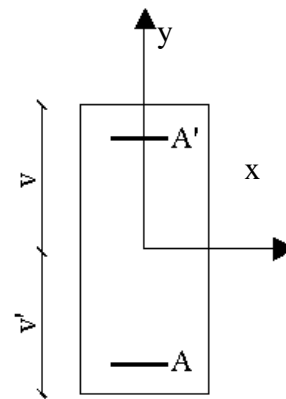


Figure V.2 Section d'un poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
1,2 ^{ème} E.S,RDC	50×50	45	25.13	27.62	22.38	0.0084	1403.12	44.07	6.31	15
1,2 ,3 ^{ème} étages	45×45	40.5	20.61	24.88	20.12	0.0043	347.59	63.83	5.18	15
4 ,5,6 ^{ème} étages	40×40	36	14.20	21.87	18.13	0.0026	64.12	79.21	7.01	15

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentés :

Selon le RPA99/version2003 (Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaisons sismiques doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
1,2 ^{ème} E.S,RDC	50×50	2.45	4.5	0.04	45	135.65	0.6	1
1,2 ,3 ^{ème} étages	45×45	2.142	4.76	0.04	40.05	71.13	0.4	1
4 ,5,6 ^{ème} étages	40×40	2.142	5.355	0.075	36	65.83	0.45	1.875

Tableau V.7 Vérification des sollicitations tangentés.

V.2.5 Dispositions constructives :

a) Longueur des crochets des armatures transversales :

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 8mm \rightarrow L = 8cm$$

$$\phi_t = 10mm \rightarrow L = 10cm$$

c) Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2.0$$

$$\text{On adopte : } L_r = 80cm.$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60cm.$$

d) Détermination de la zone nodale :

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right)$$

$$l' = 2h$$

Pour les paramètres (h') et (l') voir paragraphe (II.1.a).

- 1,2^{ème} EntreSol, RDC :
 $L' = 2 \times 45 = 90cm$
 $h' = \max(58.33 ; 50 ; 50 ; 60cm) = 60cm$
- 1,2, 3^{ème} étages:
 $L' = 2 \times 45 = 90cm$
 $h' = \max(51 ; 45 ; 45 ; 60cm) = 60cm$
- 4, 5,6^{ème} étages :
 $L' = 2 \times 45 = 90cm$
 $h' = \max(51 ; 40 ; 40 ; 60cm) = 60cm$

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 dimensions 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 qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT professionnel 2013, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

RPA99/version 2003 (Art 5.2)

$$G + Q - E$$

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (40×45).
- poutres secondaires (30×40).

V.3.1 Recommandation du RPA 99/V2003 :

a) Coffrage :

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases} \quad \text{RPA99 (Art 7.5.1)}$$

b) Ferrailage: RPA99 (Art 7.5.2)

- **Les armatures longitudinales :**
 - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 $4\% b \times h$ En zone courante.

6% $b \times h$ En zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 40ϕ En zone IIa.
 avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.3, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement	A _{min} (cm ²)
Principale	40×45	72	108	9
Secondaire	30×40	48	72	6

Tableau V.8 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

- **Les armatures transversales:**

- La section d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées ; c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

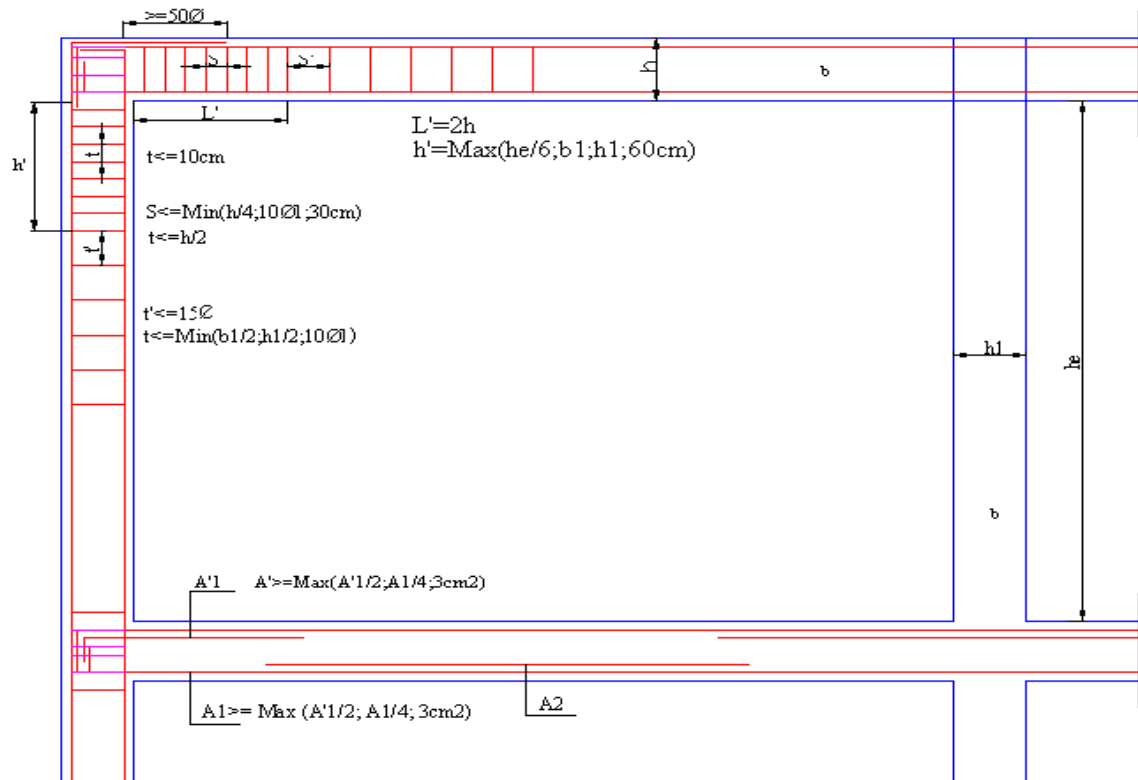


Figure V.3 Dispositions constructives des portiques

V.3.2 Ferrailage des poutres :

Le ferraillage adopté doit respecter les exigences du RPA99/2003.

a) Armatures longitudinales :

Le ferraillage des poutres est déduit de la modélisation du ROBOT professionnel. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA99/2003.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Etage	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	L _r (cm)
Etages courants	Principale	40×45	Appui	12.4	9	3HA20+3HA12=12.82	80
			Travée	6.4		3HA20=9.42	80
	Secondaire	30×40	Appui	10.2	6	3HA14+3HA16=10.65	64
			Travée	8.9		6HA14=9.24	56
Terrasse	Principale	40×45	Appui	9.2	9	3HA20=9.42	80
			Travée	6.2		3HA20=9.42	80
	Secondaire	30×40	Appui	6	6	3HA12+3HA14=8.01	56
			Travée	4.1		3HA12+3HA14=8.01	56

Tableau V.9 Ferrailage des poutres.

L_r : longueur de recouvrement.

b) Armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\max}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91}$$

- **Poutres principales :** $\phi \leq \min\left(2; \frac{45}{35}; \frac{40}{10}\right) = \min(2; 1.28; 4)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires :** $\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.6; 1.14; 3)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

• **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon le RPA99/version 2003 (art 7.5.2.2) :

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\max}; 30\text{cm}\right)$

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 24\text{cm}; 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 19.2\text{cm}; 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{ cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3 Vérifications :

A) ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.03\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Contrainte tangentielle maximale :

$$\text{Vérification de l'effort tranchant : } \tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	146.21	0.9	Vérifiée
Poutres secondaires	269.22	1.66	Vérifiée

Tableau V.10 Vérification de l'effort tranchant.

3) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

➤ Terrasse :

• Poutres principales :

Appui intermédiaire :

$$A_t \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15}{400} \times \left[146.21 - \frac{119.06}{0.9 \times 0.405} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_t \geq -5.18\text{cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_t \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15 \times 146.21 \times 10^{-3}}{400} = 4.22\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Poutres secondaires :

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [269.22 - \frac{64.08}{0.9 \times 0.36}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 2.05 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 269.22 \times 10^{-3}}{400} = 7.74 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etages courants :**

• **Poutres principales :**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [146.21 - \frac{155.21}{0.9 \times 0.405}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -8.03 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 146.21 \times 10^{-3}}{400} = 4.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Poutres secondaires :**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [269.22 - \frac{75.76}{0.9 \times 0.36}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq 1.02 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 269.22 \times 10^{-3}}{400} = 7.74 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

B) À L'ELS :

1) **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible 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 résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

plancher	Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
terrasse	Poutres principales	Appuis	-86.88	147364	14.05	8.28	15
		Travées	60.28	47732.5	14.05	5.75	15
	Poutres secondaires	Appuis	-46.65	90941.3	13.67	7.01	15
		Travées	34.12	90941.3	13.67	5.13	15
Etages courants	Poutres principales	Appuis	-112.45	184590.7	15.85	9.66	15
		Travées	61.35	147364	14.05	5.85	15
	Poutres secondaires	Appuis	-55.14	111037.2	15.22	7.56	15
		Travées	44.47	100650.3	14.43	6.41	15

Tableau V.11 Vérification de la contrainte limite de béton.

3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D’après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

• **Poutres principales :**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{650} = 0.069 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.069 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{44.74}{10 \times 181.09} = 0.025 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.42 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.42} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

• **Poutres secondaires :**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{470} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.117 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{44.74}{10 \times 110.94} = 0.04 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.36} = 0.007 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

C) Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend

Essentiellement.

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Niveaux	Section (cm ²)	Z (m)	A (cm ²)	M _s (KN.m)	M _n (KN.m)	M _n +M _s
Ente sol 2	50×50	0.425	25.13	371.67	371.67	743.34
Ente sol 1	50×50	0.425	25.13	371.67	371.67	743.34
RDC	50×50	0.425	25.13	371.67	274.34	646.01
1 ^{er} Etage	45×45	0.3825	20.61	274.34	274.34	548.68
2 ^{ème} Etage	45×45	0.3825	20.61	274.34	274.34	548.68
3 ^{ème} Etage	45×45	0.3825	20.61	274.34	168.01	447.35

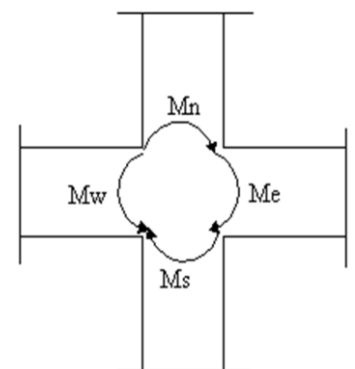


Figure V.4 La zone nodale.

4 ^{ème} Etage	40×40	0.34	14.2	168.01	168.01	336.02
5 ^{ème} Etage	40×40	0.34	14.2	168.01	168.01	336.02
6 ^{ème} Etage	40×40	0.34	14.2	168.01	168.01	336.02

Tableau V.12 Moment résistant dans les poteaux.

2) Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	sens	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25*(M _w +M _e)	Observation
Ente sol 2	Sens xx	170.64	170.64	426.6	vérifiée
	Sens yy	126.01	126.01	315.025	
Ente sol 1	Sens xx	170.64	170.64	426.6	Vérifiée
	Sens yy	126.01	126.01	315.025	
RDC	Sens xx	170.64	170.64	426.6	Vérifiée
	Sens yy	126.01	126.01	315.025	
1 ^{er} Etage	Sens xx	170.64	170.64	426.6	Vérifiée
	Sens yy	126.01	126.01	315.025	
2 ^{ème} Etage	Sens xx	170.64	170.64	426.6	Vérifiée
	Sens yy	126.01	126.01	315.025	
3 ^{ème} Etage	Sens xx	170.64	170.64	426.6	Vérifiée
	Sens yy	126.01	126.01	315.025	
4 ^{ème} Etage	Sens xx	170.64	170.64	426.6	Non
	Sens yy	126.01	126.01	315.025	Vérifiée
5 ^{ème} Etage	Sens xx	170.64	170.64	426.6	Non
	Sens yy	126.01	126.01	315.025	Vérifiée
6 ^{ème} Etage	Sens xx	125.38	125.38	313.45	Vérifiée
	Sens yy	94.77	94.77	236.92	Vérifiée

Tableau V.13 Vérification des zones nodales.

On constate que le ferrailage adopté au niveau des nœuds ne vérifie pas les recommandations du RPA99/2003. Donc pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, on doit renforcer les zones nodales, et ce en augmentant le ferrailage des poteaux au niveau de ces dernières ($4HA16 + 8HA14 = 20.36 \text{ cm}^2$), et ce dans le but d'augmenter les moments résistants des poteaux.

4) **Moment résistant dans les poteaux :**

Niveaux	Section (cm ²)	Z (m)	A (cm ²)	M _s (KN.m)	M _n (KN.m)	M _n +M _s
Ente sol 2	50×50	0.425	25.13	371.67	371.67	743.34
Ente sol 1	50×50	0.425	25.13	371.67	371.67	743.34
RDC	50×50	0.425	25.13	371.67	274.34	646.01
1 ^{er} Etage	45×45	0.3825	20.61	274.34	274.34	548.68
2 ^{ème} Etage	45×45	0.3825	20.61	274.34	274.34	548.68
3 ^{ème} Etage	45×45	0.3825	20.61	274.34	240.9	515.24
4 ^{ème} Etage	40×40	0.34	20.36	240.9	240.9	481.8
5 ^{ème} Etage	40×40	0.34	20.36	240.9	240.9	481.8
6 ^{ème} Etage	40×40	0.34	20.36	240.9	240.9	481.8

Tableau V.14 Moment résistant dans les poteaux.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

➤ **Schémas de ferrailage des poteaux :**

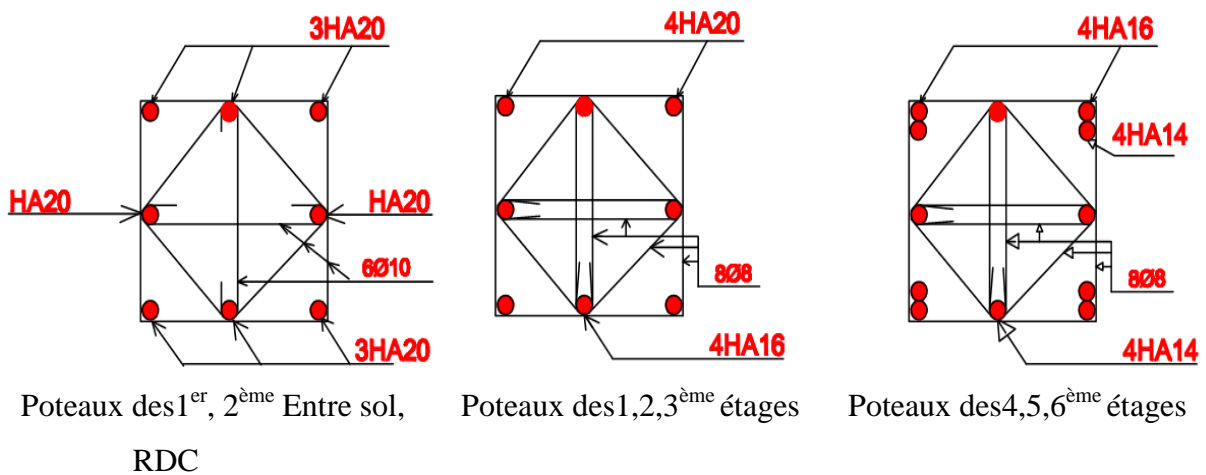
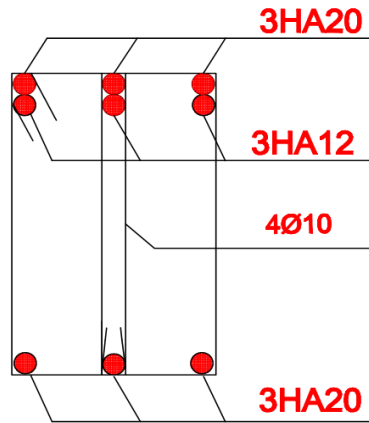


Figure V.5 schéma de ferrailage des poteaux.

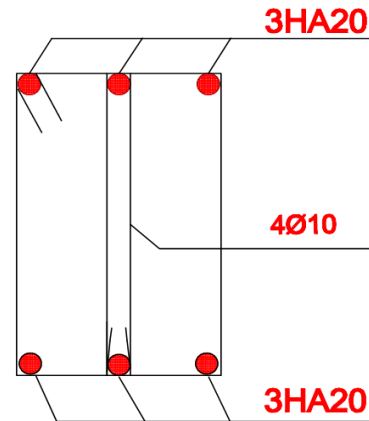
➤ **Schéma de ferrailage des poutres:**

a) **Étage courant :**

- **Poutres principales:**

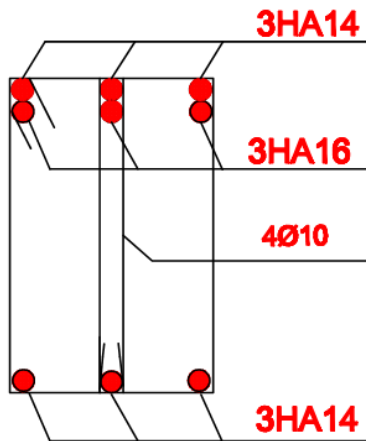


Coupe aux appuis

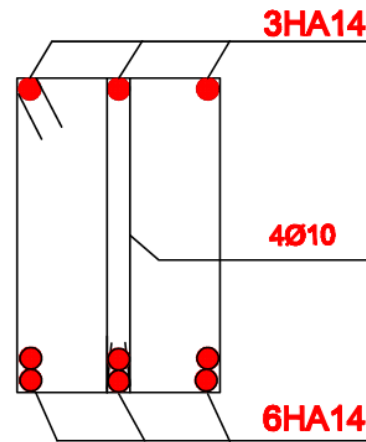


Coupe en travées

- Poutre secondaire :



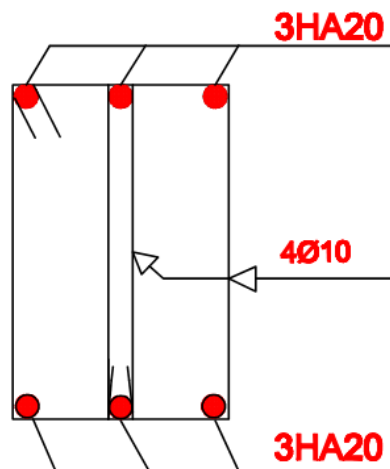
Coupe aux appuis



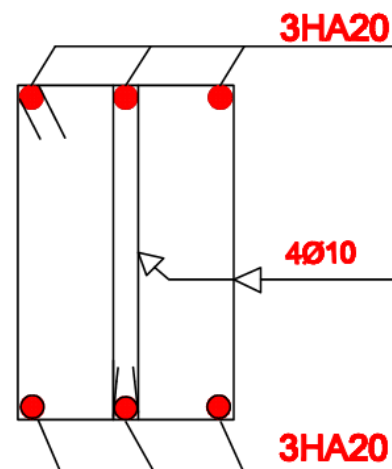
Coupe en travées

- b) Terrasse :

- Poutres principales:



Coupe aux appuis



Coupe en travées

- **Poutre secondaire :**

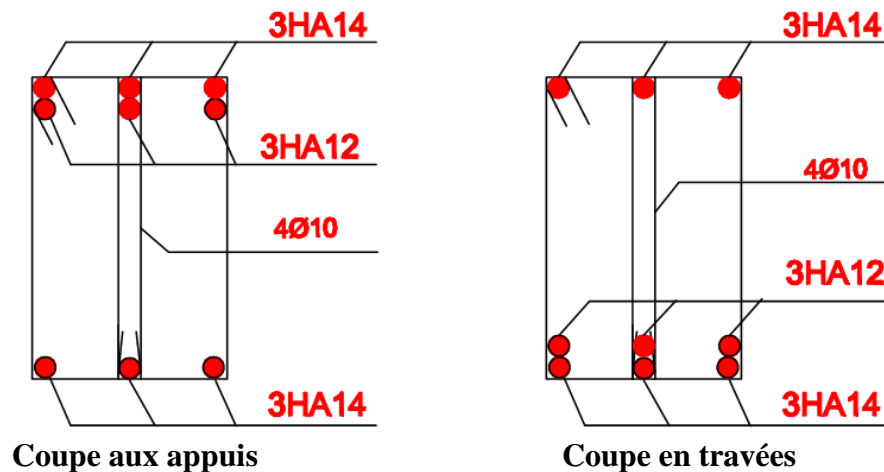


Figure V.6 Schéma de ferrailage des poutres.

V.4 Etude des voiles :

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivantes :

- ELU.
- $G+Q\pm E$.
- $0.8G\pm E$.

V.4.1 Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a) Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots\dots\dots \text{dans la section globale de voile.} \\ A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots\dots\dots \text{dans la zone courante.} \end{array} \right\} \text{Art.7.7.4.3RPA99/2003}$$

- $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2 Ferrailage des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, on aura recours à des méthodes différentes, afin d'adopter la méthode la plus fiable pour le calcul des voiles.

ROBOT, nous permet de lancer le ferrailage automatique pour ferrailer les voiles, par contre on peut calculer le ferrailage à l'aide d'une application de ROBOT (étude d'un voile BA), qu'on peut choisir lors du lancement de ce dernier, mais après avoir prélevé les sollicitations (N, M, V) dans chaque voile, et même avec les contraintes de traction dans les zones tendues des voiles.

➤ Exemple de calcul de ferrailage d'un voile (V1) :

a) Calcul de ferrailage du voile V1 à l'aide d'une application de ROBOT :

Après avoir extrait les valeurs de (M N V) à partir de logiciel ROBOT, en utilisant l'option **résultat réduits pour les panneaux**, en faisant un filtrage des résultats donnés à la base du voile V1, à l'aide de la rubrique enveloppe, on peut visualiser les efforts réduits maximaux dans le tableau suivant :

Panneau/Coup/Cas	NRx [KN]	MRz [KN]	TRy [KN]	SRO [Mpa]	sRe	Tr [Mpa]	TRz [KN]	MRy [KNm]
1320/82-1609/18	-1657	13.03	15.43	-2.81	-2.72	0.03	-2.5	3.1
1320/82-1609/20	-745.33	424.9	496.74	-2.66	0.17	0.86	0.78	2.56
1320/82-1609/21	-1034.2	-433.86	-501.95	-0.28	-3.17	-0.87	-3.26	0.53
1320/82-1609/22	-178.13	1158.3	736.6	-4.16	3.56	1.27	-0.94	1.92
1320/82-1609/23	-1601.4	-1167.26	-741.81	1.22	-6.56	-1.28	-1.54	1.17
1320/82-1609/24	-1071.5	437.51	509.31	-3.24	-0.33	0.88	0.2	3.28
1320/82-1609/25	-1360.4	-421.26	-489.38	-0.86	-3.67	-0.84	-3.84	1.24
1320/82-1609/26	-504.26	1170.91	749.17	-4.74	3.06	1.29	-1.53	2.64
1320/82-1609/27	-1927.6	-1154.66	-729.24	0.64	-7.06	-1.26	-2.12	1.89

Tableau V.15 Efforts réduits pour le voile V1.

Avec : NRx : Effort normal réduit suivant x.

TRy : Effort tranchant réduit suivant y.

sRO : La plus petite valeur des contraintes réduites normales verticales dans le voile.

sRe : La plus grande valeur des contraintes réduites normales dans le voile.

tR : contrainte réduites tangentielles.

TR_z : Effort tranchant réduit suivant z .

MR_y : Moment fléchissant réduit par rapport à y .

On fera le calcul pour les trois combinaisons suivant :

1. $NR_{x_{max}}$ \longrightarrow (MR_z , TR_y) correspondants.
2. $MR_{z_{max}}$ \longrightarrow (NR_x , TR_y) correspondants.
3. $TR_{y_{max}}$ \longrightarrow (MR_z , NR_x) correspondants.

Lors du lancement du logiciel, on choisit l'option calcul d'un voile, on lance le calcul après avoir introduit les valeurs de différentes sollicitations, et après avoir réglé les paramètres de calcul.

En utilisant la rubrique note de calcul, on peut visualiser les résultats de calcul, on remarque bien que le ferrailage est le même pour les trois combinaisons, car le logiciel prend en considération l'espacement et le diamètre minimal des barres.

b) Calcul de ferrailage à l'aide de ROBOT (ferrailage automatique) :

Après avoir sélectionné le voile V1, on lance le ferrailage théorique à l'aide de la fenêtre :

Analyse : Dimensionnement d'éléments BA :

- Dimensionnement panneaux BA.

-ferrailage théorique.

Après avoir sélectionné les combinaisons pour le calcul, on lance le calcul, puis les résultats sont affichés sous forme de cartographie, ayant des valeurs moyennes et maximales. Pour visualiser les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales, il suffit de sélectionner la section à visualiser.

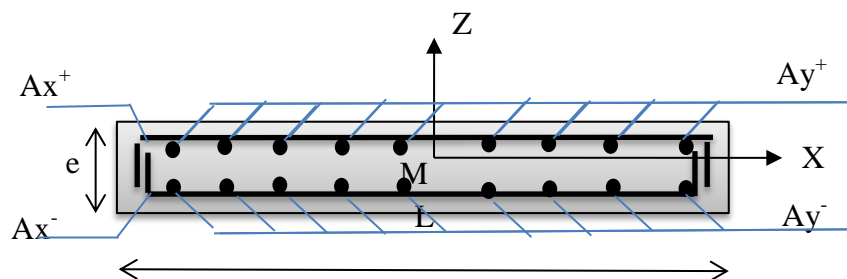


Figure V.7 Section du voile (convention des sections d'armatures).

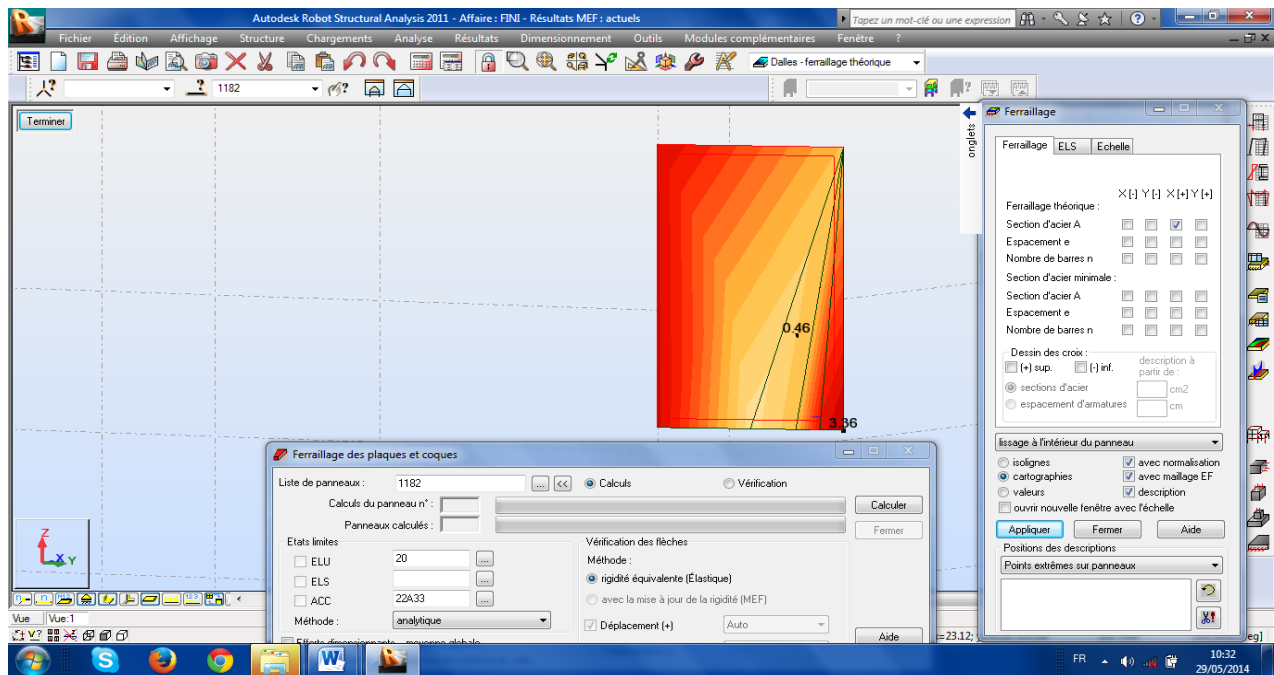


Figure V.8 fenêtre de ferrailage automatique de voile V1.

- Avec :
- A_y^+ : section d’armatures verticales de la file positive.
 - A_y^- : section d’armatures verticales de la file négative.
 - A_x^+ : section d’armatures horizontales de la file positive.
 - A_x^- : section d’armatures horizontales de la file négative.

On optera pour le ferrailage automatique des voiles à l’aide de ROBOT professionnel 2013, en prenant en considération les prescriptions du RPA99 version 2003.

Les résultats ainsi obtenus pour chacun des voiles sont résumé dans les tableaux suivants :

1) Voile V1 :

Niveau	Section (cm)	Armatures verticales (cm ² / m)				Armatures horizontales (cm ² / m)			
		A ^{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{ad}	A ^{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{ad}
2 ^{ème} ,sol ,RDC	20x 325	3	9.65	9.65	7T14 e=15	3	3.75	3.75	5T12 e=20
1 ,2 , 3 ^{ème} étage	20x 325	3	1.78	1.78	7T10 e=15	3	2.72	2.72	5T10 e=20
4,5,6 ^{ème} étage	20x 325	3	1.19	1.19	7T10 e=15	3	1.9	1.9	5T10 e=20

Tableau V.16 Tableau de ferrailage de voile V1.

2) Voile V2 :

Niveau	Section (cm)	Armatures verticales (cm ² / m)				Armatures horizontales (cm ² / m)			
		A ^{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{ad}	A ^{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{ad}
2 ^{ème} , RDC	20x 120	3	2.89	2.89	7T10 e=15	3	0.53	0.53	5T10 e=20
1, 2, 3 ^{ème} étage	20x 120	3	2.2	2.2	7T10 e=15	3	2.04	2.04	5T10 e=20
4, 5, 6 ^{ème} étage	20x 120	3	0.67	0.67	7T10 e=15	3	0.24	0.24	7T10 e=20

Tableau V.17 Tableau de ferrailage de voile V2.**3) Voile V3 :**

Niveau	Section (cm)	Armatures verticales (cm ² / m)				Armatures horizontales (cm ² / m)			
		A ^{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{ad}	A ^{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{ad}
2 ^{ème} , 1 ^{er} , RDC	20x 120	3	5.21	5.21	7T12 e=15	3	2.48	2.48	5T10 e=20
1, 2, 3 ^{ème} étage	20x 120	3	0.98	0.98	7T10 e=15	3	0.28	0.28	5T10 e=20
4, 5, 6 ^{ème} étage	20x 120	3	2	2	7T10 e=15	3	1.15	1.15	5T10 e=20

Tableau V.18 Tableau de ferrailage de voile V3.**4) Voile V4 :**

Niveau	Section (cm)	Armatures verticales (cm ² / m)				Armatures horizontales (cm ² / m)			
		A ^{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{ad}	A ^{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{ad}
2 ^{ème} , 1 ^{er} , RDC	20x 245	3	8.25	8.25	7T14 e=15	3	4.48	4.48	5T12 e=20
1, 2, 3 ^{ème} étage	20x 245	3	3.85	3.85	7T10 e=15	3	1.85	1.85	5T10 e=20

4,5,6 ^{ème} étage	20x 245	3	2.68	2.68	7T10 e=15	3	1.22	1.22	5T10 e=20
----------------------------	---------	---	------	------	--------------	---	------	------	--------------

Tableau V.19 Tableau de ferrailage de voile V4.**5) Voile V5 :**

Niveau	Section (cm)	Armatures verticales (cm ² / m)				Armatures horizontales (cm ² / m)			
		A ^{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{ad}	A ^{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{ad}
2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol ,RDC	20x 130	3	2.37	2.37	7T10 e=15	3	1	1	5T10 e=20
1 , 2 , 3 ^{ème} étage	20x 130	3	1.53	1.53	7T10 e=15	3	1.31	1.31	5T10 e=20
4,5,6 ^{ème} étage	20x 130	3	1.63	1.63	7T10 e=15	3	0.79	0.79	5T10 e=20

Tableau V.20 Tableau de ferrailage de voile V5.**6) Voile V6 :**

Niveau	Section (cm)	Armatures verticales (cm ² / m)				Armatures horizontales (cm ² / m)			
		A ^{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{ad}	A ^{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{ad}
2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol ,RDC	20x 120	3	2.75	2.75	7T10 e=15	3	1.44	1.44	5T10 e=20
1 , 2 , 3 ^{ème} étage	20x 120	3	2.67	2.67	7T10 e=15	3	1.78	1.78	5T10 e=20
4,5,6 ^{ème} étage	20x 120	3	1.47	1.47	7T10 e=15	3	1.42	1.42	5T10 e=20

Tableau V.21 Tableau de ferrailage de voile V6.

7) Voile V7 :

Niveau	Section (cm)	Armatures verticales (cm ² / m)				Armatures horizontales (cm ² / m)			
		A ^{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{ad}	A ^{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{ad}
2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol ,RDC	20x 12 0	3	2.55	2.55	7T10 e=15	3	1.27	1.27	5T10 e=20
1 , 2 , 3 ^{ème} étage	20x 12 0	3	0.94	0.94	7T10 e=15	3	0.99	0.99	5T10 e=20
4,5 ^{ème} étage	20x 12 0	3	1.08	1.08	7T10 e=15	3	1.85	1.85	5T10 e=20

Tableau V.22 Tableau de ferrailage de voile V7.**8) Voile V8 :**

Niveau	Section (cm)	Armatures verticales (cm ² / m)				Armatures horizontales (cm ² / m)			
		A ^{min}	A _y ⁺	A _y ⁻	A _{ad}	A ^{min}	A _x ⁺	A _x ⁻	A _{ad}
2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol ,RDC	20x 130	3	3.85	3.85	7T10 e=15	3	1.72	1.72	5T10 e=20
1 , 2 , 3 ^{ème} étage	20x 130	3	0.75	0.75	7T10 e=15	3	0.70	0.70	5T10 e=20
4,5 ^{ème} étage	20x 130	3	1.17	1.17	7T10 e=15	3	0.01	0.01	5T10 e=20

Tableau V.23 Tableau de ferrailage de voile V8.**V.4.3 Vérification au cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2 du RPA99 à :

$$\tau_{adm} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1.4 \frac{V}{b.h}$$

Avec b : épaisseur du voile et d : hauteur utile.

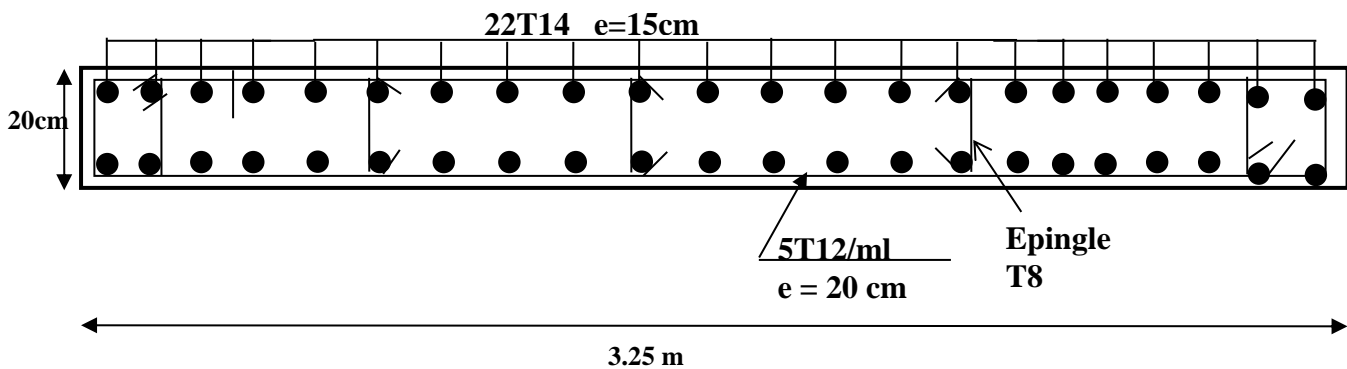
D'après les résultats obtenus dans l'analyse dynamique :

Voiles	Section (cm ²)	V _{max} (KN)	V _{adm} =1.4V (KN)	b (cm)	d=0.9h (cm)	τ _b (Mpa)	0.2f _{c28} (Mpa)	Observation
V1	20×325	749.7	1049.58	20	292.5	1.92	5	Vérifiée
V2	20×120	741.26	1037.76	20	108	4.80	5	Vérifiée
V3	20×120	603.50	844.90	20	108	3.91	5	Vérifiée
V4	20×245	636.52	891.128	20	220.5	2.02	5	Vérifiée

V5	20×130	561.90	786.66	20	117	3.36	5	Vérifiée
V6	20×120	629.33	881.06	20	108	4.08	5	Vérifiée
V7	20×120	642.06	898.88	20	108	4.16	5	Vérifiée
V8	20×130	551.59	772.23	20	117	3.30	5	Vérifiée

Tableau V.24 Tableau de vérification des contraintes de cisaillement.

➤ **Exemples de schémas de ferrailage V1 (entre sol 1) :**



FigureV.9 Schéma de ferrailage du voile V1 Au Entre sol

V.5 Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel de calcul (Robot professionnel V.2013) et les applications (SOCOTEC) et le Robot (expert) ainsi que le ferrillage minimum édicté par le RPA 99/2003.

Il est noté que le ferrillage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL.

Chapitre III :

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, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

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.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$* G + Q \pm E$$

$$* 0.8 \times G \pm E$$

Ainsi que les combinaisons données par le BAEL :

$$* 1.35G + 1.5Q$$

$$* G + Q$$

VI.2.2 Capacité portante du sol :

Le sol destiné à recevoir notre construction en R+6+2 entre sol à usage d'habitation est de bonne résistance (sol de bonne portance). De ce fait nous suggérons :

- L'emploi de fondation superficielle.
- L'ancrage des fondations à une profondeur de 1.30 m, (sous les remblais).
- Le taux de travail à prendre dans les calculs est de 1.5 bar.
- Les tassements sont négligeables.

VI.3 Etudes des fondations d'entre sol 1 :

VI.3.1 Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

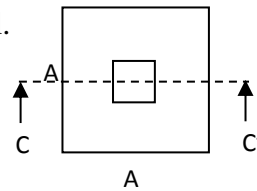
N : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel Robot Professionnel

$$N = 1843.83\text{KN}$$

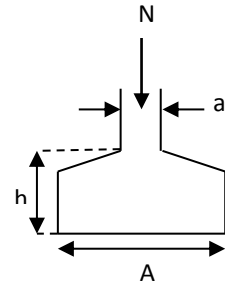
S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}$: Contrainte admissible du sol.

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$



Vue en plan



Coupe

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{N}{0.15}} = 3.50\text{m}$$

Figure VI.1 Schéma d'une semelle isolée.

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.3.2 Vérification des semelles filantes :

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 7 et 4 voiles poteaux :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : La longueur de la semelle.

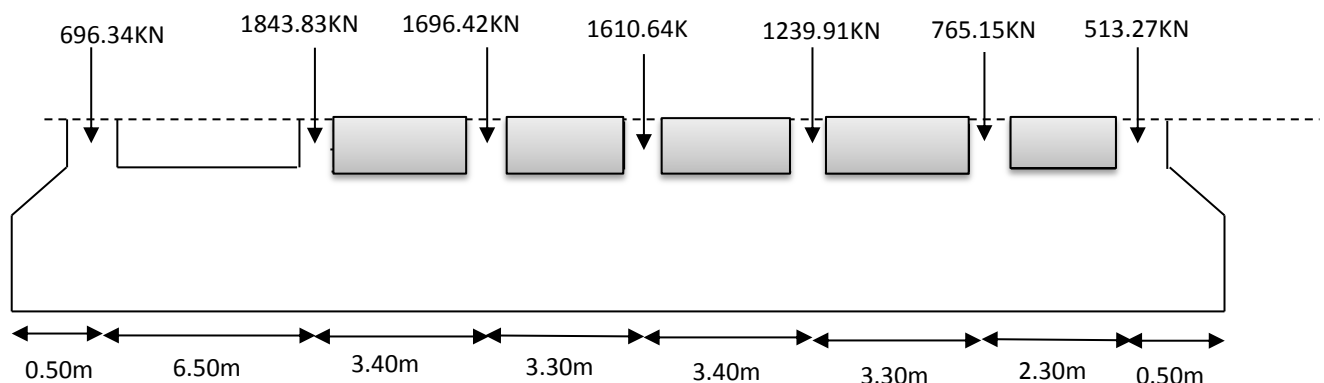


Figure VI.2 Schéma d'une semelle filante S1.

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{8365.56}{150 \times 23.2} = 2.40\text{m}$$

On remarque que l'entre axe entre les deux portiques est de 4 donc on a pris le choix des semelles filantes.

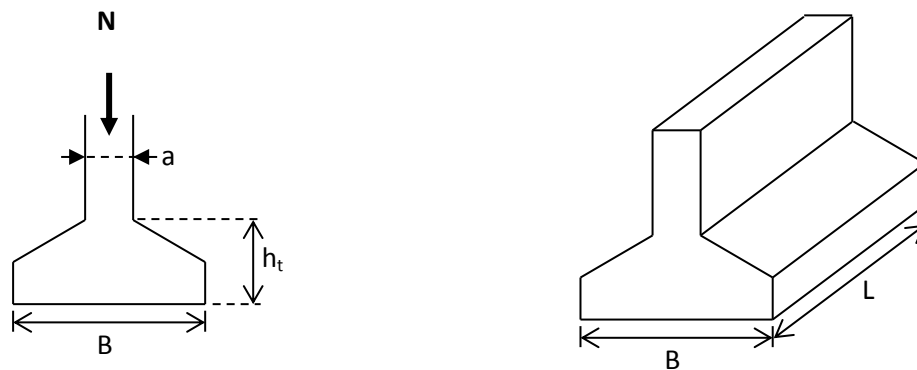


Figure VI.3 Coupe d'une semelle filante.

VI.3.2.1 Vérification de la contrainte :

$$\sigma = \frac{N_x}{B \times L} = \frac{\sum N + 1.35G_0}{B \times L} \leq \sigma_{sol}$$

Calcul de G_0 :

La semelle est ancrée à 1.30m de profondeur :

G_0 = poids propre de la semelle + poids propre des avant poteaux + le poids propre des voiles.

$$G_0 = [(2.4 \times 0.35) - (0.2 \times 1.9)] \times 23.2 \times \gamma_b + 7 \times (0.5 \times 0.5 \times 1.3) \times \gamma_b + 601.29]$$

$$G_0 = 924.965 \text{ KN .}$$

$$\sigma = \frac{N_x}{B \times L} = \frac{8365.56 + 1.35 \times 924.965}{2.4 \times 23.2} = 172.67 \text{ Kpa} \geq \sigma_{sol}$$

Donc on augmente la largeur de la semelle avec une valeur de 2.8 m.

$$\sigma = \frac{N_x}{B \times L} = \frac{8365.56 + 1.35 \times 924.965}{2.8 \times 23.2} = 148 \text{ Kpa} = 1.48 \text{ bar}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{280-50}{4} + 5 = 62.5 \text{ cm}$$

$\sigma \leq \sigma_{sol}$ donc on opte pour les dimensions suivantes :

$$\rightarrow B = 2.8 \text{ m}$$

$$\rightarrow h = 65 \text{ cm}$$

➤ Repérage des fondations :

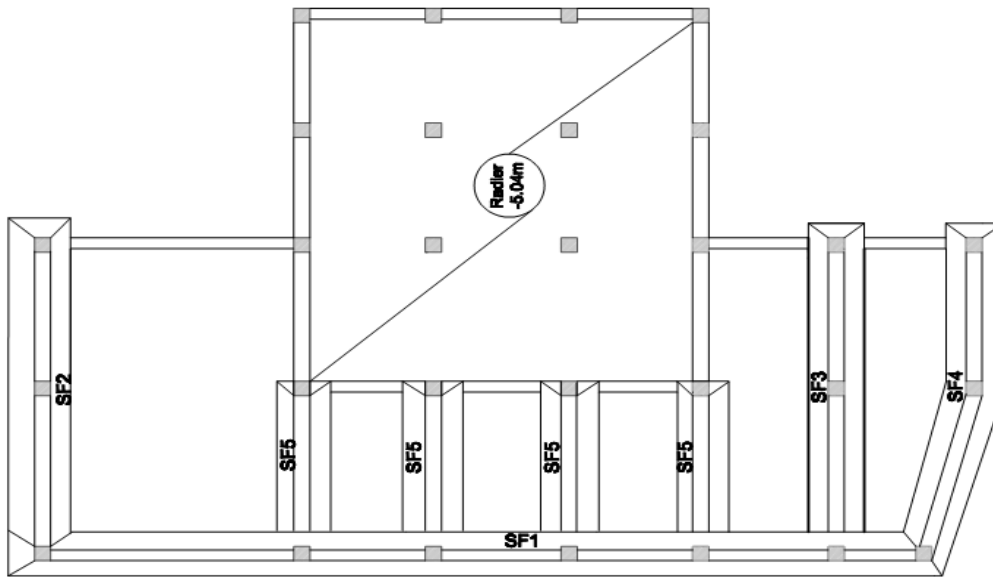


Figure VI.4 repérage des semelles filantes.

	Semelle	L(m)	Nx (KN)	B(m)	H (cm)
Type1	S1	23.2	9614.26	2.8	70
Type2	S2	9.7	3442.15	2.5	55
	S3	9.7	3479.97	2.5	55
	S4	9.7	2870.71	2	45

VI.3.2.2 Vérification au renversement des semelles soumises à un moment fléchissant :

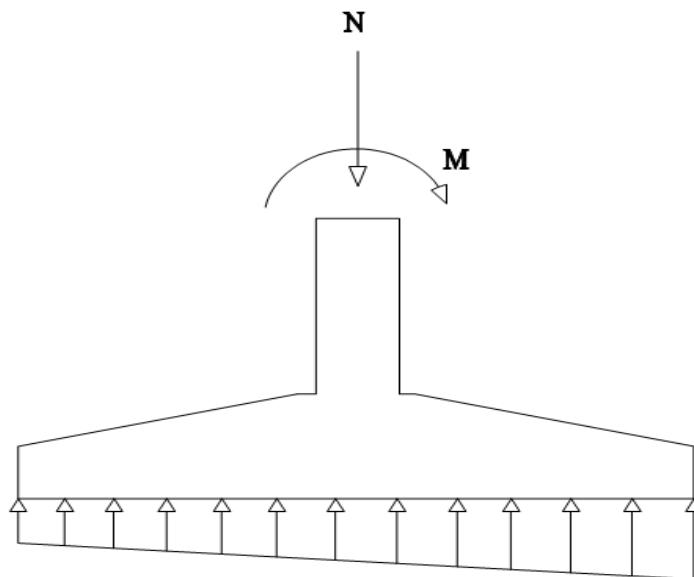


Figure VI.5 Semelle soumise à un effort normal et un moment de fléchissant.

Dans le cas où la semelle est soumise à un moment M la réaction du sol n'est dans ce cas pas uniforme sous la semelle, alors il y a lieu de vérifier la contrainte qu'est une contrainte moyenne.

$\sigma_{moy} = (\sigma_{min} + 3\sigma_{max}) / 4$; les valeurs de σ données par :

Si $e = M/N \leq B/6$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = (N/B \times L) \times (1 + 6e/B) \\ \sigma_{min} = (N/B \times L) \times (1 - 6e/B) \end{array} \right.$$

Les résultats des valeurs de (e) sont donnés par le tableau suivant :

Semelle	N(KN)	M(KN.m)	e (m)	B (m)	B/6	Observation $e \leq B/6$
S1	9614.26	271.45	0.028	2.8	0.46	Vérifiée
S2	3442.15	102.31	0.029	2.5	0.41	Vérifiée
S3	3479.97	47.23	0.013	2.5	0.41	Vérifiée
S4	2870.71	41.21	0.009	2	0.33	Vérifiée

Les résultats des valeurs de (σ) sont donnés par le tableau suivant :

Semelle	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	B (m)	σ_{max} (kPa)	σ_{min} (kPa)	σ_{moy} (kPa)	σ_{sol} (kPa)
S1	9614.26	271.45	23.2	2.8	61.73	43.97	57.29	150
S2	3442.15	102.31	9.7	2.5	66.66	46.89	61.71	150
S3	3497.97	47.23	9.7	2.5	102.70	53.18	90.32	150
S4	2870.71	41.21	9.7	2	77.98	69.99	75.98	150

Tableau VI.1 Valeurs des contraintes sous les différentes semelles.

✓ **Remarque :**

On remarque que pour toutes les semelles, la condition est vérifiée

$$\sigma_{moy} < \sigma_{sol}$$

VI.3.3 Ferrailage de la semelle :

La section d'acier sera choisie par le calcul fait sur la semelle la plus sollicitée des deux types.

a. Ferrailage de la semelle S1 :

• **Transversalement :**

La transmission des charges par les bielles de béton comprimé :

ELU :

$$N_x = 9614.26 \text{KN.}$$

$$A_s = \frac{N \times (B - b)}{8 \cdot d \cdot f_{st}}$$

$$A_s = \frac{9614.26 \times (2.8 - 0.5)}{8 \cdot (0.65 - 0.05) \cdot 348.1000}$$

$$A_s = 132.38 \text{cm}^2$$

• **Longitudinalement:**

$$A_t = \frac{A_s}{3}$$

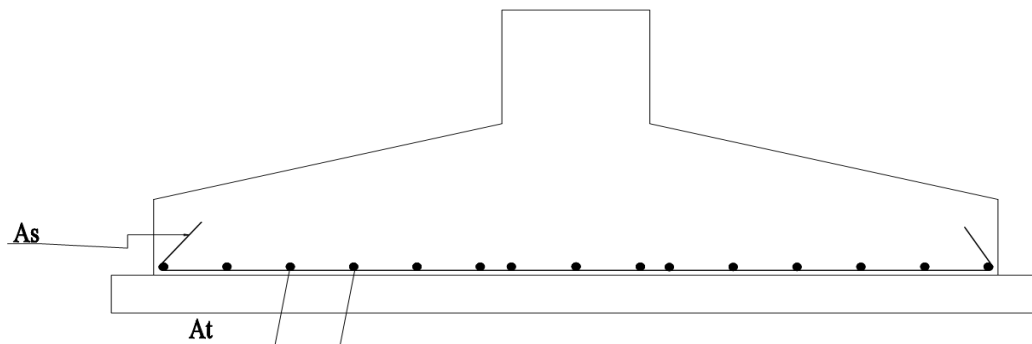
$$A_t = \frac{132.38 \cdot 109}{3} = 44.12 \text{cm}^2$$

Les résultats des sections d'acier a adopter pour les semelles sont donnés par le tableau suivant :

	B	h	Nx	L	As	A adopter	At	A adopter
Type 1	2.8	0.65	9614.26	23.2	132.38	118HA12 =133.31cm ² ST=20	44.12	22HA16 =44.22 cm ² ST=15
Type 2	2.5	0.55	3497.97	9.7	50.25	46HA12 =51.98 cm ² ST=20	16.75	16HA12 =18.08 cm ² ST=15

Tableau VI.2 Tableau de ferrailage des semelles.

➤ **Schéma de ferrailage :**



FigureVI.7 Schéma de ferrailage de la semelle filante.

VI.3.2.4 Ferrailage de la poutre de rigidité :

Pour faire répartir les charges de la semelle venant des poteaux sur toute sa longueur, on introduit une poutre de rigidité entre les poteaux et la semelle inférieure, cette poutre va reprendre les différents moments engendrés par les différents efforts normaux venant des poteaux.

VI.3.2.4.1 Dimensionnement de la poutre de rigidité :

La hauteur de la poutre h est donné par $1/9 \leq h \leq 1/6$. Avec l : entre axe maximum des poteaux $l=6.50m$.

Donc $0.72 \leq h \leq 1.08$

La largeur de la poutre b sera égale à la dimension des poteaux de RDC ; donc $b=50cm$.

Donc on opte pour une poutre de $b \times h = 50 \times 75 cm^2$.

- **Semelle type 1 :**

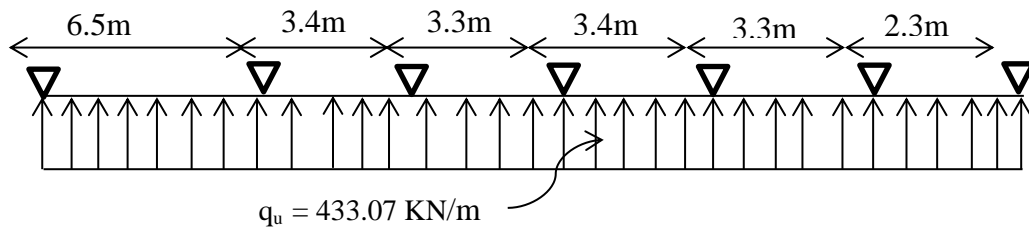
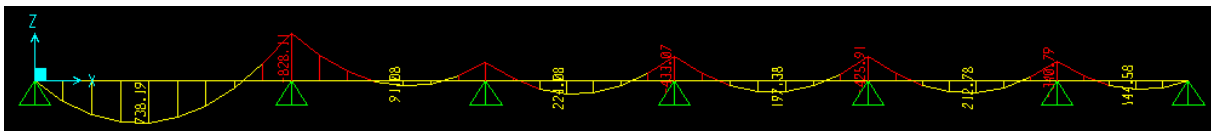


Figure VI.8 Schéma statique de la poutre de rigidité 1

Le diagramme des moments obtenu avec le logiciel SAP 2000 est représenté dans la figure ci-après :

Les valeurs sont en KN.m.



La section d'acier est déterminée en calcul par flexion avec les moments maximaux en travée et en appui :

$$M_{t \max} = 738.19 \text{Kn.m}$$

$$M_{a \max} = -828.11 \text{Kn.m}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

	μ	α	d(m)	z	Mu(Kn.m)	f_{st}	$A_s(\text{cm}^2)$	A adopter (cm^2)
Travée	0.212	0.301	0.70	0.615	738.19	348	34.49	6T25+2T20 =35.74
Appui	0.238	0.345	0.70	0.603	-828.11	348	39.24	8T25=39.28

Tab VI.3 Sections d'acier à adopter pour la poutre de rigidité type 1

b. Semelle type 2 :

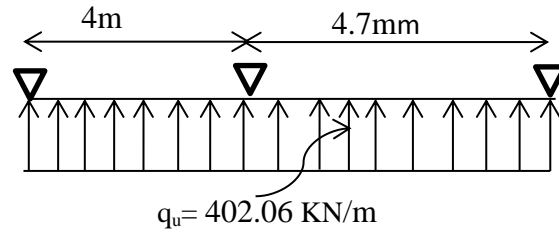
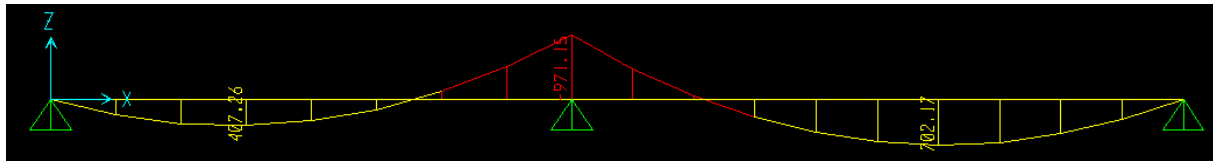


Figure VI.9 Schéma statique de la poutre de rigidité 2.

Le diagramme des moments obtenus avec Sap 2000 est représenté dans la figure ci-après.

Les valeurs sont en KN.m



La section d'acier est déterminée en calcul par flexion avec les moments maximaux en travée et en appui.

$$M_{t \max} = 702.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = -971.15 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

	u	α	d(m)	Z(m)	Mu(KN.m)	$f_{st}(\text{Mpa})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
Travée	0.201	0.283	0.7	0.620	702.17	384	32.12	4T20+4T25=32.20
Appui	0.279	0.316	0.7	0.611	-971.15	348	45.27	8T25+4T14=45.44

Tableau VI.4 Sections d'acier à adoptées pour la poutre de rigidité type 2.

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
PDR 1	Travée	430.09	9.69	15	199.97	201.63
	Appui	-510.37	10.16	15	197.43	201.63
PDR 2	Travée	327.56	7.61	15	167.73	201.63
	Appui	-423.87	8.89	15	157.33	201.63

Tableau VI.5 Résumé des résultats.

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

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissuration nuisible : } \bar{\tau}_u \leq \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutre de rigidité 1	564	1.61	Vérifiée
Poutre de rigidité 2	460.08	1.31	Vérifiée

Tableau V.6 Vérification de l'effort tranchant.

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\max}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10mm.$$

➤ **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{t\min}; 30cm\right) \Rightarrow S_t = \min(15; 16.8; 30) = 15cm \quad \text{Soit } S_t = 10cm.$$

➤ Schéma de ferrailage :

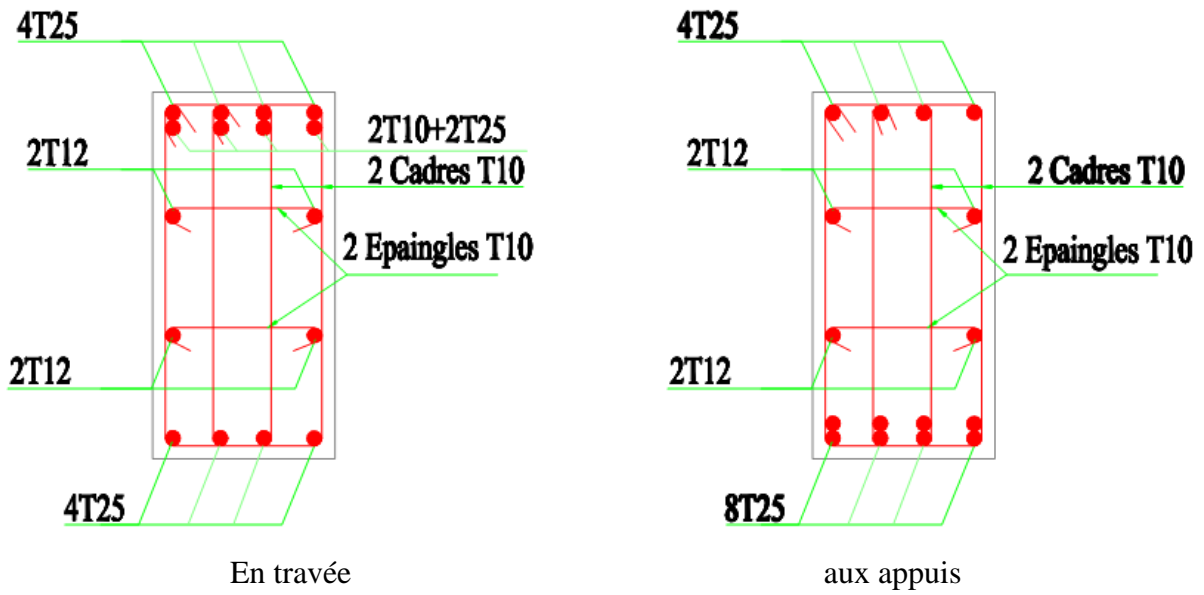


Figure VI.10 Schéma de ferrailage de la PDR type 1.

➤ Schéma de ferrailage :

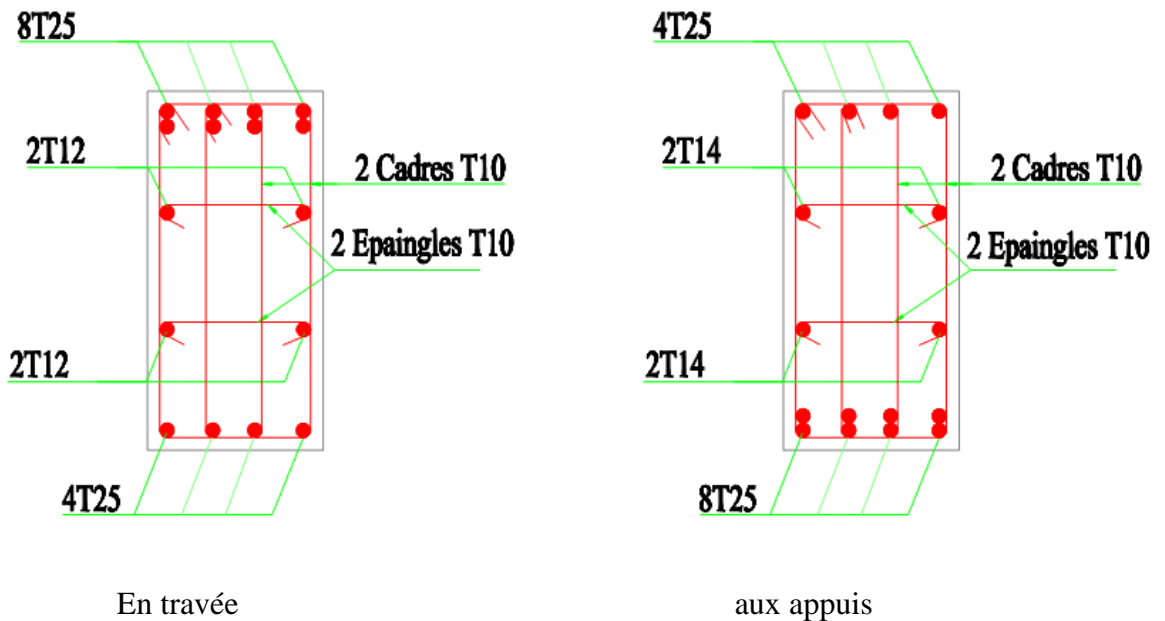


Figure VI.11 Schéma de ferrailage de la PDR type 2.

VI.4 Etudes des fondations d'entre sol 2 :

VI.4.1 Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenue par le logiciel Robot Professionnel

$N = 1372.85KN$

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}$: Contrainte admissible du sol.

$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad (*)$

$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{N}{0.15}} = 3.025 m$

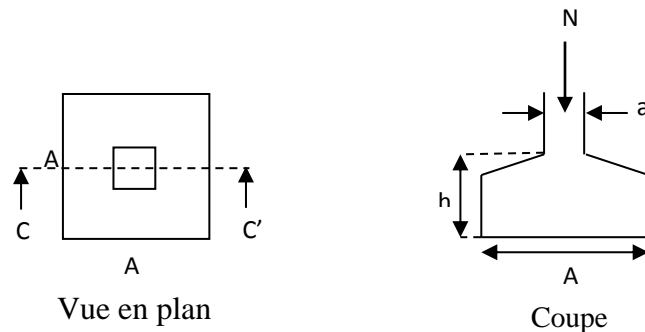


Figure VI.12 Schéma d'une semelle isolée.

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.4.2 Vérification des semelles filantes :

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

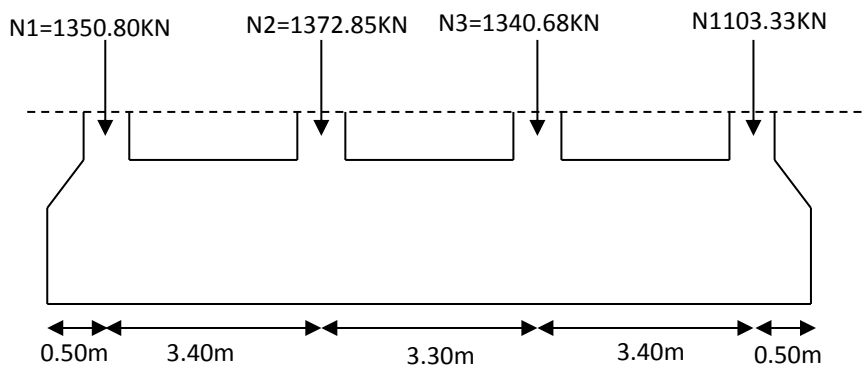


Figure VI.13 Schéma d'une semelle filante.

$N = \sum N_i + N_s = 5247.66KN$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

N_s : Effort normal provenant de la semelle estimé à 20KN

$$L = 11.1m$$

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{5.24766}{0.15 \times 11.1} = 3.15m$$

On a la largeur de notre semelle égale à 3.5m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 3.2m et 3.3m, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.4.3 Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

VI.4.3.1 Dimensionnement :

a. Condition de coffrage :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{10}$$

h_r : Hauteur du radier

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Pour notre cas :

$$L_{max} = 400 - 50 = 350cm \Rightarrow h_r \geq 35cm$$

b. Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 3.5^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 45.16 \text{ cm}$$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 0.60 \text{ m}$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.35 \text{ m}$ Pour le radier.

➤ **Calcul de l'effort normal transmis aux fondations :**

Poids	Volume (m ³)	γ KN/m ³	P= $v \times \gamma$ (KN)	comb
A la base du bâtiment	Les résultats extraits du logiciel Robot		34754	ELS
Des avant poteaux	$V_{av} = B \times (H - h_n) \times n = 2.8$	25	70	G
Des nervures	$V_n = L_n \times b_n (H_n - h_r) = 8.75$	25	218.75	G
Du radier	$V_r = h_r \times S_{bat} = 44.289$	25	1107.22	G
Total N (KN)	$N = \sum (v \times \gamma) = 36149.97 \text{ KN}$			

Tableau VI.7 Calcul de l'effort N transmis aux fondations à l'ELS.

V_{av} : Volume des avants poteaux ;

n : Nombre de poteaux. $n = 16$ poteaux.

V_n : Volume des nervures.

V_r : Volume du radier

➤ **Calcul de la surface du radier :**

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 36149.97 \text{ KN.}$$

$$S_{rad} \geq \frac{36.14997}{0.15} = 240.99 \text{ m}^2.$$

$$S_{rad} \geq S_{bat} = 126.54 \text{ m}^2. \Rightarrow \text{Le radier débord}$$

$$\text{Avec : } D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_{radier} \leq S_{bat} + D \cdot p$$

$$D = 2.66 \text{ m.}$$

✓ Remarque :

Vu que le débord est très important ce qui est pratiquement impossible donc le radier dans ce cas ne passe pas.

Donc on propose deux solutions possibles:

1. Soit on élimine l'entre sol 1, donc notre structure devient avec un seul niveau de fondation à partir de l'entre sol 2.
2. Soit on procède au fondation profonde (pieux) au niveau de l'entre sol 2.

VI.5 Conclusion :

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure nous avons procédé à des vérifications des semelles isolées puis à des semelles filantes avant de passer au radier.

Notre infrastructure se compose de deux niveaux différents :

- **Entre sol 1** : les semelles isolées ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient, contrairement aux semelles filantes là où toutes les conditions sont satisfaites pour leur emplacement.
- **Entre sol 2** : nous avons refait les mêmes vérifications que celles du niveau précédent, les semelles isolées ne convenaient pas ainsi que les semelles filantes à cause du chevauchement qu'elles engendraient.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier aussi n'a pas été vérifié à cause de la petite surface et le débord qui est très important.

Donc on a proposé deux solutions :

1. Soit on passe directement aux fondations profondes avec pieux.
2. Soit et élimine l'entre sol 1 pour avoir un seul niveau de fondation à partir de l'entre sol2.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

A partir de ce modeste travail, on a pris connaissance que l'étude d'un projet de construction passe par plusieurs étapes, et on a fait appel à plusieurs logiciels de calcul et de modélisation tel que le Robot professionnel, Expert Robot, l'application SOCOTEC, Excel ...et on a approfondit d'avantage nos connaissances sur les documents techniques et leurs applications dans le domaine du bâtiment. Cela pour bien enrichir l'ensemble de connaissances acquises le long de notre cursus.

En effet, on a déduit à partir de cette étude quelques points globaux :

- ➔ Vu des contraintes architecturales, il est souhaitable que l'ingénieur civil travaille en collaboration avec l'architecte dès le début du projet pour assurer les objectifs communs (sécurité, économie, environnement...)
- ➔ Lors de la modélisation il faut englober tous les éléments de la structure pour obtenir un comportement approximatif à celui réel.
- ➔ La disposition des voiles est complexe lorsque la structure est irrégulière.
- ➔ Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- ➔ Le nombre des voiles n'implique pas essentiellement le bon comportement de la structure.
- ➔ Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- ➔ Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure.
- ➔ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux.
- ➔ Chaque démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :
 - Respect de réglementation parasismique
 - Conception architecturale parasismique.
 - Mise en œuvre soignée de la construction.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un cas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive.

BIBLIOGRAPHIE

- Règle parasismique Algérien. (RPA99/version 2003).
- Règles Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- Cours béton armé master I.
- Cours béton armé 3^{eme} année licence.
- Document Techniques Réglementaire DTR, charge et surcharge d'exploitation.
- Document Techniques Réglementaire DTR, calcul des fondations.
- Manuel Robot professionnel /2013

Annexes

Annexe 1

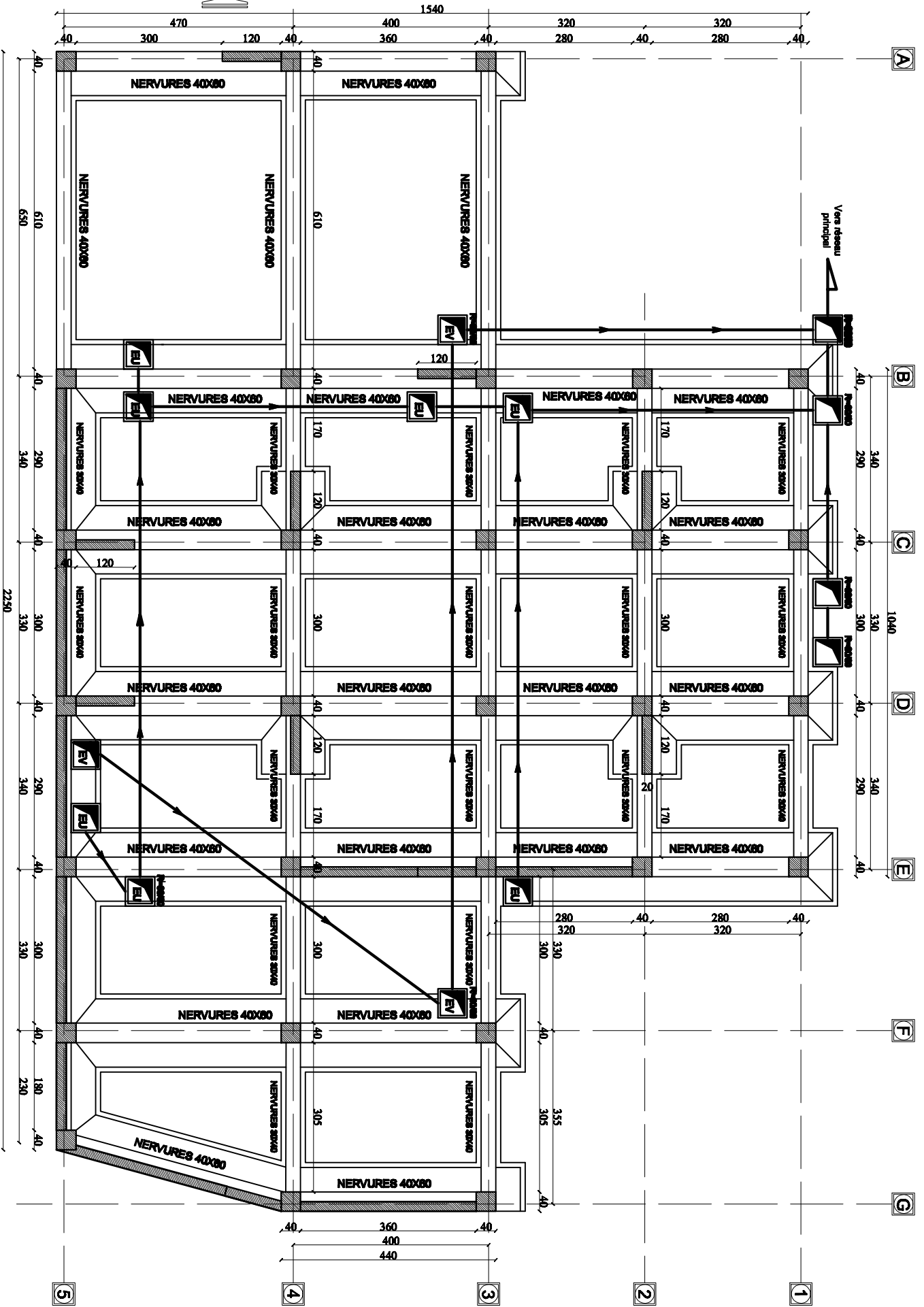
$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
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

Annexe 2

Tableau des Armatures (en Cm²)

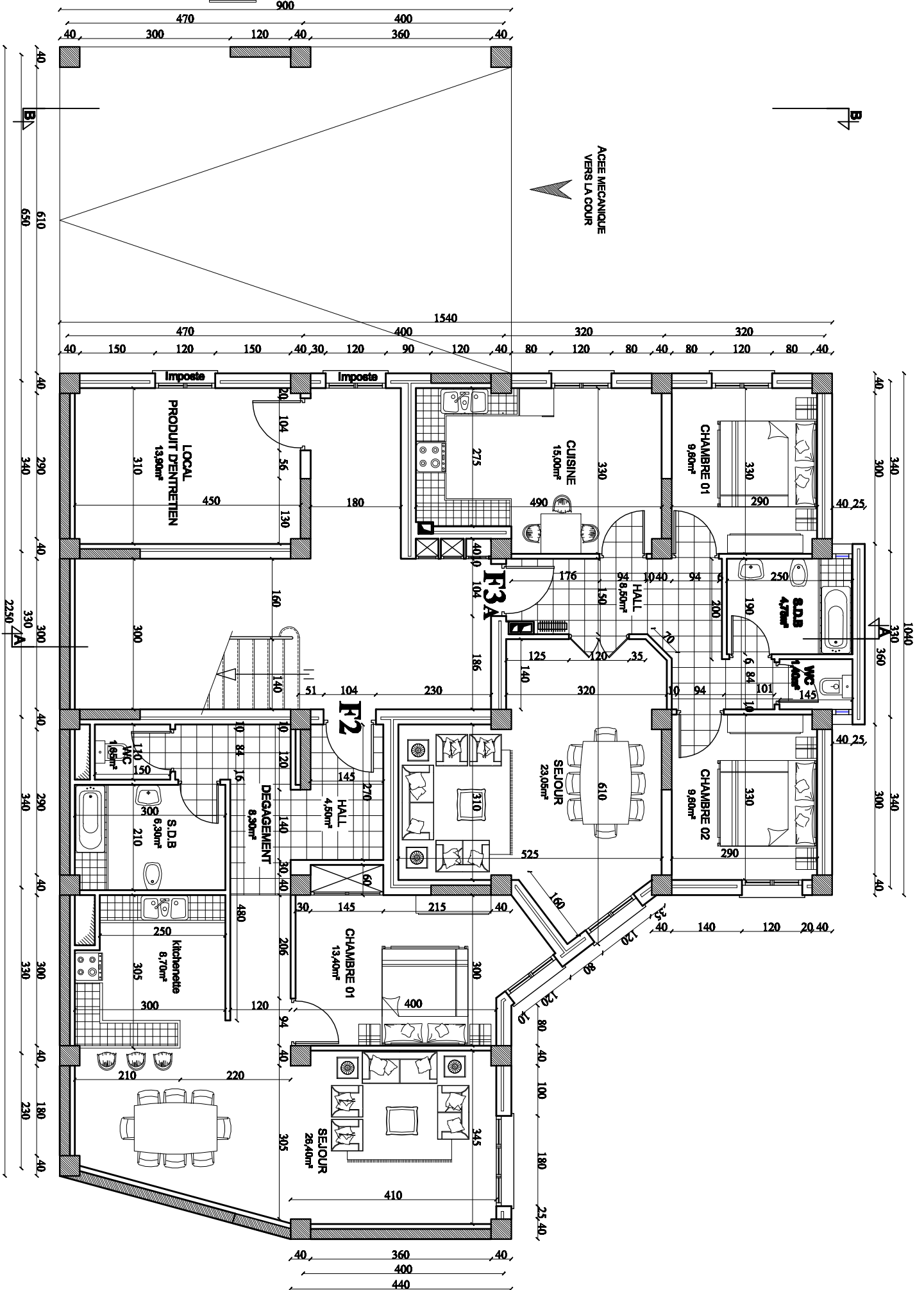
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

BLOC F

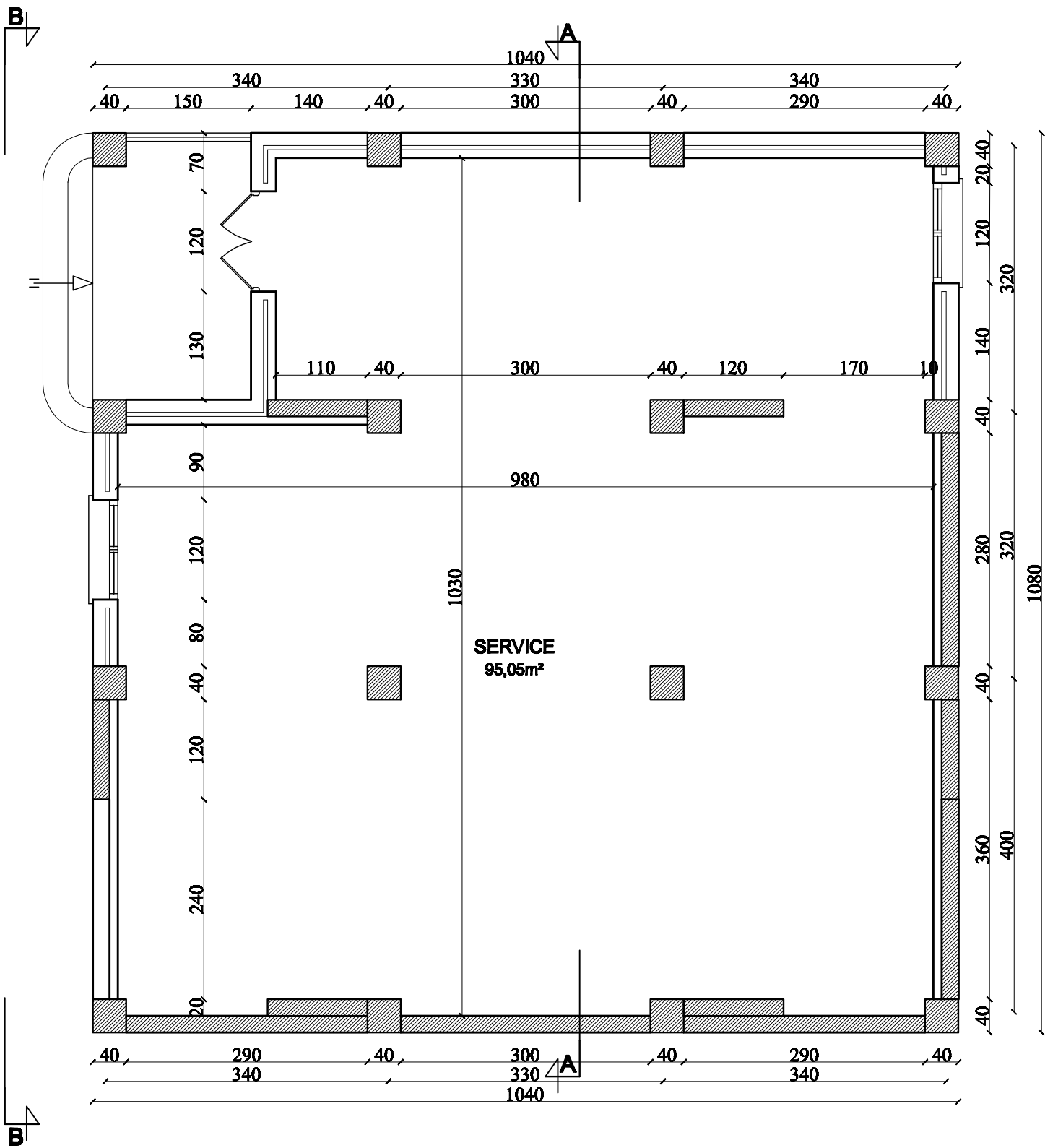


PLAN DE FONDATION ECH: 1/50

BLOC-F-

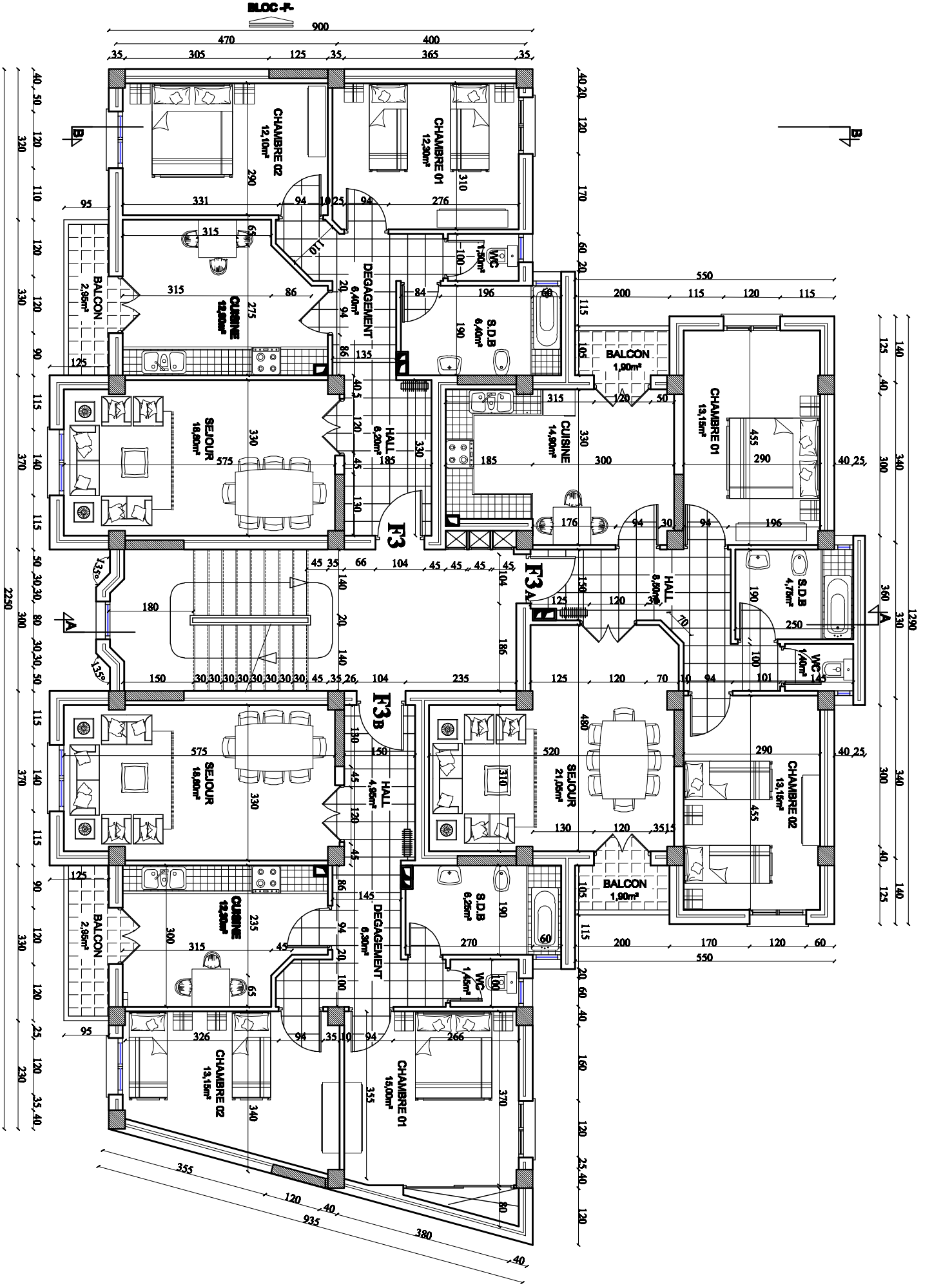


PLAN D'ENTREE SOL (1) ECH: 1/50



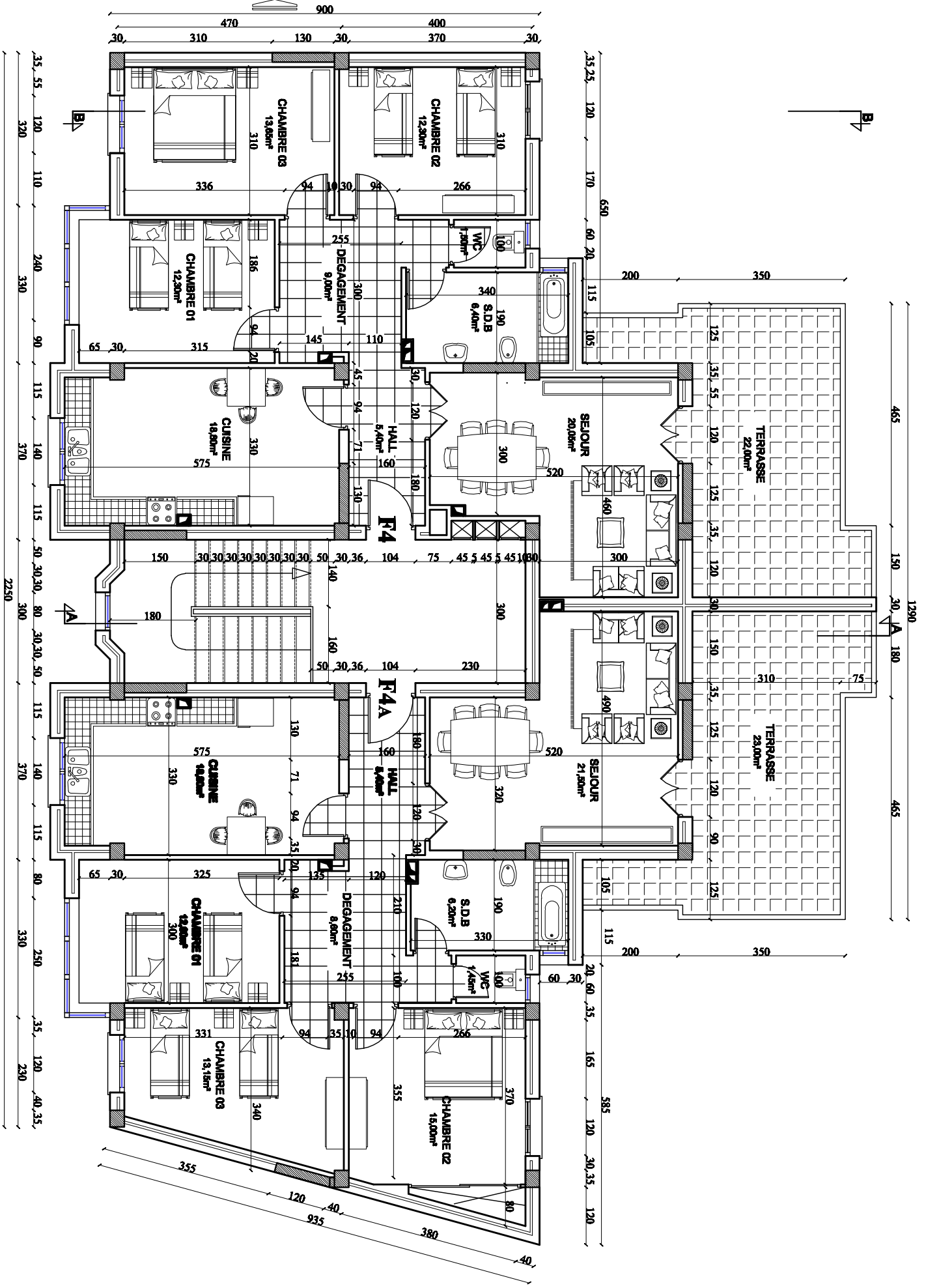
PLAN D'ENTRE SOL (2) Ech: 1/50

BLOC-F

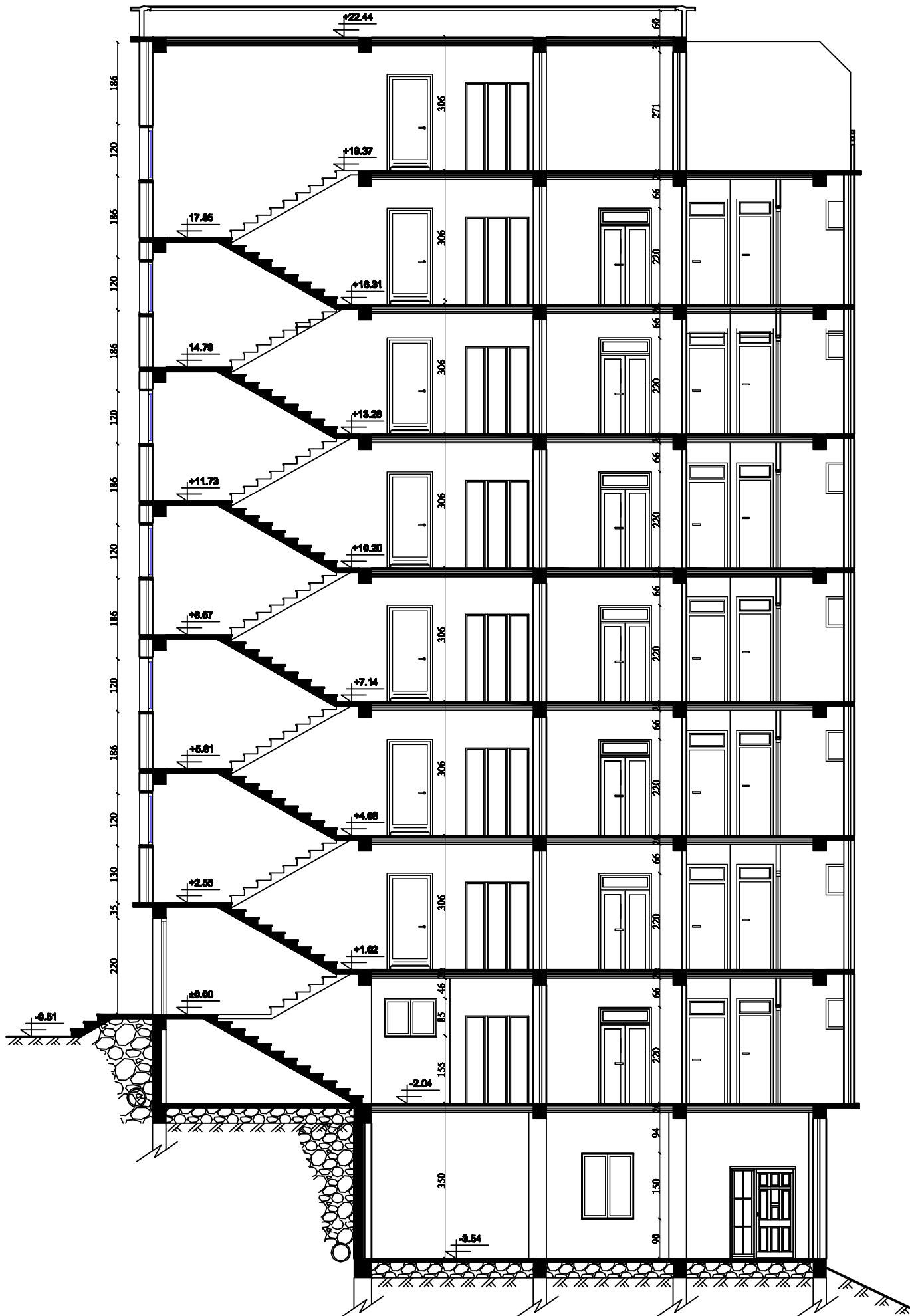


PLAN DU 1ER & 2ÈME ETAGES EGH: 1/50

BLOC-F-



PLAN DU SÈME ÉTAGE ECH: 1/50



COUPE A-A Ech: 1/50