

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA De Bejaia
Faculté De Technologie
Département De Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : matériaux et structures

Thème

Étude d'un bâtiment en (R+7+un sous-sol) à usage mixte (commercial et habitation) contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Réalisé par :

IDIR Samir

HAMADI Karim

Membres de jury :

Encadré par :

M^r LAICHAOUI

M^r : BOUROUBA

M^{me} : MANSOURI

Promotion 2014/2015

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH tout puissant pour nous avoir guidés et aidés durant toute notre vie et durant ce travail.

Nous tenons vivement à remercier nos deux familles qui nous ont soutenus tout au long de notre parcours.

*Nous tenons aussi à remercier vivement notre promoteur **Mr:**
LAICHAOUI pour son encadrement, ces conseils et sa disponibilité.*

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.

Nos remerciements aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail.

Enfin nous remercions tous nos amis.

Samir et karim

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ *Mon père qui nous a quitté y a deux ans*
- ✓ *Ma très chère maman*
- ✓ *Mes frères (Kamel, Lyazid , Djamel, Saddek) .*
- ✓ *les enfants de mes frères (Liamine, Abdessalam, Chamse addin, Mouhamed)*
- ✓ *Mon binôme et sa famille.*
- ✓ *Mes copains de chambre et tous mes amis et en particulier sans exception.*
- ✓ *Et tous ce qui me sont chères.*

I.Samir

Je dédie ce modeste travail :

- ✓ *A la mémoire de ma chère grand mère qui nous a quitté, et que dieu l'accueille en son vaste paradis.*
- ✓ *À mes chers parents, mes deux sœurs, et a mon frère*
- ✓ *A ma chère fahima*
- ✓ *À tous mes amis.*
- ✓ *Mon binôme et sa famille.*
- ✓ *A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.*

H.Karim

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
Chapitre I : Généralité	
1. Introduction.....	02
2. Présentation de l'ouvrage.....	02
3. Règlements et normes utilisées	02
4. Les états limites.	03
5. Les actions et sollicitations.....	03
6. Caractéristique des matériaux	05
6.1. Le béton	05
6.2. L'acier	10
7. Hypothèses de calculs	12
8. Conclusion	13
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
INTRODUCTION	14
1. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	14
1.1. Les poutres	14
1.2. Les poteaux	15
1.3. Les voiles	15
2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	16
2.1. Les planchers	16
2.1. a. Planchers corps creux	17
2.1. b. Les dalles pleines	18
2.2. Les poutrelles	20
2.3. L'acrotère	21
2.4. Les escaliers	22
3. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers	26
4. La descente de charge.....	29
5. Les vérifications.....	36
6. Conclusion	38
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
1. Calculs des planchers	39
1.1 Introduction	39
1.2 Etude des poutrelles	39

2. Calcul dalle Pline	67
3. Calcule escalier.....	79
4. Calcul de l'acrotère	94
5. Etude de la poutre de chainage.....	100
6. Etude de l'ascenseur.....	102
Chapitre IV : Etude dynamique	112
Introduction.....	112
1. Méthode de calcul.....	112
1.1 Méthode statique équivalente	112
1.2 Méthodes dynamiques	116
2. Description du logiciel SAP2000.....	117
3. La disposition des voiles	117
4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 ...	118
4.1 Période de vibration est taux de participation des masses modales.....	120
4.2 Justification de l'interaction portiques- voiles.	120
4.3 Vérification de l'effort normal réduit	121
4.4 Vérification de la résultante des forces sismiques.	122
4.5 Vérification vis-à-vis des déplacements.....	122
4.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	123
Conclusion	124
Chapitre V : Calcul des éléments principaux	127
Introduction	125
1. Etude des poteaux.....	125
2. Etude des poutres.....	134
3. Etude des voiles	145
4. Conclusion.	158
Chapitre VI : Etude des fondations	
1. Introduction	159
2. Choix de type de fondation	159
3. Combinaison d'actions à considérer.....	159
4. Etude des fondations	159
5. Etude des des fondations pour le niveau 0.00m.....	171
6. Etude des Voiles périphérique	176
7. Etude de la fondation sous le poids de la cage d'ascenseurs.....	180
8 .conclusion.....	181
CONCLUSION GENERALE	182
BIBLIOGRAPHIE, ANNEXES, PLANS.	

Liste des figures

	Page
Chapitre I :	
Fig. I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.	6
Fig. I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU (compression - flexion).	8
Fig. I.3 : Diagramme contrainte-déformation (droite).	9
Fig. I.4 : Diagramme des contraintes déformations du béton.	9
Fig. I.5 : Diagramme contrainte déformation.	11
Fig. I.6: Diagramme des déformations limites (ELU).	12
Chapitre II	
Fig. II.1 : Coupe verticale d'un voile.	16
Fig. II.2 Coupe du plancher à corps creux.	17
Fig. II.3 : La disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement des poteaux choisis pour la descente de charge.	18
Fig. II.4 : Dalle sur trois appuis.	19
Fig. II.5 : Dalle sur trois appuis.	19
Fig. II.6 : Dalle sur deux appuis.	19
Fig. II.7 : Dalle sur deux appuis.	20
Fig. II.8 : Dalle sur un seul appui.	20
Fig. II.9 : Schema d'une poutrelle.	21
Fig. II.10 : L'acrotère (40cm).	21
Fig. II.11 : L'acrotère (110cm).	22
Fig. II.12 : Schéma statique de l'escalier.	23
Fig. II.13 : Escalier type 1.	23
Fig. II.14 : Schéma statique escalier de type 2.	24
Fig. II.15 : coupe et vue d'escaliertype2.	24
Fig. II.16 : Surface afférent pot1.	30
Fig. II.17: Surface afférente pot 2.	31
Fig. II.18 : Surface afférente pot 3.	32
Fig. II.19 : Schéma de la descente de charges poteau central 2.	33
Chapitre III	
Fig. III.1 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	67
Fig.III.2 : Schéma d'une dalle sur trois appuis	68
Fig.III.3 : Schéma de ferrailage du panneau D1	71
Fig.III.4 : <i>Schéma</i> d'une dalle sur deux <i>appuis</i>	72
Fig.III.5 : Schéma de ferrailage du balcon sur deux appuis	74

Fig. III.6 : Schéma d'une dalle sur deux appuis	77
Fig. III.7 : Schéma de ferrailage du balcon sur deux appuis.	77
Fig.III.8 : Schéma statique de la dalle	78
Fig. III.9 : Section transversale du balcon.	79
Fig. III.10 : <i>vue en plan de l'escalier type II.</i>	79
Fig. III.11 : <i>Schéma statique.</i>	79
Fig. III.12 : <i>Diagramme des sollicitations.</i>	82
Fig.III.13 : <i>Schéma statique de la volée (II).</i>	84
Fig. III.14 : schéma de ferrailage des volées (I) et (III).	84
Fig.III.15 : schéma de ferrailage des volées (II)	85
Fig.III.16 : Schéma statique de la volée.	87
Fig. III.17 : Schéma de la volée FC.	87
Fig. III.18 : Schéma de ferrailage de la poutre palière de l'escalier type1.	91
Fig. III.19 : Schéma statique de la poutre bris	91
Fig.III.20 : Schéma de ferrailage.	94
Fig. III.21 : Schéma de l'acrotère.	94
Fig. III.22 : Schéma statique de l'acrotère.	95
Fig. III.23 : Section à ferrailer.	97
Fig. III.24 Schéma de ferrailage de l'acrotère.	99
Fig. III.25 : Schéma statique de la Poutre de chainage.	100
Fig. III.26 : Schéma de ferrailage des poutres de chainages.	102
Fig. III.27 : Schéma représentant de l'ascenseur.	103
Fig. III.28 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.	105
Fig. III.29 : Schéma de ferrailage de la dalle salle de machine.	109
Fig. III.30 : Schéma de ferrailage des poutres de chainages.	111
Fig. III.31 : Schéma de disposition des poutres de chainages.	111
 Chapitre IV	
Fig. IV.1 : Spectre de réponse.	117
Fig.IV.2 : Schéma de répartition des voiles	118
Fig.IV.3 : 1 ^{ère} mode de déformation (Translation suivant x-x).	118
Fig.IV.4 : 2 ^{ème} mode de déformation (Translation suivant y-y).	119
Fig. IV.5 :3 ^{ème} mode de déformation (Rotation autour de z-z).	119
 Chapitre V	
Fig.V.1 : Zone nodale.	125

Fig.V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.	134
Fig.V.3 : 2U superposés (avec alternance dans l'orientation).	135
Fig.V.4 : Zone de recouvrement.	141
Fig.V.5 : Les moments dans la zone nodale.	142
Fig.V.6 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres.	143
Fig.V.7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.	144
Fig.V.8 : Disposition des armatures dans les voiles.	145
Fig.V.9 : Disposition des armatures dans les voiles.	146
Fig. V.10 : Schéma de répartition des voiles.	148
Fig. V.11 : Schéma d'un voile pleine.	150
Fig. V.12 : Schéma de ferrailage du voile V_{x1} .	157
Chapitre VI	
Fig.VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.	159
Fig.VI.2 : Semelle filante.	160
Fig.VI.3 : Différentes charges agissant sur la semelle.	162
Fig.VI.4 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité	164
Fig.VI.5 : Schéma statique d'une poutre à deux travées.	165
Fig.VI.6 : Charges agissantes sur la poutre de rigidité.	166
Fig.VI.7 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.	170
Fig.VI.8 : Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau.	173
Fig.VI.9 : Charges agissantes sur la poutre de rigidité.	174
Fig.VI.10 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.	175
Fig.VI.11 : Voile périphérique.	176
Fig.VI.12 : Répartition des contraintes sur le voile.	176
Fig.VI.13 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.	180
Fig.VI.14 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.	180

Liste des tableaux

	Page
<u>Chapitre I :</u>	
Tab II.1 : f_e en fonction du type d'acier.	10
<u>Chapitre II :</u>	
Tab II.1 : Dimension de l'escalier	23
Tab II.2: Evaluation des charges du palier	25
Tab II.3 : Evaluation des charges de la volée	26
Tab II.4 : Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible	27
Tab II.5: Evaluation des charges des planchers étages courants	27
Tab II.6 : Evaluation des charges des planchers dalles pleines	28
Tab II.7: Evaluation des charges des murs extérieurs.	28
Tab II.8: Evaluation des charges permanentes d'un mur intérieur.	28
Tab II.9 : Descente de charge au droit du Poteau (POT2)	34
<u>Chapitre III :</u>	
Tab III.1: Les Types de poutrelles de 1 ^{ère} étage	39
Tab III.2 : Les Types de poutrelles RDC	39
Tab III.3: Le Types de poutrelle de terrasse accessible	40
Tab III.4 : Les Types de poutrelles de terrasse étages courant	40
Tab III.5 : Les Types de poutrelles de terrasse inaccessible	40
Tab III.6 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	42
Tab III.7: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	44
Tab III.8: Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(01) usage commercial	51
Tab III.9 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(02).	51
Tab III.10 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(03).	52
Tab III.11 : <i>Résultats</i> de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(06).	52
Tab III.12 : Résultats de calcul a l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(04) usage habitation.	52
Tab III.13 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(01).	53
Tab III.14 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(02).	53
Tab III.15 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(03).	53
Tab III.16 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(04).	54
Tab III.17 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(01) terrasse	54

inaccessible.	54
Tab III.18 : Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(01).	62
Tab III.19 :Le ferrailage des différents types de poutrelles dans plancher RDC	63
Tab III.20 :Le ferrailage des différents types de poutrelles dans planchers1 ^{ere} étage	63
Tab III.21 :Le <i>Ferrailage des différents types de poutrelles pour les autres planchers</i> étages courants	
Tab III.22 : Le ferrailage des différents types de poutrelles dans les différents planchers	63
Tab III.23 : Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement RDC	64
Tab III.24 : Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement étage courant	64
Tab III.25 : Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement terrasse inaccessible	64
Tab.III.26 : <i>Vérification</i> de l'état limite de compression du béton usage commercial	67
Tab III.27 : Vérification de l'état limite de compression du béton de1 ^{ere} étage	65
Tab III.28 : Vérification de l'état limite de compression du béton étage courant	65
Tab III.29 : Vérification de l'état limite de compression du béton terrasse inaccessible	65
Tab III.30 :Vérification de l'état limite de déformation du béton.	65
Tab.III.31 :Vérification de l'état limite dedéformation du béton.	66
Tab III.32 : <i>Schéma</i> de ferrailage des poutrelles des différents planchers.	66
Tab III.33 : Ferrailage du panneau D1	69
Tab III.34 :contraintes dans le béton du panneau D1	70
Tab III.35 :contraintes dans l'acier du panneau D1	70
Tab III.36 :Ferrailage du panneau D1	70
Tab III.37 :contraintes dans l'acier du panneau D1	70
Tab III.38 : <i>Ferrailage du balcon sur deux appuis</i>	73
Tab III.39 :contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis	73
Tab III.40 :contraintes dans l'acier du panneau D2	74
Tab III.41 :Ferrailage du balcon sur deux appuis	75
Tab III.42 :contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis	76
Tab III.43 : Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple	92
Tab III.44. : Combinaison d'action.	95
Tab III.45 :Ferrailage de la poutre de chaînage	101
Tab III.46 .Vérification des contraintes	102

Tab III.47: Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	104
Tab.III.48 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur	104
Tab III.49 : Ferrailage de la dalle de la salle des machines	108
Tab III.50: Ferrailage de la poutre de chaînage d'ascenseur	110
Tab III.51: vérification des contraintes	110
<u>Chapitre IV :</u>	
Tab IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	115
Tab IV.2 : Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique :	120
Tab IV.3 : vérification sous charge verticales.	120
Tab IV.4 : Vérification sous charges horizontales	121
Tab IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit :	122
Tab IV.6 : vérification de la résultante des forces sismique	122
Tab IV.7 : vérification du déplacement	122
Tab IV.8 : Vérification de l'effet (P- Δ):	124
<u>Chapitre V :</u>	
Tab V.1 : Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99	126
Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux	127
Tab V.3 : Armatures longitudinales des poteaux	129
Tab V.4 : Armatures transversales des poteaux.	130
Tab V.5 : Vérification au flambement des poteaux	132
Tab V.6 : Vérification des contraintes dans le béton	133
Tab V.7 : Vérification des contraintes tangentielles	134
Tab V.8 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.	136
Tab V.9 : Les sollicitations les plus défavorables.	136
Tab V.10 : calcul de ferrailage	136
Tab V.11 : Armatures longitudinales des poutres	137
Tab V.12 : Vérification de la section minimale.	138
Tab V.13 : Vérification de l'effort tranchant	138
Tab V.14 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	139
Tab V.15 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS	139
Tab V.16 : Moment résistant dans les poteaux	142
Tab V.17 : Moment résistant dans les poutres.	142
Tab V.18 : Vérification de la zone nodale.	143

Tab V.19 :Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1}=1.4$ m	148
Tab V.20 :Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2}=1.4$ m	148
Tab V.21 :Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1}=2$ m	149
Tab V.22 :Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2}=2$ m	149
Tab V.23 :Sollicitation maximale dans le voile $V_{y3}=2$ m	149
Tab V.24 :Sollicitation maximale dans le voile $V_{y4}=2.8$ m	150
Tab V.25 :Ferrailage du voile $V_{x1}=1.4$ m à tous les niveaux.	154
Tab V.26 : Ferrailage du voile $V_{y1}=2$ m à tous les niveaux.	154
Tab V.27 : Ferrailage du voile $V_{y2}=2$ m à tous les niveaux.	155
Tab V.28 :Ferrailage du voile $V_{y3}=2$ m à tous les niveaux.	156
Tab V.29 : Ferrailage du voile $V_{y4}=2$ mà tous les niveaux.	156
<u>Chapitre VI :</u>	
Tab VI.1 : sollicitations agissant sur la poutre de rigidité 1.	168
Tab VI.2 : Ferrailage de la poutre de rigidité1.	168
Tab VI.3 : sollicitations agissant sur la poutre de rigidité2.	174
Tab VI.4 : ferrailage de la poutre de rigidité2.	175
Tab VI.5 :calcul des Sections d'armature du voile périphérique.	177
Tab VI.6 :vérification des contraintes pour le voile périphérique.	179
Tab VI.7 : Augmentation des Sections d'armature du voile périphérique.	179
Tab VI.8 : vérification des contraintes pour le voile périphérique	179

Symboles et notations

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

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_s, 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.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

Symboles et notations

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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.

M₀ : 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).

Symboles et notations

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_{Gt} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

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

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

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.

Symboles et notations

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

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

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

Introduction :

L'intensité des forces sismiques assaillant un bâtiment lors d'un séisme est fonction non seulement des spécificités du mouvement sismique lui-même, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

En effet, l'ingénieur civil est partie prenante dans conception et la réalisation d'édifices propres à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux fonctionnels, prendre en ligne de compte la résistance et l'économie (en tenant compte du coût de réalisation) ainsi que l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Ces impératifs font en sorte que les études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements, limiter les risques de torsion, éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est tributaire de certaines considérations, à savoir la hauteur du bâtiment, son usage futur, sa capacité portante, les contraintes architecturales et avant tout la zone sismique où l'ouvrage est projeté d'être implanté. On voit ainsi qu'on ne saurait déroger aux règles parasismiques.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+7 avec un sous-sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Pour cela, nous allons suivre les démarches que nous a décrites ce plan de travail :

- le premier chapitre est consacré aux les généralités de la structure et de son milieu d'implantation ;
- le deuxième au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- le troisième au calcul des éléments secondaires ;
- le quatrième traite de l'étude dynamique ;
- le cinquième se focalise sur le calcul des éléments structuraux ;
- le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure ;
- notre travail se termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

L'étude d'une structure en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment de 07étages, 1 sous-sol et un RDC à destination d'habitation et commerces (R+7+sous-sol). Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de *Bejaïa* qui est classée comme zone de moyenne sismicité (*Zone IIa*) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

- Largeur en plan-----18.10m.
- Longueur en plan-----22.30m.
- La hauteur du sous-sol -----4.20m.
- La hauteur d'étage courant -----3.06m.
- La hauteur de RDC -----4.20m.
- La hauteur totale sans acrotère -----29.82m.
- La hauteur totale avec l'acrotère -----30.22m.

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les Conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un Contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14m. C'est pour cette raison que nous avons opté pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3. 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.4.Etats limites

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue deux catégories d'états limites :

I.4.1.Etats limites ultimes (ELU)

Son dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage, il correspond à l'atteinte de la résistance ultime de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par :

- Perte d'équilibre statique (perte de stabilité globale).
- Rupture de section par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement des poteaux).

I.4.2. Etats limites de service(ELS)

C'est l'état qui définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

On distingue :

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

I.5. Actions et sollicitations

I.5.1. Les Actions : CBA 93 (art A.3.1.1)

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charge permanentes, d'exploitation, climatiques, etc...), ou résultant de déformations imposées(retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc...). Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul.

1) Les Actions Permanentes (G)

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

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

2) Les Actions Variables (Q)

Les actions variables dans ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- 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 (FA)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte

Par exemple :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.5.2. valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a) Combinaisons d'action à l'ELU

- **Situation durable ou transitoire**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

- **Situations accidentelles**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situations durables} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \times E \\ 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

I.6. Caractéristique des Matériaux

I.6.1. Le Béton

Le béton est un matériau très hétérogène. Cette hétérogénéité est le résultat de la large étendue granulométriques des granulats mais aussi de la diversité des produits d'hydratation, très sensibles aux conditions d'hydratation et de conservation (température, humidité relative). De manière générale le matériau béton, est un composite dans lequel on distingue deux phases : la matrice (pâte du ciment durcie) et les granulats (gravillons et sable). Ainsi que la structure de l'interface pâte/granat (appelé auréole de transition).

I.6.1.1. les Constituants du Béton

- **Le ciment**

C'est le liant du béton. Il résulte du broyage et de l'homogénéisation de divers constituants dont le plus spécifique est le clinker. Le choix du ciment pour un ouvrage est fonction de la résistance mécanique recherchée.

- **Les granulats**

Ils sont constitués de différents grains minéraux, naturels ou artificiels, dont les caractéristiques influentes la qualité des bétons, ils représentent le 2/3 du volume du béton.

- **L'eau de gâchage**

L'eau doit être propre et ne doit pas contenir d'impuretés nuisibles (matière organique, alcalis). Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment. Elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier. Un excès d'eau diminue la résistance et la durabilité du béton.

- **Les adjuvants**

Ce sont des produits dont l'incorporation à faibles doses, au moment du malaxage ou avant la mise en œuvre, modifie certaines propriétés du béton, mortier ou coulis, à l'état frais ou durci. Ils permettent de jouer sur les performances du béton en améliorant les conditions de sa mise en œuvre, sa résistance ou sa durabilité

Formulation du béton

Pour avoir une bonne résistance et une bonne qualité du béton durci, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport E/C utilisé pour formuler un béton est l'un des paramètres les plus prépondérant pour déterminer les caractéristiques du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, cependant le béton durci est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

Le Dosage pour 1m³ du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est

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

I.6.1.2. Résistance et caractéristique du béton

- **Résistance à la compression f_{cj}**

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.

1) Pour $j \leq 28$ jours

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

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

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

3) 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.

La figure ci-dessous donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

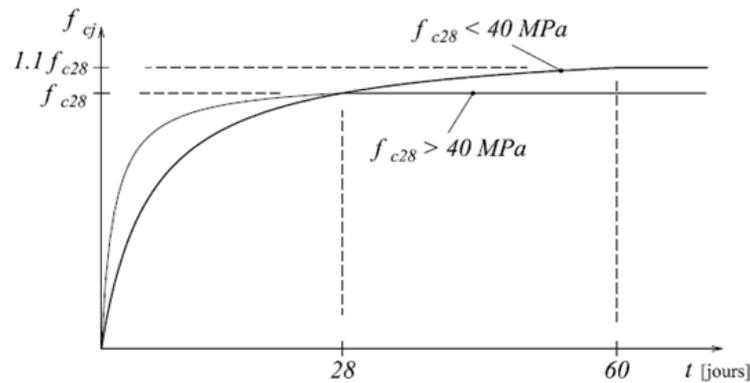


Figure I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton

• **Resistance à la traction f_{tj}**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1.1.2) par les relations :

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

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas ; $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

• **Module de déformation longitudinale du béton**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

Le module de déformation longitudinale instantané

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

($f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) d'où : $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$.

Le module de déformation longitudinale différé

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}.$$

$$E_{i28}=32164,20 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation transversale du béton G**

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson CBA93 (article A.2.1.3).

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 \cdot E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 \cdot E$

I.6.1.3. Les contraintes limites du béton

- **Contrainte de compression à l'ELU**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]} \quad \text{avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1,5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

Dans notre cas : la durée d'application est supérieure à 24 heures d'où :

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa ; situation durable.}$$

$$\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa ; situation accidentel}$$

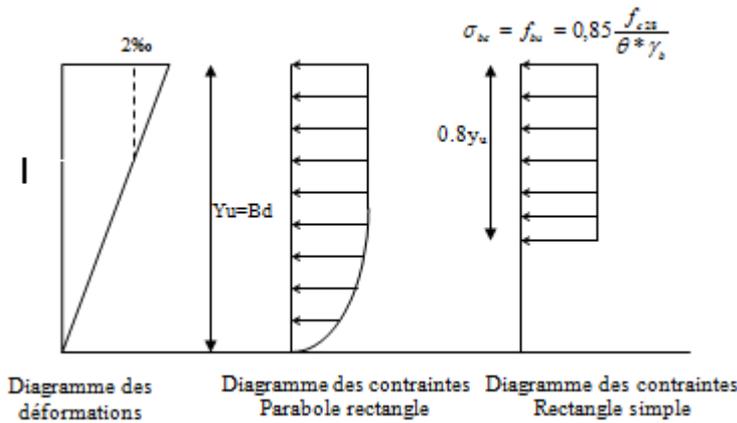


Figure I.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l’ELU (compression - flexion)

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa BAEL91 (Art A.4.5.2).}$$

A l’état limite de service, le béton est en phase élastique d’où le diagramme est le suivant :

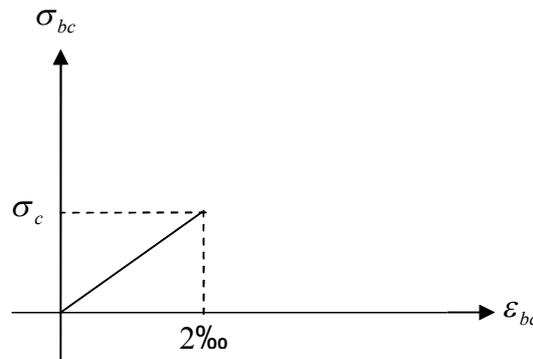


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation (droite).

- **Contrainte ultime**

$$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa.} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

- **Diagramme contrainte déformation**

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée ($h = 32\text{cm}, \varnothing = 16\text{cm}$) à un essai de compression.

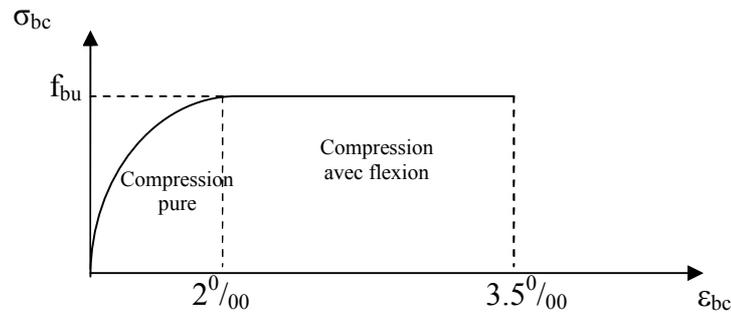


Figure I. 4:Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme déformations (ε_{bc})-contraintes (σ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit (parabole-rectangle).

Il comporte un arc de parabole du second degré d'axes parallèle à l'axe des contraintes de compression (σ_{bc}) suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations (ε_{bc}) et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3.5 ‰ de la déformation ε_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet, de coordonnées

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.

- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0.25 \cdot f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc})$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bu} \text{ tel que : } f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \cdot f_{c28} / \theta * \gamma_b$$

I.6.2.L'acier

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'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 :

- 1) **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 FeE500
- 2) **Les ronds lisses** : Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- 3) **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.

- **Résistance caractéristique de l'acier**

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés

Tab.1 : f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000$ MPa.

I.6.2.1.Principes d'armatures utilisés

- **Contrainte limite**

1. **Etat Limite Ultime**

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

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

ε_s : Allongement relatif

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

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

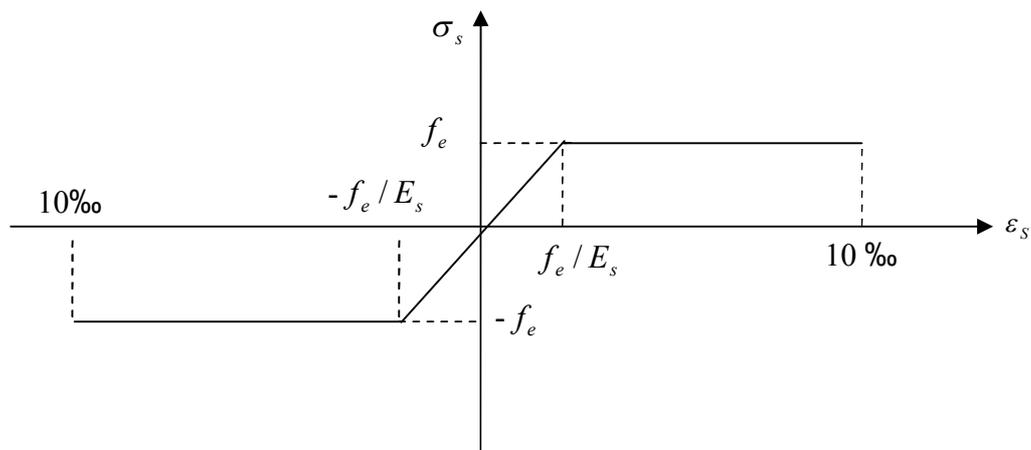


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation

2. **Etat Limite de Service**

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

- **Fissuration peu nuisible**

Il n'est y a pas de vérification à faire en d' hors de celle imposé par l'ELU.

▪ **Fissuration préjudiciable**

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}).$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L (BAEL 99)

$\eta = 1.65$ pour l'acier H A

▪ **Fissuration très préjudiciable**

Cas des éléments exposé aux milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}}).$$

I.7.Hypothèses de calcul

Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à

$$15 \left(\eta = \frac{E_s}{E_b} \right), \eta : \text{est appelé coefficient d'équivalence}$$

Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes après déformation
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

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

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

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

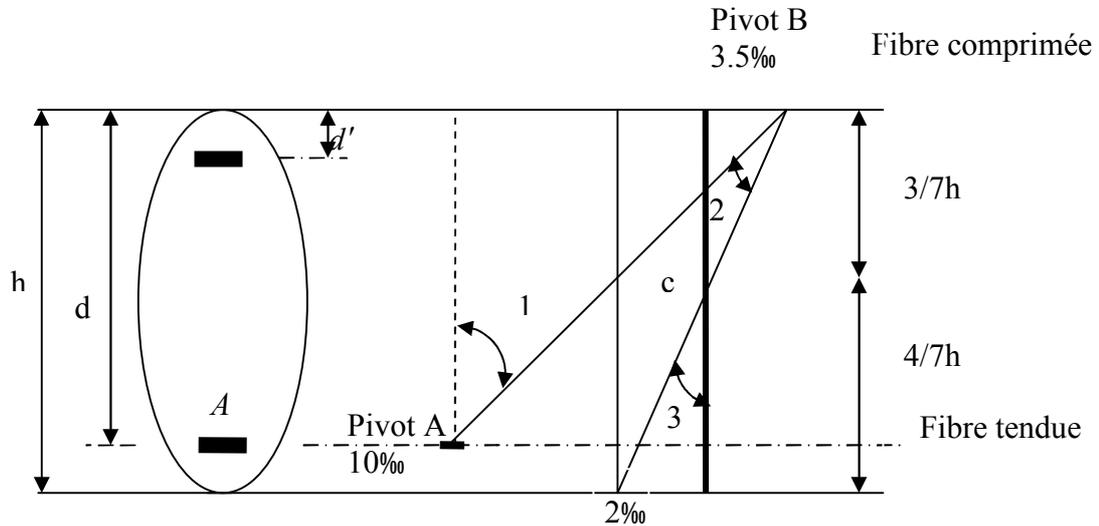


Fig.I.6. Diagramme des déformations limites (ELU)

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- $E_{vj} = 10818,865 \text{ Mpa}$.
- $E_{ij} = 32164,20 \text{ Mpa}$.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$.

I.8. Conclusion

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour cela, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II : Introduction :

Afin d'assurer une bonne stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré-dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- ✓ Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, de poutrelles et des poutres.
- ✓ Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré-dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L.91, R.P.A.99. (version 2003) et au (C.B.A93).

II.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

II.1.1. Les Poutres :

a. poutres principales : Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante : leurs hauteurs est donnée par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

- h : hauteur de la poutre.
- L_{max} : distance maximale entre nu d'appuis ($L_{max} = 5.10m$)

D'ou:

$$L_{max} = 510cm. \Rightarrow 34cm \leq h \leq 51cm$$

On prend : $h = 45cm$

$$\text{On a : } 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

On prend : $b = 30cm$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

- $b \geq 20cm$ condition vérifiée.
- $h \geq 30cm$ condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1.5 < 4$ condition vérifiée.

b. les poutres secondaires : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteurs est donnée par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

: Portée maximale entre nu d'appuis ($L_{max} = 420 cm$)

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

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

On doit vérifier les dimensions adoptés vis-à-vis les exigences du RPA qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

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

Poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.1.2. Poteaux :

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.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du *RPA99 V.2003 (art 7.4.1)*

$$- \min (h, b) \geq 25 \text{ cm}$$

$$- \min (h, b) \geq h_e/20$$

$$- 1/4 \leq b/h \leq 4.$$

Les sections des poteaux prises sont :

- | | |
|---|--|
| ✓ sous-sol ; R.D.C, | $(h \times b) = (50 \times 55) \text{ cm}^2$ |
| ✓ 1 ^{er} étage ; | $(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$ |
| ✓ 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage : | $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$ |
| ✓ 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage : | $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$ |
| ✓ 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage: | $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$ |

Les conditions du RPA99 sont vérifiées pour tous les poteaux.

II.1.3. Les voile :

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les deux autres qui est l'épaisseur. L'épaisseur est donnée par les conditions du RPA99 (art 7.7.1) suivantes :

- $a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$ pour les voiles simples
- $a \geq 15cm$
- $L \geq 4a$

h_e : hauteur libre d'étage.

L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

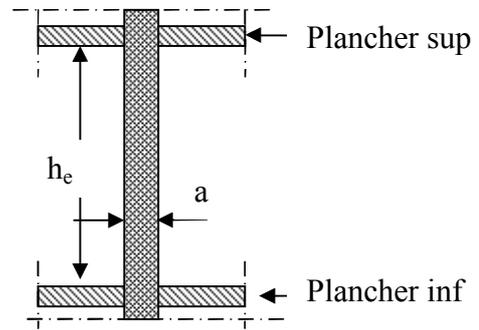


Fig. II.1 : coupe verticale d'un voile

Dans notre cas :

RDC : $h_e = 420 - 20 = 400$ cm

$$a \geq \frac{400}{20} \Rightarrow a \geq 20cm \quad \text{on prend} \quad a = 20cm$$

$$L \geq 4 \times 20 \Rightarrow \quad \text{on prend} \quad L \geq 80cm$$

Autre niveau : $h_e = 306 - 20 = 286$ cm

$$a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a \geq 14.3cm$$

D'après le (RPA99), on ne peut pas prendre $a = 15$ cm pour le 1^{er} étage car on aura un changement brusque de rigidité par rapport au RDC donc on adoptera les dimensions suivantes :

Sous-sol, RDC, 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étages : $a = 20$ cm..

II.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON

STRUCTURAUX :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.2.1.Les Planchers :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées.

Pour ce qui est des consoles, nous avons opté pour des dalles pleines vues leurs formes géométriques (arrondies).

a) Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée, sur la figure (II. 3) nous montrons la disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement des poteaux choisis pour la descente de charge.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition

de flèche donnée par le CBA93. $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : hauteur total du plancher

L_{\max} étant égale à (510-b) cm, b étant la largeur de la poutre principale (b=30cm)

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm}$$

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

Avec : **h = 16cm** : hauteur du corps creux.

h₀ = 4 cm : hauteur de la dalle de compression.

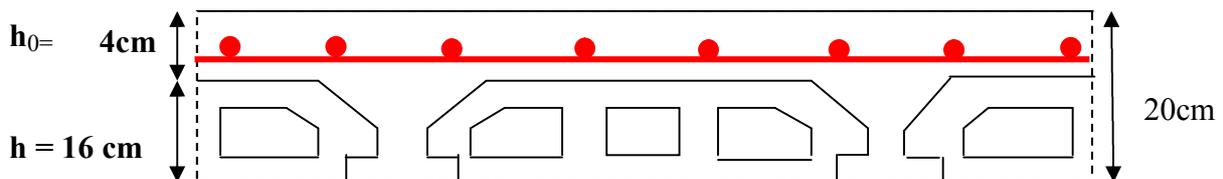


Fig. II.2 : Coupe du plancher à corps creux

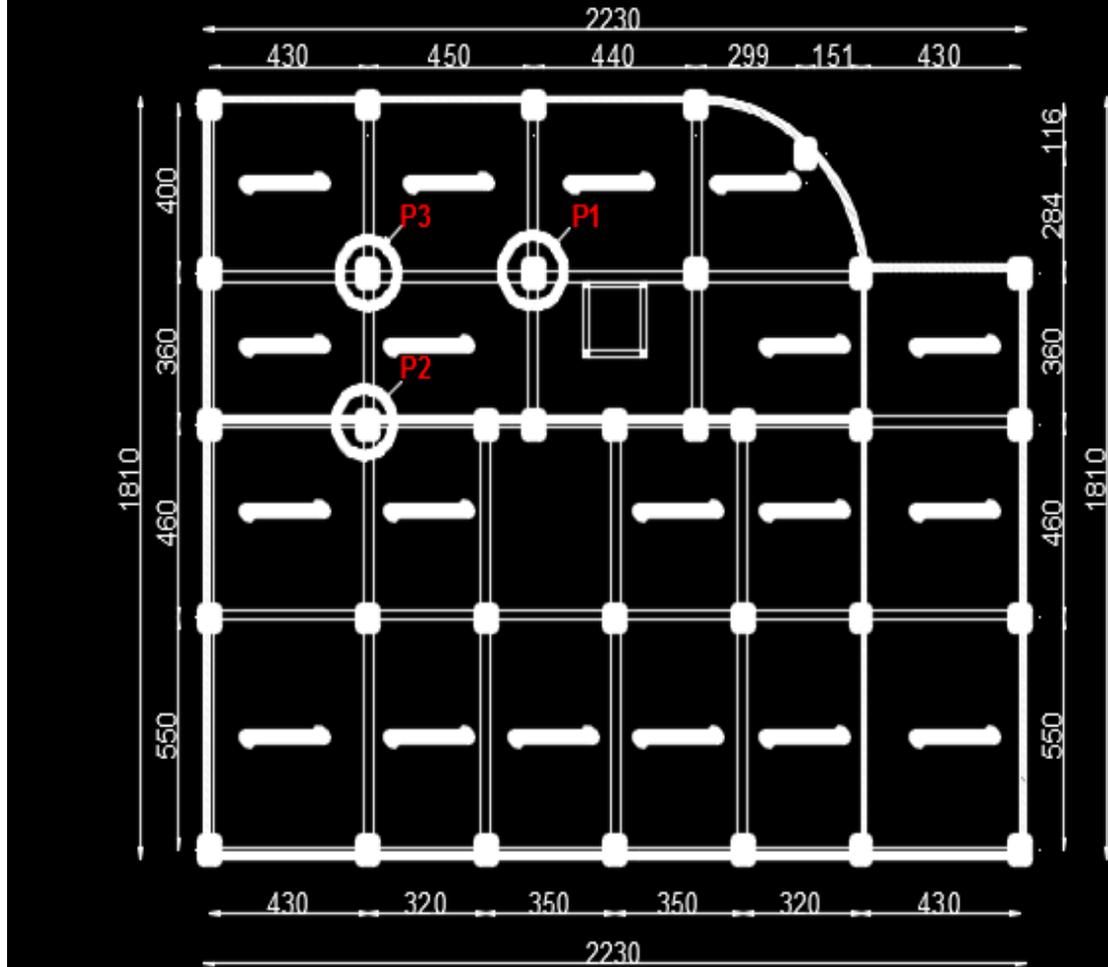


Fig.II.3 :La disposition des poutrelles adoptées ainsi que l’emplacement des poteaux choisis pour la descente de charge.

b) Les dalles pleines

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**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{pour dalle sur un appui} \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{pour dalle sur deux appuis} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{pour dalle sur 3 ou 4 appuis} \end{array} \right.$$

avec : L_x : la plus petite portée

- Critère de coupe-feu**

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu (BAEL91).
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).
- $e \geq 17.5$ pour quatre heures de coupe-feu.

- Isolation acoustique**

Selon les règles techniques « **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

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

Dalle sur trois appuis

$L_x=150\text{cm}$; $L_y= 420\text{cm}$

$$\frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$3 \leq e \leq 3.75\text{cm}$$

Soit : $e > 7\text{cm}$ (pour 1 heures de coupe-feu car c'est un balcon)

$L_x=115\text{cm}$; $L_y=2.90\text{m}$

$$\frac{115}{50} \leq e \leq \frac{115}{40}$$

$$2.3 \leq e \leq 2.87\text{cm}$$

Soit : $e=15\text{cm}$ (pour 1heures de coupe-feu).

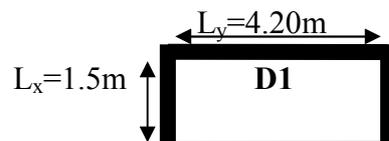


Fig.II.4 : Dalle sur trois appuis

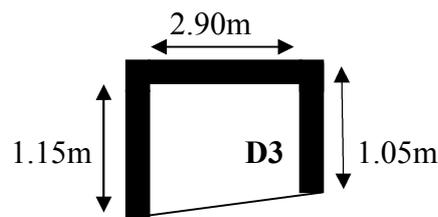


Fig.II.5 : Dalle sur trois appuis

Dalle sur deux appuis

$L_x= 100\text{cm}$; $L_y= 115\text{cm}$

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

$$\frac{100}{35} \leq e \leq \frac{100}{30} \rightarrow 2.86 \leq e \leq 3.33\text{cm}$$

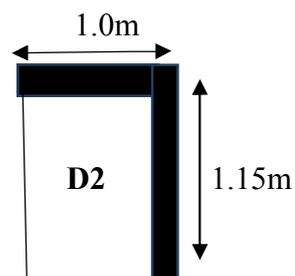


Fig.II.6 : Dalle sur deux appuis

Soit : $e > 7\text{cm}$ (1 heures de coup feu car c'est un balcon).

On prend : $e = 15\text{cm}$ (critère d'isolation phonique) pour tous les dalles.

$$L_x = 200\text{cm} ; L_y = 300\text{cm}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{30}$$

$$\frac{200}{35} \leq e \leq \frac{300}{30} \rightarrow 5.71 \leq e \leq 6.67\text{cm}$$

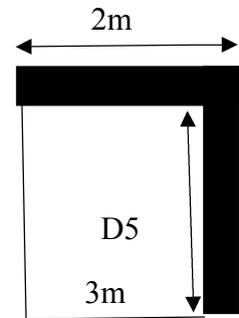


Fig.II.7 : Dalle sur deux appuis

Soit : $e > 7\text{cm}$ (1 heures de coup feu car c'est un balcon).

On prend : $e = 15\text{cm}$ (critère d'isolation phonique) pour tous les dalles.

Dalle sur un seul appui (en console)

$$L_x = 130\text{cm} ;$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Leftrightarrow e \geq \frac{130}{20} \Rightarrow e \geq 6.5$$

$$\Leftrightarrow e = 15\text{cm}.$$

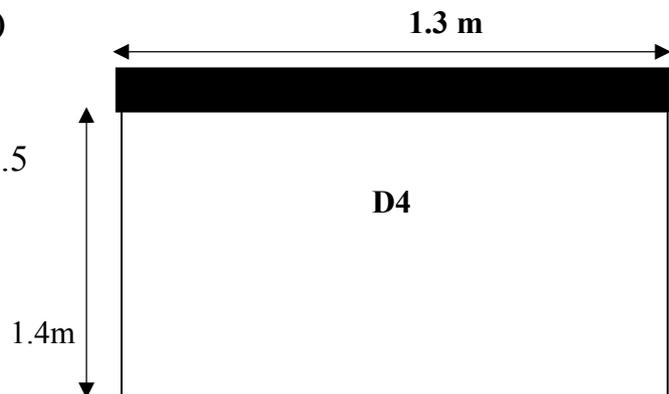


Fig.II.8: Dalle sur un seul appui

II.2.2. Les Poutrelles :

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

Les poutrelles se calculent comme des sections en T.

b : La largeur de la table de compression à prendre est définie par :

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

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures successives.

L_y : la longueur minimale entre nus d'appuis d'un élément

$L_y = 320 - 30 = 290 \text{ cm}$.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$

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

$$\min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) = \min(27.5; 29) = 21 \text{ cm}$$

$b = 2 \times 27.5 + b_0$

$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$.

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

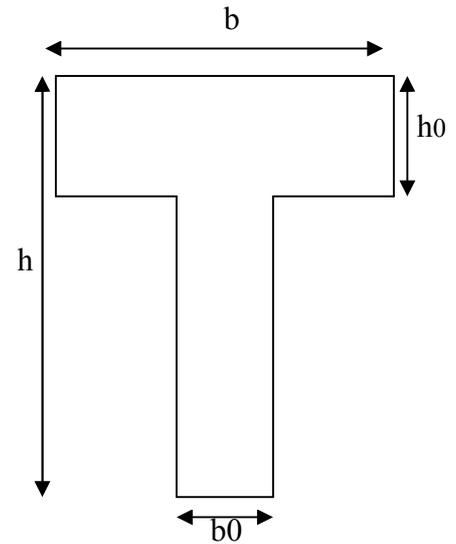


Fig. II.9 : Schema d'une poutrelle

II.2.3. L'acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

Type 1 (l'acrotère de la terrasse inaccessible) :

Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = 0.4 \times 0.1 + (0.1 \times 0.07) + 0.1 \times 0.03/2$$

$$S = 0.0485 \text{ m}^2$$

Charge Permanente

- **Poids propre**

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 25 \times 0.0485$$

$$G = 1.2125 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment** (G_{int}, G_{ext}) :

$$G_{int} = \gamma_c \times h \times e$$

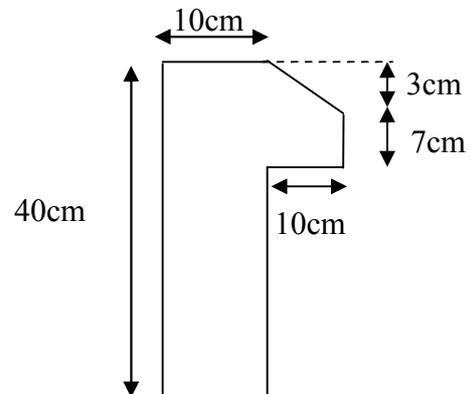


Fig. II. 10 : l'acrotère

$$G_{int}=20 \times 0.4 \times 0.015 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

$$G_{ext} = \gamma_c \times h \times e$$

$$G_{ext}=20 \times 0.4 \times 0.02 = 0.16 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tot}=G + G_{int}+G_{ext}= 1.2125+0.12+0.16=1.4925 \text{ KN/ml.}$$

La Surcharge d'exploitation : Q = 1 KN/m

Type 2 (l'acrotère de la terrasse accessible) :

On prend $H = 110\text{cm}$

$$S = 10 \times 110 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10.$$

$$S = 0.1185\text{m}^2.$$

$$G1 = 25 \times 0.1185 = 2.96\text{KN / ml.}$$

L'acrotère

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G1 : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

G2=Poids d'enduit de ciment :(e =1.5cm) :

G3 : poids du mure intérieure

$$G_2 = 2 \times 20 \times 0.010 \times 1.1 \times 1 = 0.3\text{KN}$$

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

$$W_p = G_1 + G_2 = 5\text{KN}$$

$$Q = 1.5\text{KN} .$$

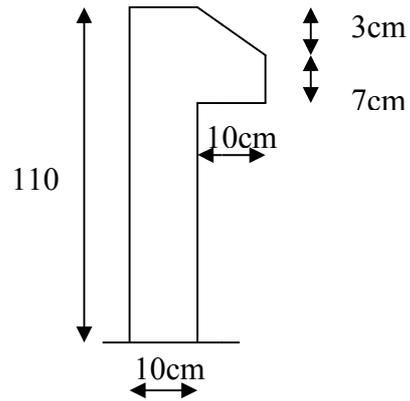


Fig. II.11. Acrotère

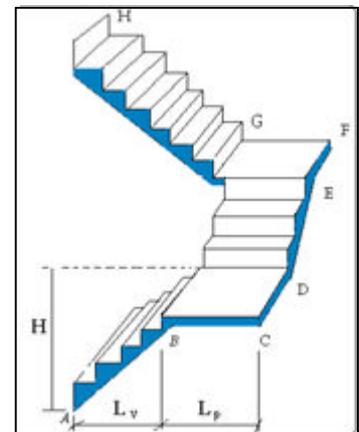
II.2.4. Les escaliers

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de

Blondel qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \dots \dots \dots (1).$$



La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure

(64) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

H : la hauteur de la volée

L₀ : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0/n-1$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots \dots \dots (2).$$

On remplace dans (2) :

$$L_0/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0$ (cm).

Pour ce qui est de notre cas on a deux types d'escalier,

Escalier Type 1 : pour les étages courant c'est un escalier droit à trois volées.

Les trois volées sont identiques et ont pour dimensions :

$$H=1.02 \text{ m} ; L_0=1.5\text{m} ; L_p=1.2\text{m}$$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0 \text{ (cm).} \alpha$$

$$\text{AN: } 64n^2 - 418n + 204 = 0$$

$$\Rightarrow n = 6.$$

$$g = L_0/n-1 = 150/(6-1) = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n = 102/6 = 17 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/30 \leq e \leq L/20 \text{ avec } L = L_v + L_p$$

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (102^2 + 150^2)^{1/2} = 181.4 \text{ cm}$$

$$L = 181.4 + 120 = 301.4 \text{ cm}$$

$$10.05 \leq e \leq 15.07$$

Pour 2 heure de Coup feu e > 11cm

On prend : e = 15 cm

Calcul de α:

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(102/150) \Rightarrow \alpha = 34.2^\circ$$

les dimensions de l'escalier sont reportées dans le tableau suivant:

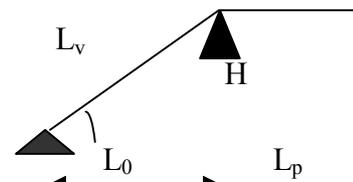


Fig II.12: schéma statique de l'escalier

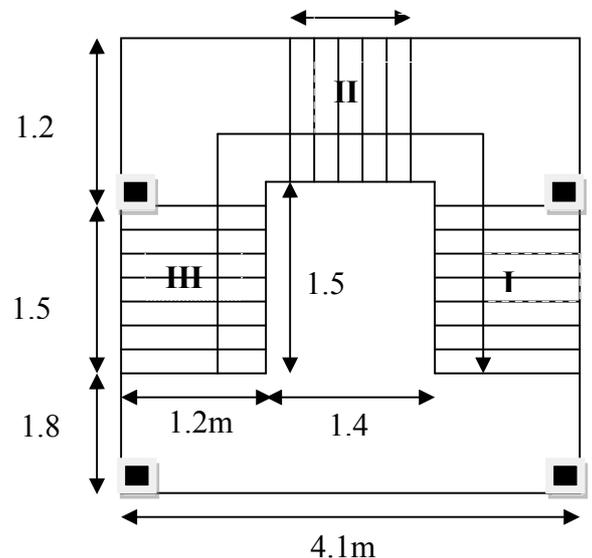


Fig. II.13. Escalier tvne 1

Tab II.1 : dimension de l'escalier

L ₀ (cm)	H(cm)	N	h(cm)	g(cm)	α(°)	L(cm)	e(cm)
150	102	6	17	30	34.2	301.4	15

Escalier type 2 : pour le sous-sol et RDC

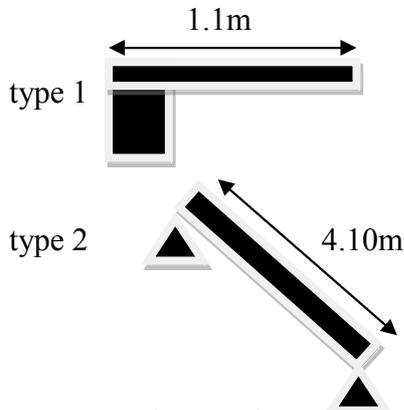


Fig II.14 : schéma statique escalier de type 2

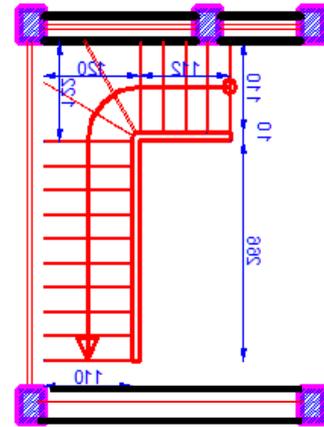
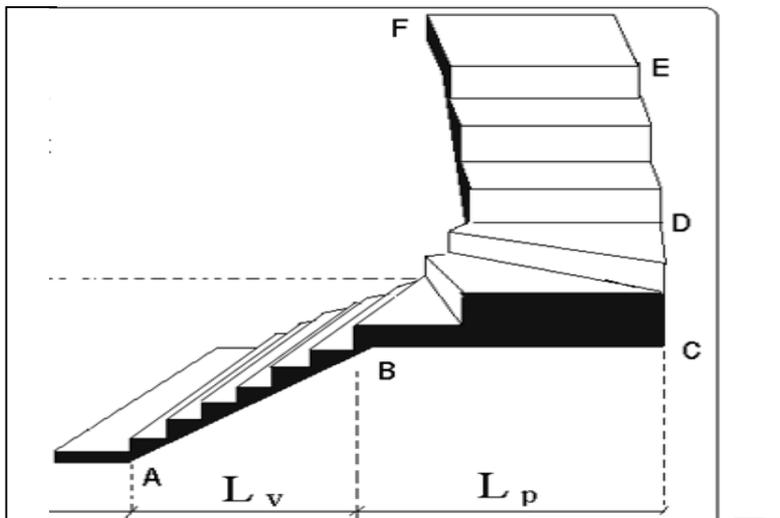


Fig.II.15 : coupe et vue d'escalier type2



La volée AB :

La hauteur d'étage H= 1m

Le giron g=30 cm

- Le calcul du nombre contre marche

$$n = (1/2) * 1/h$$

$$n = 7$$

- Le calcul du nombre de marche

$$N = n - 1 = 6 \text{ marche}$$

- Le calcul de l'angle α:

$$\text{tg} \alpha = h' / L'$$

$$l' = g * n = 30 * 7 = 2.10 \text{m}$$

$$(\operatorname{tg}\alpha)=(h'/l')=1/2.22=0.45\text{m}$$

$$\alpha=24.25$$

- Le calcul de la longueur inclinée :

$$L''=(l'/\cos\alpha)=2.43\text{ m}$$

- vérification de la relation de Blondel

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \dots\dots\dots (1)$$

$$59 \leq 30+2*17 \leq 64$$

$$59 \leq 64 \leq 64 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

- Epaisseur de la paille

$$he/30 \leq e \leq he/20 \quad he=4\text{ m} \quad 13 \leq e \leq 20\text{cm}$$

Donc on opte pour e=15 cm

La volée BCD :

$$\beta=90/3=30^\circ$$

$$X=1.2 \times \operatorname{tg}30^\circ=0.69\text{m}$$

$$Y=1.2-0.69=0.51\text{m}$$

Soit 3 marche de h=0.17m

La volée DE :

$$H=4-1-0.51=2.49\text{m}$$

La hauteur d'étage H= 2.49m

Le giron g=30 cm

- Le calcul du nombre contre marche

$$n=(2.49/2)*1/h$$

$$n= 19$$

- Le calcul du nombre de marche

$$N=n-1= 18\text{ marche}$$

- Le calcul de l'angle α :

$$\operatorname{tg}\alpha=h'/L'$$

$$l'=g*n=30*19=5.7\text{m}$$

$$(\operatorname{tg}\alpha)=(h'/l')=2.49/5.7=0.43$$

$$\alpha=23.6^\circ$$

- Le calcul de la longueur inclinée :

$$L''=(l'/\cos\alpha)=6.22\text{ m}$$

- vérification de la relation de Blondel

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \dots\dots\dots (1)$$

$$59 \leq 30+2*17 \leq 64$$

$$59 \leq 64 \leq 64 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

- Epaisseur de la paille

$$he/30 \leq e \leq he/20 \quad he=4\text{ m} \quad 13 \leq e \leq 20\text{cm}$$

Donc on opte pour e=15 cm

➤ **Evaluation des charges et surcharges Charge de parlier**

Tab II.2 : évaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Poids de la dalle	15	25	3.75
Enduit	2	10	0.2
Lit de sable	2	18	0.36
Total			$\sum = 5.11$

$$G_{\text{palier}} = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

Charge de la volée: Les expressions utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit: $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose : $\gamma.e(1+h/g)$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tab II.3 : évaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	20	0.63
Enduit de ciment	1.5	18	0.33
Mortier de pose	2	20	0.63
Marches	/	22	1.87
Paillasse	15	25	3.75
Total			$\sum = 7.21$

$$G_{\text{volée}} = 7.21 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation : escalier à usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (DTR BC2-2).

II. 3. Evaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers

Dans le but d'effectuer la descente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité ; nous évaluons les différentes charges et surcharges revenant aux différents planchers.

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

Tab II.4 : Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	épaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	4	20	0.8
Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
Forme de pente	1%	22	2.20
Isolation thermique	1.5	18	0.27
Plancher corps creux (16+4)	20	13.33	2.67
Enduit en mortiers	1.5	18	0.27
Total			∑ =6.33

$G_{ti}=6.33 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la terrasse inaccessible.

$Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à la terrasse inaccessible (*DTR BC2-2*).

➤ **Plancher étage courant ou commercial**

Tab II.5 : Evaluation des charges des planchers étages courants

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Cloisons légères de séparation	10	10	1
Revêtement en Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	18	0.36
Lit de Sable	2	18	0.36
Plancher corps creux (16+4)	20	13.33	2.66
Enduit en plâtre	2	10	0.20
Totale			∑ = 4.98

$G_{pc}=4.98\text{KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à l'étage courant.

$Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à l'étage courant (*DTR BC2-2*).

$Q_{COM}=5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à l'étage commercial (*DTR BC2-2*).

➤ **Plancher Dalle pleine**

Tab II.6 : Evaluation des charges des planchers dalles pleines

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	18	0.36
Lit de Sable	2	18	0.36
Dalle pleine (15 cm)	15	25	3.75
Enduit en plâtre	2	10	0.20
Totale			$\Sigma = 5.07$

$G=5.07 \text{ KN/m}^2$: La charge permanente revenant à la dalle.

$Q=3.5 \text{ KN/m}^2$: La surcharge revenant à la dalle du balcon (*DTR BC2-2*).

➤ **Murs extérieurs :** Ce sont des murs en double cloisons séparés par une lame d'air.

Tab II.7 : Evaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	1.5	10	0.15
Briques creuses	15	9	1.35
Lame d'air	5	0,00	0.00
Briques creuses	10	9	0.90
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Totale			$\Sigma = 2.67$

$G=2.67\text{KN/m}^2$; étant la charge permanente du mur extérieure

Tableau II.8 : évaluation des charges permanentes d'un mur intérieur.

N° des parois	Description	Epaisseur "e"	Poids volumique " γ " (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0,015	10	0,15
2	Brique creuse de 10 cm	0,1	9	0,90
3	Enduit plâtre	0,015	10	0,15

- La charge permanente totale est estimée
- à : 1,20 KN/m².

II.4. La descente de charge :

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que tous nos planchers sont à usage d'habitation et commercial nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une

II.4. La descente de charge :

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que tous nos planchers sont à usage d'habitation et commercial nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

- La loi de dégression [DTR B.C.22].

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

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

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : Q
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

La descente de charge va se faire pour les poteaux (POT1, POT2) pour trouver la configuration la plus défavorable (voir Fig. II.1) en se référant à la surface afférente.

• **Calcul des charges revenantes au POT 1**

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

La surface afférente :
 $S = S_1 + S_2 + S_3 = 10.81 \text{ m}^2$
 $G_{ti} = 6.33 \times 10.81 = 86.46 \text{ KN}$
 $Q_{ti} = 1 \times 10.81 = 14.525 \text{ KN}$

Plancher étage courant

$G_1 = 4.98 \times 3.36 = 16.73 \text{ KN}$
 $G_2 = 5.07 \times 3.15 = 15.97 \text{ KN}$
 $G_3 = 5.11 \times 1.32 + 7.21 \times 0.935 = 13.486 \text{ KN}$
 $G_4 = 7.21 \times 1.8 + 5.07 \times 0.205 = 14.01 \text{ KN}$
 $Q_{esc} = 2.5 \times 4.055 = 10.14 \text{ KN}$
 $Q_{pc} = 1.5 \times 3.36 = 5.04 \text{ KN}$
 $Q_{blc} = 3.5 \times 3.355 = 11.74 \text{ KN}$

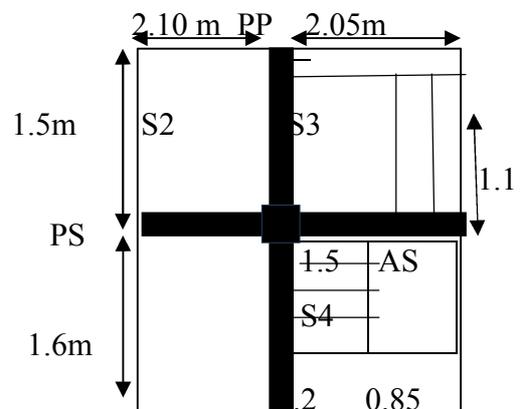


Fig. II.16. Surface afférent pot1

$Q_{total}=26.92 \text{ KN}$

La charge permanente d'un mur extérieur $G=2.67 \times (2.86 \times 5.35)=40.85 \text{ KN}$

La charge permanente d'un mur intérieur $G=2.1 \times (1.85 \times 2.86)=11.11 \text{ KN}$

$G_{total}=112.16 \text{ KN}$

Le plancher étage RDC $G=4.98 \times 10.81=53.83 \text{ KN}$ puisque c'est la fin des escaliers de type 1.

Le plancher étage sous sol $G=4.98 \times 6.64=33.07 \text{ KN}$

❖ Poids des poutres

$P_{pp}=0.3 \times 0.45 \times 3.1 \times 25=10.46 \text{ KN}$

$P_{ps}=0.3 \times 0.4 \times 4.15 \times 25=12.45 \text{ KN}$

❖ Poids des poteaux

Sous-sol, RDC : section des poteaux $(50 \times 60) \text{ cm}^2$

$P_1=0.50 \times 0.55 \times 4.0 \times 25=27.5 \text{ KN}$

1^{er} étage : section des poteaux $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

$P_2=0.5 \times 0.50 \times 3.0 \times 25=18.67 \text{ KN}$

2^{ème}, 3^{ème} étage : section des poteaux $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

$P_{2,3}=0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25=15.49 \text{ K}$

4^{ème}, 5^{ème} étage : section des poteaux $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

$P_{4,5}=0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25=12.24 \text{ KN}$

6^{ème}, 7^{ème} étage : section des poteaux $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

$P=0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25=9.35 \text{ KN}$.

• Calcul des charges revenantes au POT 2

❖ Plancher terrasse inaccessible

La surface afférente:

$S=S_1+ S_2+ S_3+ S_4=14.18 \text{ m}^2$

$G_{ti}=6.33 \times 14.18=89.76 \text{ KN}$

$Q_{ti}=1 \times 14.18=14.18 \text{ KN}$

❖ Plancher étage courant

$G_{pc}=4.98 \times 14.18=70.616 \text{ KN}$

$Q_{pc}=1.5 \times 14.18=21.27 \text{ KN}$

❖ Poids des poutres

$P_{pp}=0.3 \times 0.45 \times 3.8 \times 25=12.82 \text{ KN}$

$P_{ps}=0.3 \times 0.4 \times 4.10 \times 25=12.30 \text{ KN}$

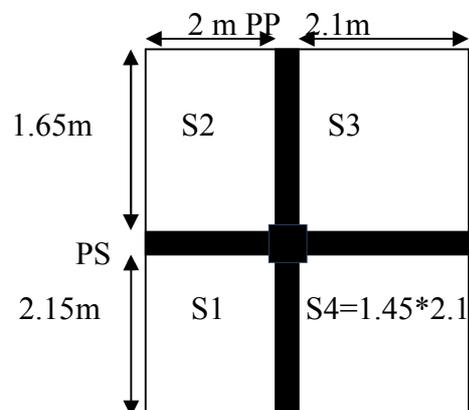


Fig. II.17. Surface afférente pot 2

❖ Poids des poteaux

Sous-sol, RDC (50×60)cm², 1^{er} étage (45×50)cm² : section des poteaux (50×50) cm²

$$P_1=0.50 \times 0.55 \times 4.0 \times 25=27.5 \text{ KN}$$

$$P_2=0.5 \times 0.50 \times 3.06 \times 25=19.125 \text{ KN}$$

2^{ème}, 3^{ème} étage : section des poteaux (45×45) cm²

$$P_{2,3}=0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25=15.49 \text{ KN}$$

4^{ème}, 5^{ème} étage : section des poteaux (40×40) cm²

$$P_{4,5}=0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25=12.24 \text{ KN}$$

6^{ème}, 7^{ème} étage: section des poteaux (35×35) cm²

$$P=0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25=9.35 \text{ KN.}$$

La charge permanente d'un mur intérieur $G=2.1 \times (7 \times 2.86)=24.02 \text{ KN}$

Calcul des charges revenantes au POT 3

❖ Plancher terrasse inaccessible

La surface afférente:

$$S=S_1+ S_2+ S_3+ S_4=12.6 \text{ m}^2$$

$$G_{ti}=6.33 \times 6.6+7.41 \times 3=64.01 \text{ KN}$$

$$Q_{ti}=1 \times 14.18=14.18 \text{ KN}$$

$$G_{crotere}=4.3 \times 1.49=6.41 \text{ KN}$$

❖ Plancher étage courant

$$G_p=4.98 \times 6.6+6 \times 0.15 \times 25=55.37 \text{ KN}$$

$$Q_{pc}=1.5 \times 6.6=9.9 \text{ KN}, Q_{pp}=2.5 \times 6=151.65 \text{ m}$$

❖ Poids des poutres

$$P_{pp}=0.3 \times 0.45 \times 3.8 \times 25=12.82 \text{ KN}$$

$$P_{ps}=0.3 \times 0.4 \times 4.10 \times 25=12.30 \text{ KN}$$

La charge permanente d'un mur extérieur $G=2.67 \times (2.86 \times 5.10)=38.94 \text{ KN}$

La charge permanente d'un mur intérieur $G=2.1 \times (4.95 \times 2.86)=16.99 \text{ KN}$

La descente de charge va se faire pour le poteau (POT2) car c'est lui qui présente la configuration la plus défavorable (voir fig.II.19) en se référant à la surface afférente.

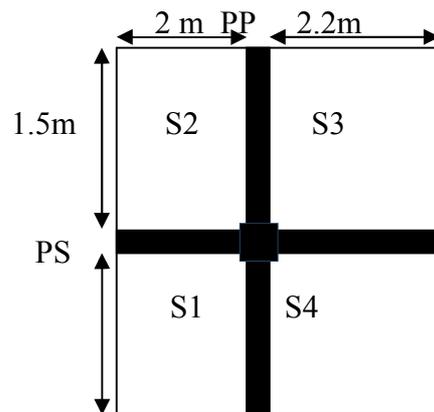


Fig. II.18. Surface afférente pot 3

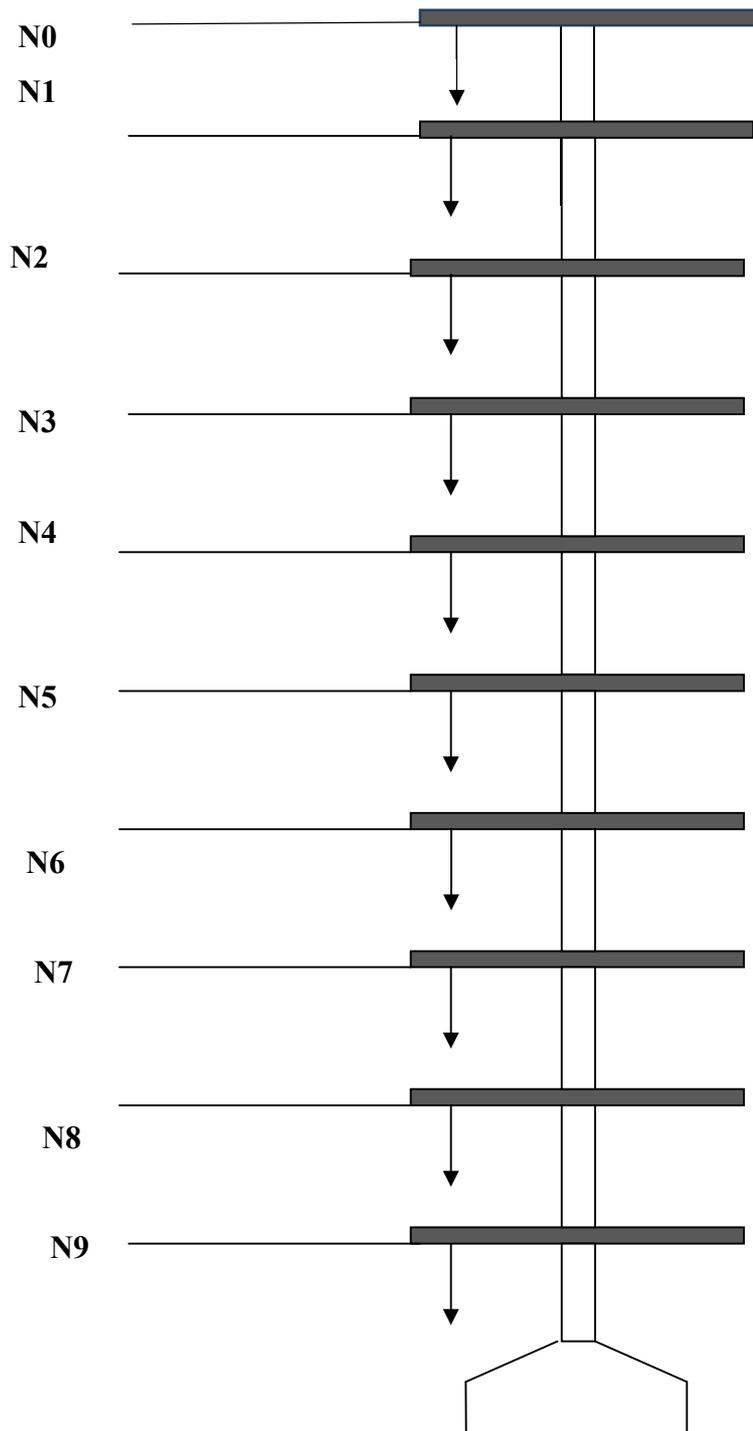


Fig. II.19 : Schéma de la descente de charges poteau central 2

-La charge d'exploitation ce qui est de notre cas est donnée sur le tableau suivant :

Tab II.9: Descente de charge au droit du Poteau (POT2)

Terrasse inaccessible	$Q_0 = 1 \times 14.18 = 14.18$ KN
7 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1 = 14.18 + 21.27 = 35.45$ KN
6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 14.18 + 40.413 = 54.59$ KN
5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.18 + 57.429 = 71.609$ KN
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.18 + 72.318 = 86.498$ KN
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.18 + 85.08 = 99.26$ KN
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.18 + 95.71 = 109.895$ KN
1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,71 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14.18 + 105.712 = 119.892$ KN
Galerie commerciale	$Q_0 + 0,68 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$ $= 14.18 + 0.68 \times 170.16 = 129.89$ KN
Sous-sol	$Q_0 + 0,66 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) + Q_9$ $= 14.18 + 0.66 \times (170.16) + 70.9 = 197.38$ KN

Niveau	Eléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)	section des poteaux (cm ²)
N0	Plancher T- inaccessible	89.76	1×14.18=14.18	
	Poutre principale	12.82		
	Poutre secondaire	12.30		
N1	G venant de N1	114.88	35.45	(35×35)
	Poteau (35*35)	9.35		
	Plancher courant	70.616		
	Poutres	12.82+12.40=25.12		
	Mur intérieur	20.02×1.2=24.02		
N2	G venant de N2	243.99	54.59	(35×35)
	Poteau (35*35)	9.35		
	Plancher courant	70.616		

	Poutres	25.12		
	Mur intérieur	24.02		
N3	G venant de N3	373.09		
	Poteau (40*40)	12.24		
	Plancher courant	70.616		(40x40)
	Poutres	25.12	71.609	
	Mur intérieur	24.02		
N4	G venant de N4	505.09		
	Poteau (40*40)	12.24		
	Plancher courant	70.616		(40x40)
	Poutres	25.12	86.498	
	Mur intérieur	24.02		
N5	G venant de N5	637.08		
	Poteau (45*45)	15.491		
	Plancher courant	70.616		(45x45)
	Poutres	25.12	99.26	
	Mur intérieur	24.02		
N6	G venant de N6	772.33		
	Poteau (45*45)	15.491		
	Plancher courant	70.616		(45x45)
	Poutres	25.12	109.895	
	Mur intérieur	24.02		
N7	G venant de N7	907.58		
	Poteau (50*50)	19.125		
	Plancher Courant	70.616		(50x50)
	Poutres	25.12	119.892	
	Mur intérieur	24.02		
N8	G venant de N8	1046.46		
	Poteau (50*55)	27.5		
	Plancher courant	70.616		(50x55)
	Poutres	25.12	119.99	
	Mur extérieur	15.2×2.67=40.58		
N9	G venant de N9	1210.2		
	Poteau (50*55)	27.5		
	Plancher courant	70.616		(50x55)
	poutre	25.12	197.38	
		1333.44		

TOTAL : G=1333.44 KN

Q=197.38 KN

Le poteau (POT2) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier.

II.5 Vérification

Selon le *BAEL (Art B.8.1, 1)* on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1333.44 + 1.5 \times 197.38 = 2096.21 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base $N_u = 2305.83 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du *RPA99/2003*.

a. Critère de résistance

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2305.83}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.162 \text{ m}^2$$

A la base : $B = 0.50 \times 0.55 = 0.275 \text{ m}^2 \rightarrow$ c'est vérifiée.

b. Critère de stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots (BAEL91 \text{ art B.8.4, 1})$$

Avec :

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2) \times (b-2)$).

$\gamma_b = 1.5$: 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'élanement λ .

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$ (section rectangulaire)

l_f : longueur de flambement

$l_f = 0.7 l_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31)

$l_f = 0.7 \times 4.0 = 2.8$ m

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 2.8 \times \frac{\sqrt{12}}{0.50} \Rightarrow \lambda = 19.398$$

$$\lambda = 19.398 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.8$$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le BAEL91 (art B.8.4.1) ;

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

$$A.N: B_r \geq \frac{2305.83 \times 10^{-3}}{0.8 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.13 m^2$$

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02) = (0.50 - 0.02)(0.55 - 0.02) \Rightarrow B_r = 0.2544 m^2 > 0.119 m^2$$

Donc pas de risqué de flambement du poteau.

c. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

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

- min (h, b) ≥ 25 cm Vérifié
- min (h, b) ≥ h_e/20 Vérifié
- 1/4 ≤ b/h ≤ 4. vérifié

d. Vérification de l'effort normal réduit

Selon le RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : effort normal réduit (sans majoration).

B_c : section brute du béton.

$N_d = 2073.696 \text{ KN}$; $B_c = 0.3 \text{ m}^2$

$$v = \frac{2096.21 \times 10^{-3}}{0.275 \times 25} = 0.3 \leq 0.3$$

La condition est vérifiée (pas de risque de flambement)

Remarque : En a pas fait toute les vérifications de l'effort normal dans tous les étages car a chaque fois qu'and réduit la section des poteaux l'effort aussi deminue

II.6 CONCLUSION

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

Ainsi ; nous avons 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 : $(h \times b) = (45 \times 30) \text{ cm}^2$

☀ Poutres secondaires : $(h \times b) = (40 \times 30) \text{ cm}^2$

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 sous-sol, RDC: $(h \times b) = (50 \times 55) \text{ cm}^2$

☀ Poteaux du 1^{er} étage : $(h \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$

☀ Poteaux des étages 2 et 3 : $(h \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$

☀ Poteaux des étages 4 et 5 : $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

☀ Poteaux des étages 6 et 7 : $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

III.1.Calcul des Planchers :

III.1.1.Introduction :

Le plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents niveaux à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, assurant l'isolation phonique et thermique, aussi qu'il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre + la charge d'exploitation). Dans notre cas on a opté pour un plancher à corps creux avec une bonne isolation thermique et phonique et des dalles pleines pour les balcons.

III.1.2.Étude des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, elles sont des sections en T en béton arme servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

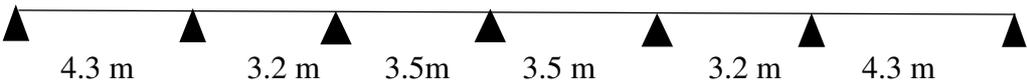
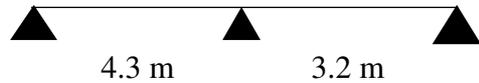
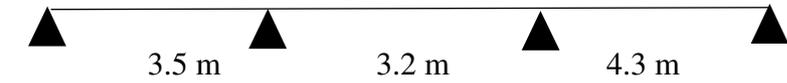
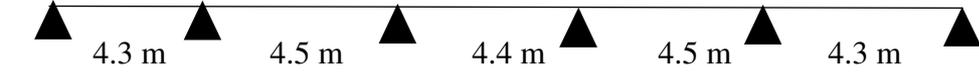
1. Disposition des poutrelles :

Dans notre cas elles sont disposées dans le sens transversal et longitudinal (la figure II-8) respectant les critères de la petite portée.

2. Les différents types de poutrelles :

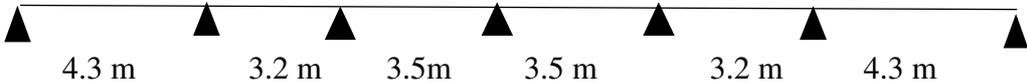
1^{ère} étage : on a six types de poutrelles

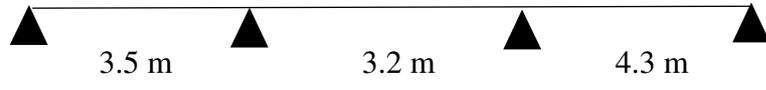
Tableau III.1 .Les Types de poutrelles de 1^{ère} étage:

Types	Schema statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

RDC : on a trois types de poutrelles

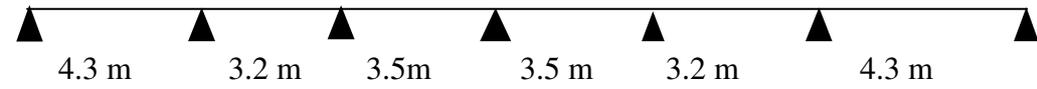
Tableau III.2.Les Types de poutrelles RDC :

Types	Schema statique
Type 1	

Type 2	
Type 3	

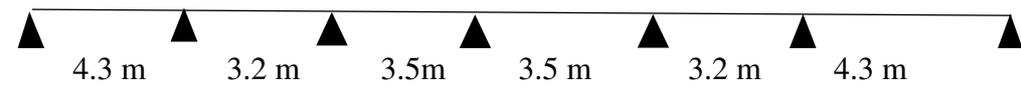
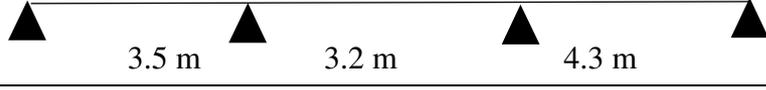
Terrasse accessible : on a un seul type de poutrelle

Tableau III.3. Le Types de poutrelle de terrasse accessible:

Types	Schema statique
Type 1	

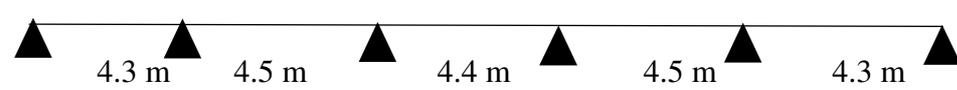
Étages courant : on a cinq types de poutrelles

Tableau III.4. Les Types de poutrelles de terrasse étages courant :

Types	Schema statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

Terrasse inaccessible : deux types

Tableau III.5. Les Types de poutrelles de terrasse inaccessible

Types	Schema statique
Type 1	
Type 6	

Donc On a six types de poutrelles du sous-sol jusqu'au plancher inaccessible

3. Méthode de calcul des poutrelles :

Deux méthodes sont envisagées pour la détermination des sollicitations des poutrelles, la méthode forfaitaire et celle de CAQUOT.

Si les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, on passe au calcul avec la méthode de CAQUOT.

3.1. La méthode forfaitaire :CBA93 (Art. B 6.2.2.1)

Elle est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

-Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.

-Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25 ; $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$

-Les moments d'inertie sont les même dans tous les travées.

-La fissuration est peu nuisible.

3.1.1. Principe de la méthode forfaitaire :

▪ Les moments fléchissant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

$0.6 \times M_0$: Pour l'appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.

$0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

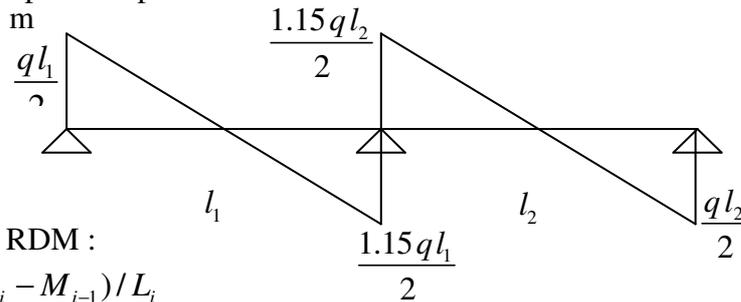
▪ Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées.

10 % pour une poutre à plus de deux travées.



Méthode de la RDM :

$$V_i = V_0 + (M_i - M_{i-1}) / L_i$$

3.1.2. Application de la méthode forfaitaire:

1-Plancher a surcharge modérée : $Q \leq \min (2 \times G ; 5) \text{ KN/m}^2$

✓ **Plancher Terrasse inaccessible** : $G = 6.33 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$vérifier

✓ **Plancher étage courant + RDC** : $G = 4.98 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$vérifier

✓ **Plancher RDC**: $G = 4.98 \text{ KN/m}^2$

$Q = 5 \text{ KN/m}^2$vérifier

2-Le moment d’inertie est constant sur toutes les travées.

3-Le rapport $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$ est vérifié pour les types de poutrelle 3 et 4

4- Fissuration peu nuisible

Toutes les conditions d’utilisation de cette méthode sont satisfaites, donc on applique la méthode forfaitaire pour les types de poutrelles 3 et 4

➤ **Calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles :**

Calcul des sollicitations :

À l’ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l’ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Les calculs sont résumés dans le tableau III.6

Tab III.6. Charges et surcharges d’exploitation sur les poutrelles.

Niveau \ Charges	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	6.33	1	10.04	6.53	7.33	4.76
Plancher étage courant+RDC	4.98	1.5	8.97	5.83	6.48	4.21
Plancher étage Sous-sol	4.98	5	14.22	9.24	9.98	6.49

3.2. Méthode de CAQUOT :CBA93 (Art. B 6.2.2.2)

Condition d’application :

Cette méthode s’applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s’appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l’une des conditions de la méthode forfaitaire n’est pas satisfaite.

• **Principe de la méthode :**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

▪ **Moment en appuis :**

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

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

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

▪ **Moment en travée :**

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

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

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

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

$$M_0(X) = \frac{qX}{L} (L - X)$$

▪ **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{qL}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

• **Application de la méthode de Caquot :**

1-Plancher a surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{ KN/m}^2$

✓ **Plancher Terrasse inaccessible :** $G = 6.33 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$vérifiée

✓ **Plancher étage courant :** $G = 4.98 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$vérifiée

Plancher RDC : $G = 4.98 \text{ KN/m}^2$

$Q = 5 \text{ KN/m}^2$vérifiée

2-Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.

3-Le rapport $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$ n'est pas vérifié pour les types de poutrelle 1

4- FPN

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors on applique la méthode de Caquot minoré.

Soit : $G' = 2/3 G$ pour le calcul des moments aux appuis seulement. **BAEL99**

➤ **Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants dans les poutrelles :**

– **Calcul des sollicitations :**

$$G' = 2/3G$$

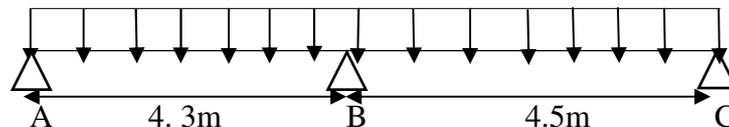
À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tab III.7. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Charge				ELU				ELS			
	G	G'	Q	q_u	q_u'	P_u	P_u'	q_s	q_s'	P_s	P_s'
Terrasse inaccessible	6.33	4.22	1	10.04	7.20	6.53	4.68	7.33	5.22	4.76	3.39
Plancher courant	4.98	3.32	1.5	8.97	6.73	5.83	4.37	6.48	4.82	4.21	3.13
Plancher RDC	4.98	3.32	5	14.22	11.98	9.24	7.79	9.98	8.32	6.49	5.41

✓ Exemples de calcul : Méthode forfaitaire



Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 4)

✓ Pour le plancher étage courant :

- Les sollicitations :

A l'ELU :

M_0 : Moment isostatique maximum.

$$M_0 = \frac{p_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{5.83 \times 4.5^2}{8} = 14.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0u}^{\max} = 16.53 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_{0s}^{\max} = \frac{p_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4.21 \times 4.5^2}{8} = 10.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s}^{\max} = 10.66 \text{ KN.m}$$

- Moments sur les appuis :

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

$$\text{A l'ELU} \begin{cases} M_A = M_C = 0 \\ M_B^U = -0.6 \times M_{0u}^{\max} = -0.6 \times 14.76 = 8.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS} \begin{cases} M_A = M_C = 0 \\ M_B^S = -0.6 \times M_{0s}^{\max} = -0.6 \times 10.66 = 6.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 4.98} = 0.231$$

- Travée A-B : à l'ELU

On a : $M_d = M_B = -8.85 \text{ KNm}$

$M_g = M_A = 0 \text{ KN.m}$

$$M_0 = 13.47 \text{ KN.m}$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.231 = 1.07$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.231}{2} = 0.63$$

$$\max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases} = \max(1.04 M_0, 1.05 M_0) = 1.05 M_0$$

$$M_t + \frac{0 + 8.85}{2} \geq 1.05 \times 13.47 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.231}{2} \times 13.47 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 9.72 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 8.49 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.72, 8.49) \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = 9.72 \text{ KN.m}$$

• Travée A-B : à l'ELS

$$M_0 = 9.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } M_d = M_B = -6.40 \text{ KN.m}$$

$$M_g = M_d = 0 \text{ KN}$$

$$M_t + \frac{0 + 6.4}{2} \geq 1.05 \times 9.73 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.231}{2} \times 9.73 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 7.02 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.13 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t^{AB} = \max(7.02; 6.13) = 7.02 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^{AB} = 7.02 \text{ KN.m}$$

• Travée B-C : A l'ELU

$$\text{On a : } M_d = M_C = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_g = M_B = -8.85 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 14.76 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{0 + 8.85}{2} \geq 1.05 \times 14.76 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.231}{2} \times 14.76 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 11.35 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 9.30 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t^{BC} = \max(11.35; 9.30) = 11.35 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^{BC} = 11.35 \text{ KN.m}$$

• Travée B-C : à l'ELS

On a : $M_d = M_c = 0KN.m$

$$M_g = M_B = -6.4KN.m$$

$$M_0 = 10.66KN.m$$

$$M_t + \frac{0 + 6.4}{2} \geq 1.05 \times 10.66 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.231}{2} \times 10.66 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.71KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t^{BC} = \max(8; 6.71) = 8KN.m \Rightarrow M_t^{BC} = 8KN.m$$

▪ **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique :

On calcul V_0 pour chaque travée : $V_0 = \frac{p \times l}{2}$ comme on a :

$$P_u = 6.53 \text{ KN/m}$$

$$l_1 = l_{AB} = 4.30m ; l_2 = l_{BC} = 4.50m$$

• **la travée A-B**

$$V_0 = \frac{6.53 \times 4.30}{2} = 14.04KN$$

• **la travée B-C**

$$V_0 = \frac{5.83 \times 4.5}{2} = 13.12KN$$

▪ **Calcul des efforts tranchants aux appuis :**

Pour une poutre à deux travées l'effort tranchant est déterminé par la méthode générale (forfaitaire) :

$V = 1.15 \times V_0$ (L'effort tranchant hyperstatique en appuis = 15 % V_0) pour les poutres à deux travées.

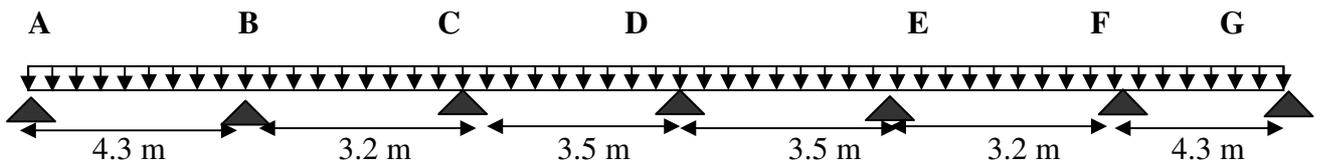
Travée A-B : $V_A = V_0 = 12.53KN$
 $V_B = 1.15 \times V_0 = 14.4KN$

Travée B-C : $V_C = V_0 = 13.12KN$ **Donc : $V_{max} = 15.08 KN.$**
 $V_B = 1.15 \times V_0 = 15.08KN$

Les résultats de calcul à l'ELU est l'ELS pour tous les types de poutrelles des planchers sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Exemples de calcul : Méthode Caquot**

- **Exemples de calcul : Terrasse inaccessible**



Etude d'une poutrelle à 6 travées en appliquant la méthode Caquot minoré (poutrelle Type 1) pour le plancher terrasse inaccessible :

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car : $(l_i/l_{i+1} = 4.5/3.5 = 1.28 > 1.25)$ on applique donc la méthode de **Caquot**.

- **Moments aux appuis**

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L_g + L_d)}$$

Avec :

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

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

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

➤ **Calcul des longueurs fictives**

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.3m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3.2 = 2.56m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} = 0.8 \times 3.5 = 2.8m$$

$$L'_{DE} = 0.8 \times L_{DE} = 0.8 \times 3.5 = 2.8m$$

$$L'_{EF} = 0.8 \times L_{EF} = 0.8 \times 3.2 = 2.56m$$

$$L'_{FG} = L_{FG} = 4.3m$$

-Les moments aux appuis

A l'ELU

$$q = 4.68 \text{ Kn/m}^2$$

$$M_A = M_G = 0.$$

$$M_B = \frac{4.68 \times (4.3^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (4.3 + 2.56)} \Rightarrow M_B = -7.728 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{4.68 \times (2.56^3 + 2.8^3)}{8.5 \times (2.56 + 2.8)} \Rightarrow M_C = -3.98 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{4.68 \times (2.8^3 + 2.8^3)}{8.5 \times (2.8 + 2.8)} \Rightarrow M_D = -4.32 \text{ kn.m}$$

$$M_E = \frac{4.68 \times (2.8^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (2.8 + 2.56)} \Rightarrow M_E = -3.98 \text{ kn.m}$$

$$M_F = \frac{4.68 \times (2.56^3 + 4.3^3)}{8.5 \times (2.56 + 4.3)} \Rightarrow M_F = -7.728 \text{ kn.m}$$

A l'ELS

$$q = 3.39 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_G = 0.$$

$$M_B = \frac{3.39 \times (4.3^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (4.3 + 2.56)} \Rightarrow M_B = 5.6 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{3.39 \times (2.56^3 + 2.8^3)}{8.5 \times (2.56 + 2.8)} \Rightarrow M_C = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{3.39 \times (2.8^3 + 2.8^3)}{8.5 \times (2.8 + 2.8)} \Rightarrow M_D = 3.13 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{3.39 \times (2.8^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (2.8 + 2.56)} \Rightarrow M_E = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$M_F = \frac{3.39 \times (2.56^3 + 4.3^3)}{8.5 \times (2.56 + 4.3)} \Rightarrow M_F = 5.6 \text{ KN.m}$$

-Moments aux travées

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

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

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

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

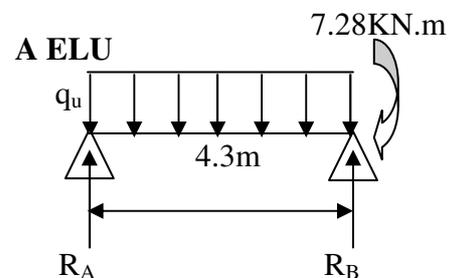
$$M_{\max} = M(X)$$

➤ **Travée AB**

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{4.3 \times 4.68} = 1.77 \text{ m}$$

$$M = \frac{4.68 \times 1.79 \times (4.3 - 1.77)}{2} - 7.728 \times \frac{1.77}{4.3}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 7.3 \text{ KN.m}$$



A ELS

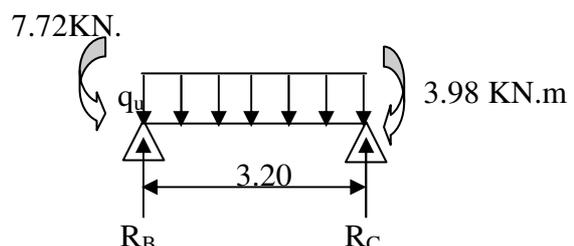
$$x = \frac{4.3}{2} + \frac{(-5.6)}{4.3 \times 3.39} = 1.77 \text{ m}$$

$$M(1.79) = \frac{3.39 \times 1.77 \times (4.3 - 1.77)}{2} + (-5.6) \times \frac{1.77}{4.3}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 5.42 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée BC**

A ELU



$$x = \frac{3.20}{2} + \frac{(-3.98) - (-7.72)}{4.68 \times 3.2} = 1.84m$$

$$M(x) = \frac{4.68 \times 1.84 \times (3.2 - 1.84)}{2} + (-7.28) \times \left(1 - \frac{1.84}{3.2}\right) + (-3.98) \times \frac{1.84}{3.2}$$

$$M_{BC}^{Max} = 0.48KNm$$

A ELS

$$x = 1.84m$$

$$M_{BC} = 0.35KNm$$

➤ **Travée CD**

A ELU

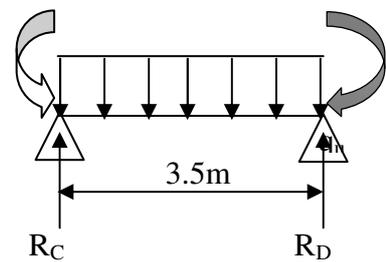
$$x = 1.73m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 1.73) = 3.01KN.m$$

$$x = 1.73m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 1.73) = 2.20 KN .m$$

3.98KN.m



➤ **Travée DE**

A ELU

$$x = 1.77m$$

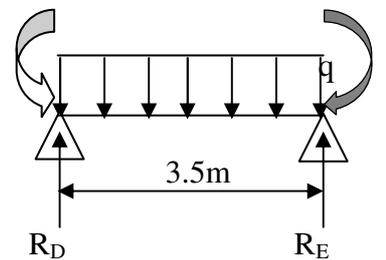
$$M_{DE}^{Max} = M(x = 1.77) = 3.02KN.m$$

A l'ELS

$$x = 1.77m$$

$$M_{DE}^{Max} = M(x = 1.77) = 2.19KN.m$$

4.32KN.m



3.98

➤ **Travée EF**

A ELU

$$x = 1.38m$$

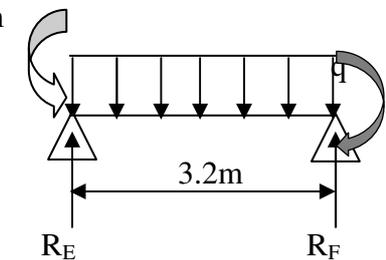
$$M_{EF}^{Max} = M(x = 1.38) = 0.48KN.m$$

A l'ELS

$$x = 1.38m$$

$$M_{EF}^{Max} = M(x = 1.38) = 0.34KN.m$$

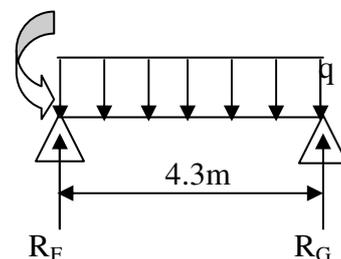
3.98KN.m



➤ **Travée FG**

A ELU

7.28KN.m



$$x = 2.51m$$

$$M_{FG}^{Max} = M(x = 2.51) = 7.3KN.m$$

A l'ELS

$$x = 2.51m$$

$$M_{FG}^{Max} = M(x = 2.51) = 5.42KN.m$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes ;

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

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

➤ **Travée AB**

A l'ELU

$$V_A = \frac{4.68 \times 4.3}{2} + \frac{(-7.28)}{4.3} = 8.45KN$$

$$V_B = -\frac{4.68 \times 4.3}{2} + \frac{(-7.28)}{4.3} = -11.85KN$$

➤ **Travée BC**

$$V_B = \frac{4.68 \times 3.2}{2} + \frac{(-3.98) - (-7.28)}{3.2} = 8.64KN$$

$$V_C = -\frac{4.68 \times 3.2}{2} + \frac{(-3.98) - (-7.28)}{3.2} = -6.31KN$$

➤ **Travée CD**

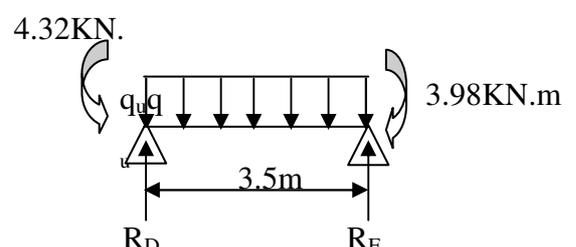
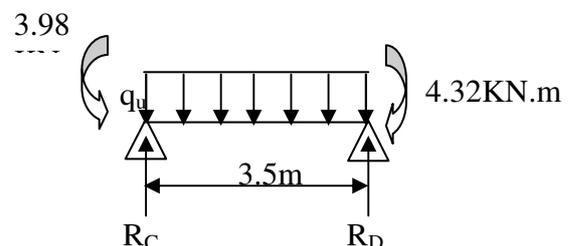
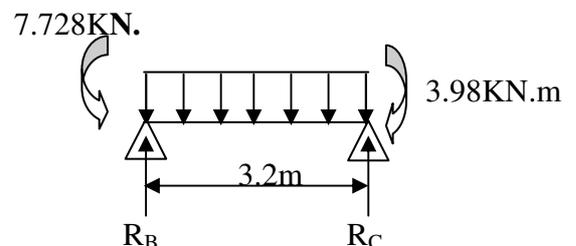
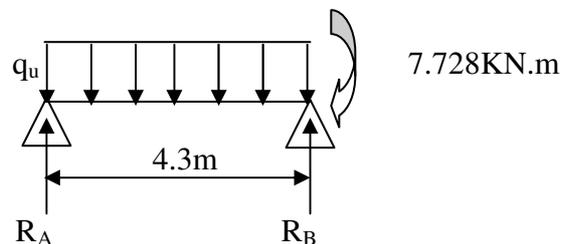
$$V_C = \frac{4.68 \times 3.5}{2} + \frac{(-4.32) - (-3.98)}{3.5} = 8.09KN$$

$$V_D = -\frac{4.68 \times 3.5}{2} + \frac{(-4.32) - (-3.98)}{3.5} = -8.29KN$$

➤ **Travée DE**

$$V_D = \frac{4.68 \times 3.5}{2} + \frac{(-3.98) - (-4.32)}{3.5} = 8.29KN$$

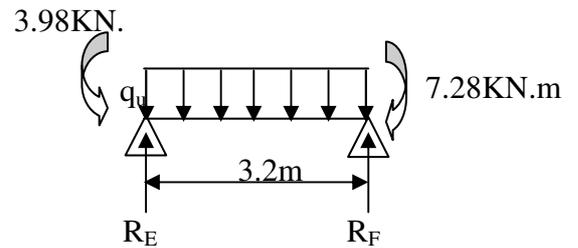
$$V_E = -\frac{4.68 \times 3.5}{2} + \frac{(-3.98) - (-4.32)}{3.5} = -8.09KN$$



➤ Travée EF

$$V_E = \frac{4.68 \times 3.2}{2} + \frac{(-7.728) - (-3.98)}{3.2} = 6.31 \text{ KN}$$

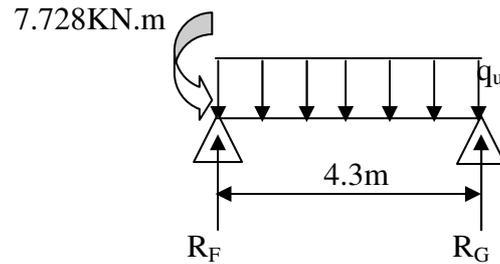
$$V_F = -\frac{4.68 \times 3.2}{2} + \frac{(-7.28) - (-3.98)}{3.2} = -8.64 \text{ KN}$$



➤ Travée FG

$$V_F = \frac{4.68 \times 4.3}{2} + \frac{(-7.728)}{4.3} = 11.85 \text{ KN}$$

$$V_G = -\frac{4.68 \times 4.3}{2} + \frac{-(-7.28)}{4.3} = -8.47 \text{ KN}$$



✓ plancher RDC usage commercial :

Tab III.8. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(01).

Type 01	A — 4.30m — B — 3.20m — C — 3.50m — D — 3.50 — E — 3.20m — FG — 4.30m											
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s	9.24	6.49	9.24	6.49	9.24	6.49	9.24	6.49	9.24	6.49	9.24	6.49
P'_u, P'_s	7.79	5.41	7.79	5.41	7.79	5.41	7.79	5.41	7.79	5.41	7.79	5.41
M_g	0	0	12.12	8.41	6.61	4.60	7.20	4.99	6.62	4.60	12.12	8.41
M_d	12.86	8.92	6.61	4.6	7.20	4.99	6.62	4.60	12.86	8.92	0	0
M_t	12.10	8.41	0.48	0.32	5.04	3.49	5.04	3.49	0.67	0.47	12.10	8.41
V_g	13.75	-	10.51	-	13.79	-	13.47	-	14.41	-	19.74	-
V_d	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-13.75	-

Tab III.9. Résultats de calcul a l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(02).

Type 02	A — 4.30m — B — 3.20m — C			
	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	9.24	6.49	9.24	6.49
P'_u, P'_s (KN/m)	7.79	5.41	9.24	5.41
M_g (KN.m)	0	0	13.72	9.52
M_d (KN.m)	13.72	9.52	0	0
M_t (KN.m)	11.90	8.26	4.29	2.97
V_g (KN)	13.55	-	15.43	-

	19.94		9.49	
--	-------	--	------	--

Tab III.10. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(03).

Type 03						
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s	9.24	6.49	9.24	6.49	9.24	6.49
P_u', P_s'	7.79	5.41	7.79	5.41	7.79	5.41
M_g	0	0	9.02	6.26	12.86	8.93
M_d	9.02	6.26	12.86	8.93	0	0
M_t	7.84	5.45	-0.88	-0.61	12.15	8.44
V_g	11.05	-	11.26	-	19.74	-
V_d	16.20	-	13.66	-	13.74	-

- plancher Etage courant usage habitation:

Tab III.11. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(06).

Type 06								
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	5.83	4.21	5.83	4.21	5.83	4.21	5.83	4.21
M_0 (KN.m)	13.47	9.73	14.76	10.66	14.11	10.19	14.76	10.66
M_g (KN.m)	0	0	7.38	5.33	5.64	4.07	7.38	5.33
M_d (KN.m)	7.38	5.33	5.64	4.07	7.38	5.33	0	0
M_t (KN.m)	10.72	7.74	9.14	6.60	8.45	6.10	12.09	8.73
V_g (KN)	12.53	-	14.30	-	13.12	-	14.43	-
V_d (KN)	14.30	-	13.12	-	14.43	-	13.12	-

Tab III.12. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(04).

Type 04				
	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	5.83	4.21	5.83	4.21
M_0 (KN.m)	13.47	9.73	14.76	10.66
M_g (KN.m)	0	0	8.85	6.40
M_d (KN.m)	8.85	6.40	0	0
M_t (KN.m)	9.72	7.21	11.35	8.20

V_g (KN)	12.53	-	15.09	-
V_d (KN)	15.09	-	13.12	

Tab III.13. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(01).

Type 01												
	ELU	ELS										
P_u, P_s	5.83	4.21	5.83	4.21	5.83	4.21	5.83	4.21	5.83	4.21	5.83	4.21
P'_u, P'_s	4.37	3.13	4.37	3.13	4.37	3.13	4.37	3.13	4.37	3.13	4.37	3.13
M_g	0	0	6.80	4.86	3.71	2.66	4.04	2.89	3.72	2.66	6.80	4.86
M_d	6.80	4.86	3.71	2.66	4.04	2.89	3.72	2.66	6.80	4.86	0	0
M_t	6.99	5.01	0.46	0.33	0.93	0.68	0.93	0.68	0.46	0.33	6.99	5.01
V_g	7.81	-	7.95	-	7.56	-	7.74	-	6.03	-	10.97	
V_d	10.97	-	-6.03	-	-7.74	-	-7.56	-	-7.95	-	-7.81	

Tab III.14. Résultats de calcul a l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(02).

Type 02				
	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	5.83	4.21	5.83	4.21
P'_u, P'_s (KN/m)	4.37	3.13	4.37	3.13
M_g (KN.m)	0	0	7.71	5.52
M_d (KN.m)	7.71	5.52	0	0
M_t (KN.m)	9.90	7.17	4.10	2.98
V_g (KN)	10.74	-	14.33	-
V_D (KN)	-14.33		- 6.92	

Tab III.15. Résultats de calcul a l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(03).

Type 03						
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	5.83	4.21	5.35	4.21	5.83	4.21
P'_u, P'_s (KN/m)	4.37	3.13	4.37	3.13	4.37	3.13
M_g (KN.m)	0	0	5.07	3.63	7.23	5.17
M_d (KN.m)	7.07	3.63	7.23	5.17	0	0
M_t (KN.m)	6.58	4.76	1.35	1.02	10.11	7.32
V_g KN	8.75	-	11.65	-	14.22	-

V_d (KN)	11.65	-	14.22	-	10.86	-
------------	-------	---	-------	---	-------	---

Tab III.16. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(04).

Type 04				
	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s (KN/m)	5.83	4.21	5.83	4.21
M_0 (KN.m)	13.47	9.73	14.76	10.66
M_g (KN.m)	0	0	8.85	6.40
M_d (KN.m)	8.85	6.40	0	0
M_t (KN.m)	9.72	7.02	11.35	8
V_g (KN)	12.53	-	15.08	-
V_d (KN)	14.4	-	13.12	-

- Pour plancher terrasse inaccessible :

Tab III.17. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(01).

Type 01												
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
P_u, P_s	6.53	4.76	6.53	4.76	6.53	4.76	6.53	4.76	6.53	4.76	6.53	
P_u', P_s'	4.68	3.39	4.68	3.39	4.68	3.39	4.68	3.39	4.68	3.39	4.68	3.39
M_g	0	0	7.728	5.6	3.98	2.88	4.32	3.13	3.98	2.88	7.728	5.6
M_d	7.728	5.6	3.98	2.88	4.32	3.13	3.98	2.88	7.728	5.6	0	0
M_t	7.3	5.42	0.48	0.35	3.01	2.20	3.02	2.19	0.48	0.35	7.3	5.6
V_g	8.64	-	8.64	-	8.09	-	8.29	-	6.31	-	11.75	
V_d	11.85	-	6.31	-	8.29	-	8.09	-	8.64	-	8.37	

Tab III.18. Résultats de calcul à l'ELU et l'ELS de la poutrelle type(01).

Type 01										
	ELU	ELS								
q_u, q_s	6.53	4.76	6.53	4.76	6.53	4.76	6.53	4.76	6.53	4.76
M_0	15.09	11.01	16.53	12.06	15.80	11.53	16.53	12.06	15.09	11.01
M_g	0	0	8.26	6.03	6.61	4.82	6.61	4.82	8.26	6.03

M_d	8.26	6.03	6.61	4.82	6.61	4.82	8.26	6.03	0	0
M_t	11.71	8.55	9.92	7.23	9.98	7.28	9.92	7.23	11.71	8.55
V_g	14.04	-	16.16	-	14.69	-	14.69	-	16.16	-
V_d	16.16	-	14.69	-	14.69	-	16.16	-	14.04	-

On procède à un exemple de calcul. Soit l'exemple de calcul des poutrelles pour tous les étages courant. Et pour le plancher sous-sol qui supporte Q commercial

On utilise les sollicitations maximales pour le ferrailage :

✓ **calcul des aciers longitudinaux :**

Soit un exemple de calcul pour le type le plus défavorable dans les étages courant

$$M_t^u = 11.35 \text{ KN.m}; M_t^s = 8.20 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{intu} = 8.85 \text{ KN.m}; M_a^{ints} = 6.40 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{riveu} = 0.15 \times M_0^u = 2.21 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{rives} = 0.15 \times M_0^s = 1.6 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 15.08 \text{ KN}$$

Avec:

- M_a^{intu} : moment en appui intermédiaire à l'ELU.
- M_a^{ints} : moment en appui intermédiaire à l'ELS.
- M_a^{riveu} : moment en appui de rive à l'ELU.
- M_a^{rives} : moment en appui de rive à l'ELS.

La poutrelle travaille à la flexion simple sous un moment dû au chargement vertical sur les planchers.

Calcul du moment équilibré par la table M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right); f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

On a: $b = 0.65 \text{ m}; h_0 = 0.04 \text{ m}; b_0 = 0.10 \text{ m}; d = 0.18 \text{ m}.$

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

$$M_t^{\max} = 11.35 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous amène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

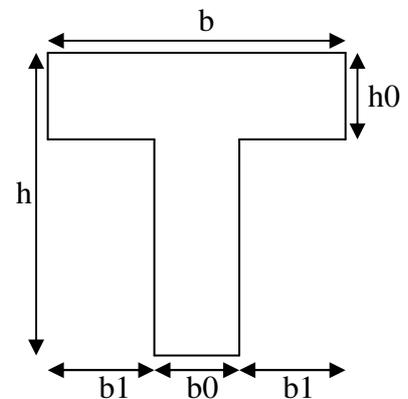
➤ **Calcul des armatures en travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.35 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0378 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a: $\mu_l = 0.3916 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$

▪ **Calcul de A:**



$$A = \frac{M_{trav}^{max}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0378}) = 0.0481$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0481) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{11.35 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.84 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_t$ C'est vérifié.

Donc on ferraille avec A_t calculée

On adopte **A=3T10 = 2.36cm²**

- **En appuis :**

Appuis intermédiaires : La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_{tu} = 94.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui}^{max} = 8.85 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tu} > M_{appui}^{max}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.85 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.114$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\%_0 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.114}) = 0.0376$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0376) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_{int} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8.85 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{calculé}$$

On choisit **A = 1HA12 + 1HA10 = 1.92cm²**

Appui de rive :

$$\mu_{bU} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{2.21 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.048$$

$\mu_{bU} < \mu_L = 0.3916$ —————> pas d'acier comprimée ($A' = 0$).

$\mu_{bU} = 0.048 < 0.186$ —————> pivot A ($\xi_s = 10\%_0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bU}}) = 0.0092$$

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.0055) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.21 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_{calculé}$$

Donc on ferraille avec A_{min} On choisit $A = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$

• **Cisaillement :**

$$V^{max} = 15.08 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{15.08 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.837 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 99}).$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ pas de risque de cisaillement.

➤ **Choix des armatures transversales :**

$$\phi = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{min}^l \right) = \min \left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte un étrier de $\phi_6 \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$,

• **L'espacement:**

$$St \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ty} K)} \dots\dots\dots \text{CBA93(Art A.5.1.2.2)}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St \leq 11.05 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à L'ELU :**

- **Vérification des armatures longitudinales (A_l) vis-à-vis de l'effort tranchant (V_u) :**

L'appui intermédiaire :

$$F_c = \frac{M_u}{0.9d} = -\frac{11.35}{0.9 \times 0.18} = -70.61 \text{ KN}$$

$$|F_c| \geq \|V_u\|$$

⇒ Les A_l^{inf} ne sont pas soumises à aucun effort de traction.

- **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{15.08 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$A_l \geq 0.43 \text{ cm}^2$ C'est vérifié.

- **Vérification de la jonction table - nervure :**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{0.18 \times 15.08 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.644 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifiée.

- **Vérification de la bielle:**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : a = min [0.9d ; largeur de l'appui -4cm]

$$a = 16.2 \text{ cm}$$

$V_u = 15.08 \text{ KN} < 108.1 \text{ KN}$ C'est vérifiée.

- **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

- L'état limite de compression du béton.
- L'état limite d'ouverture des fissures.
- L'état limite de déformation.

- **Etat limite de compression du béton : ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- **En travée :**

$$M_t^{max} = 8.20 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 0.223 \times 10^{-4}$$

$H > 0$ alors l'axe neutre passe par la table de compression ce qui implique un calcul d'une section rectangulaire (b×h),

Calcul de y :

$$0.65y^2 - 30 \times 2.37 \times 10^{-4} \times (0.18 - y) = 0$$

$$65y^2 + 71.11y - 1279.8 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : y = 3.92cm

$$\text{Calcul de I: } I = \frac{by^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2$$

$$I = 8.32 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.20 \times 10^{-3}}{8.37 \times 10^{-5}} \times 0.0392 = 3.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.21 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

On a F.P.N \Rightarrow inutile de vérifier la contrainte de traction dans l'acier.

En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 6.4 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.168 \times 10^{-4}$$

$H > 0$ alors l'axe neutre passe par la table de compression ce qui implique un calcul d'une section rectangulaire (b×h),

$$y = 3.54 \text{ cm}$$

$$I = 6.99 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.24 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**..... **CBA93 (Art B-6-3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de déformation :** **CBA93 (Article B.6.5.1)**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

h : Hauteur totale de la poutrelle.

l : Longueur de la travée

M_t : Moment réel en travée

M_0 : Moment isostatique

- **Evaluation de la flèche :** **CBA93 (Article B.6.5.1)**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une

vérification de la flèche :

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.67 = 1.73 \text{ KN/m}$$

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.98 = 3.237 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (4.98 + 1.5) = 4.21 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{1.73 \times 4.50^2}{8} = 3.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{3.237 \times 4.50^2}{8} = 6.145 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{4.21 \times 4.50^2}{8} = 8 \text{ KN.m}$$

▪ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

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

$$V_1 = \frac{1}{13354} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 \right) \Rightarrow 10.21 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.21^3 + 9.79^3) + 15 \times 2.36 \times (10.21 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 488385 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 48838.5 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)})$$

Calcul de λ_i et λ_v :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131 \quad \text{Le rapport de l'aire de la section tendue à l'aire de la section}$$

utile de la nervure.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.0131} = 3.23 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.23 = 1.291$$

Contraintes

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{3.28 \times 10^3}{37.85} = 86.65 MPa$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{6.145 \times 10^3}{38.01} = 162.35 MPa$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{8 \times 10^3}{37.85} = 211.36 MPa$$

• **Calcul de μ :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si : } \mu > 0 \quad \text{si non } \mu = 0 .$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 86.65 + 2.1} = 0.55 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 162.35 + 2.1} = 0.345 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0131 \times 211.36 + 2.1} = 0.278 > 0$$

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 MPa$$

$E_i = 32164.2 MPa$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 MPa \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

➤ **Moment d'inertie fictive (I_f) :**

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} : \text{ le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence}$$

éventuelle des fissures dans les zones tendues.

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 48838.5}{1 + 2.23 \times 0.55} = 24128.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 48838.5}{1 + 2.23 \times 0.345} = 30362.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 48838.5}{1 + 2.23 \times 0.278} = 33163.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 48838.5}{1 + 1.29 \times 0.345} = 37176.81 \text{ cm}^4$$

➤ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} = \frac{3.28 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 321642 \times 241286 \times 10^{-8}} = 0.86 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} = \frac{6.14 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 321642 \times 3036276 \times 10^{-8}} = 0.122 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}} = \frac{8 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 321642 \times 3316317 \times 10^{-8}} = 1.52 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fvg}} = \frac{6.14 \times 10^{-3} \times 4.50^2}{10 \times 1072140 \times 3717681 \times 10^{-8}} = 3.12 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$= 3.12 + 1.52 - 0.122 - 0.86 = 3.65 \times 10^{-3} \text{ m}$$

• **La flèche admissible :**

La flèche admissible pour une poutre inferieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

$\Delta f = 0.365 \leq 0.9 \text{ cm}$ C'est vérifié.

- **Ferraillage des différents types de poutrelles** Les résultats de ferraillage des différents types de poutrelles dans les différents types de planchers sont résumés dans le tableau suivant :

Usage commercial plancher sous-sol :

Tab III.19.Le ferraillage des différents types de poutrelles dans plancher RDC

type	Moment en travée				Moment en appui inter				Moment en appui de rive			
	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_b	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
1	M _t =12.10 KN.m				M _a ^{int} 12.86 KN.m				M _a ^{rive} =2.7 KN.m			
	0.040	0.051	0.17	1.97	0.	0.4	0.14	2.47	0.0	0.001	0.179	0.43

	5	7	6		28	2	9		09	1		
2	$M_t=11.9 \text{ KN.m}$				$M_a^{int}=13.72 \text{ KN.m}$				$M_a^{rive}=2.7 \text{ KN.m}$			
	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
	0.0399	0.0509	0.176	1.94	0.29	0.45	0.14	2.67	0.09	0.0011	0.179	0.43
3	$M_t=12.15 \text{ KN.m}$				$M_a^{int}=12.86 \text{ KN.m}$				$M_a^{rive}=2.70 \text{ KN.m}$			
	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
	0.047	0.0519	0.176	1.97	0.28	0.42	0.14	2.47	0.09	0.0011	0.179	0.43

Usage habitation plancher du 1^{ere} étage

Tab III.20. Le ferrailage des différents types de poutrelles dans planchers 1^{ere} étage

Type	Moment en travée				Moment en appui inter				Moment en appui de rive			
1	$M_t=12.09 \text{ KN.m}$				$M_a^{int}=8.85 \text{ KN.m}$				$M_a^{rive}=2.21 \text{ KN.m}$			
	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
	0.04	0.0514	0.176	1.96	0.039	0.37	0.177	1.43	0.005	0.001	0.179	0.35

Tab III.21. Ferrailage des différents types de poutrelles pour les autres planchers étages courants

Type	Moment en travée				Moment en appui inter				Moment en appui de rive			
1	$M_t=11.35 \text{ (KN.m)}$				$M_a^{int}=8.85 \text{ KN.m}$				$M_a^{rive}=2.21 \text{ KN.m}$			
	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
	0.0378	0.048	0.176	1.84	0.039	0.376	0.177	1.43	0.005	0.001	0.179	0.35

- Plancher terrasse inaccessible :

Tab III.22. Le ferrailage des différents types de poutrelles dans les différents planchers

Type	Moment en travée				Moment en appui inter				Moment en appui de rive			
1	$M_t=11.71 \text{ KN.m}$				$M_a^{int}=8.26 \text{ KN.m}$				$M_a^{rive}=2.38 \text{ KN.m}$			
	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)
	0.0392	0.050	0.176	1.9	0.197	0.247	0.162	1.46	0.005	0.001	0.179	0.35

- **Choix des barres et vérification au cisaillement :**
- **Usage commercial plancher RDC:**

Tab III.23. Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement

Type	En travée (cm ²)	En appui intermédiaire (cm ²)	En appui de rive (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (Mpa)
1	3HA10=2.36	1HA12+1HA14=2.68	1HA12=1.13	19.74	1.096	3.25
2	10HA10=2.36	1HA12+1HA14=2.68	1HA12=1.13	19.94	1.107	3.25
3	3HA10=2.36	1HA12+1HA14=2.68	1HA12=1.13	19.74	1.096	3.25

- **Usage habitation plancher étage courant :**

Tab III.24. Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement

En travée (cm ²)	En appui intermédiaire (cm ²)	En appui de rive (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (Mpa)
3HA10=2.36	1HA10+1HA12=1.92	1HA10=0.79	15.08	0.838	3.25

- **Plancher terrasse inaccessible :**

Tab III.25. Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement

En travée (cm ²)	En appui intermédiaire (cm ²)	En appui de rive (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (Mpa)
3HA10=2.36	1HA10+1HA12=1.92	1HA10=0.79	16.16	0.897	3.25

Conclusion: étage courant et terrasse inaccessible et le RDC

- ✓ 3HA10 en travée pour tous les types de poutrelles
 - ✓ 1HA10+1HA12 en appui intermédiaire pour tous les types de poutrelles.
 - ✓ 1HA10 en appui de rive pour tous les types de poutrelles.
- Pour l'étage commercial on opte pour 3HA10 en travée
- ✓ 1HA12 +1HA10 en appui de rive
 - ✓ 1HA12+1HA14 en appui intermédiaire

Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles ont prend A_t=2Φ6=0.57cm² L'espace S_t=15 cm pour toutes les poutrelles.

- **Vérification à l'ELS :**

a) Etat limite de compression de béton : les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Usage commercial plancher RDC :**

Tab III.26. Vérification de l'état limite de compression du béton

Type	En travée				En appui				
	M _t (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	M _a (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)
1	8.41	8.32×10 ³	3.92	3.98	8.92	9.26.39×10 ³	4,14	3.99	15
2	8.26	8.32×10 ³	3.92	3.89	9.52	9.26×10 ³	4.14	4.25	15
3	8.44	8.32×10 ³	3.92	3.97	8.93	9.26×10 ³	4.14	3.99	15

- Usage habitation plancher du RDC :

Tab III.27. Vérification de l'état limite de compression du béton

En travée				En appui				
M _t (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	M _a (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)
8.73	8.32×10 ³	3.92	3.42	6.4	6.99×10 ³	3.54	3.24	15

Usage habitation plancher du étage courant:

Tab III.28. Vérification de l'état limite de compression du béton

En travée				En appui				
M _t (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	M _a (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)
8.20	8.32×10 ³	3.92	3.21	6.4	6.99×10 ³	3.54	3.24	15

Plancher terrasse inaccessible :

Tab III.29. Vérification de l'état limite de compression du béton

En travée				En appui				
M _t (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	M _a (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)
8.55	8.32×10 ³	3.92	4.02	8.26	6.99×10 ³	3.57	3.08	15

b) Etat limite de déformation du béton :

Tab III.30. Vérification de l'état limite de compression du béton.

type	q_{jser} (KN/m)	q_{gser} (KN/m)	q_{pser} (KN/m)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	Remarque
1	1.73	3.237	6.587	0.259	0.86	Vérifiée
2	1.73	3.237	6.587	0.396	0.86	Vérifiée
3	1.73	3.237	6.587	0.31	0.86	Vérifiée

Tab III.31. Vérification de l'état limite de compression du béton.

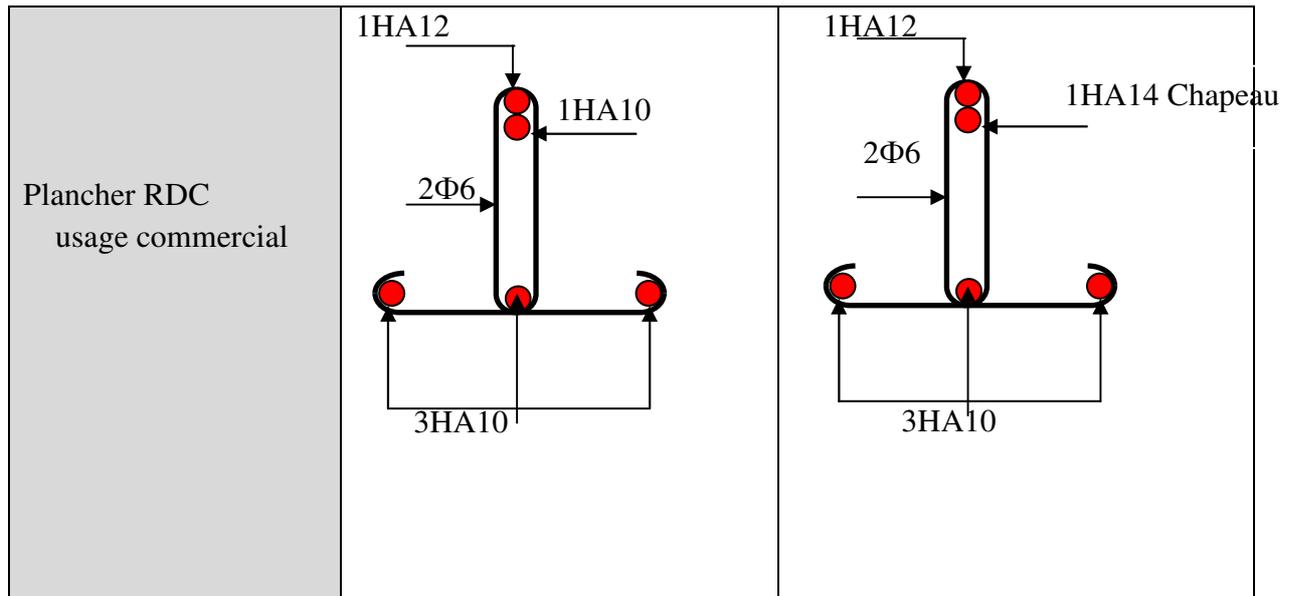
type	q_{jser} (KN/m)	q_{gser} (KN/m)	q_{pser} (KN/m)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	Remarque
Plancher RDC	1.73	3.237	4.21	0.365	0.9	Vérifiée
Plancher étage courant	1.73	3.237	4.21	0.365	0.9	Vérifiée
Plancher terrasse	1.73	3.237	4.76	0.306	0.9	Vérifiée

- **Les schémas de ferrailage des poutrelles :**

Après avoir vérifié les flèches on a opté pour le ferrailage suivant :

Tab III.32. Schéma de ferrailage des poutrelles des différents planchers.

Plancher	Travée et appui de rive	Travée et appui intermédiaire
Etage courant + terrasse inaccessible	<p>2HA10 (1 filante+1 Chapeau)</p> <p>3HA10</p>	<p>1HA10</p> <p>1HA12 Chapeau</p> <p>2Φ6</p> <p>3HA10</p>



III.1.3 : Ferrailage de la table de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 400$ MPa

$$50\text{cm} \leq l_0 = 65\text{cm} \leq 80\text{cm}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ (cm}^2/\text{ml)} \dots\dots\dots\text{CBA93(B.6.8.4.2.3)}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit

5HA6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20cm ≤ 20cm...Vérifiée.

4HA6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → St = 25cm ≤ 30cm...Vérifiée.

Ou bien : $A_{\perp} = A_{\parallel} = TS\emptyset_5(15 \times 15\text{cm}^2)$

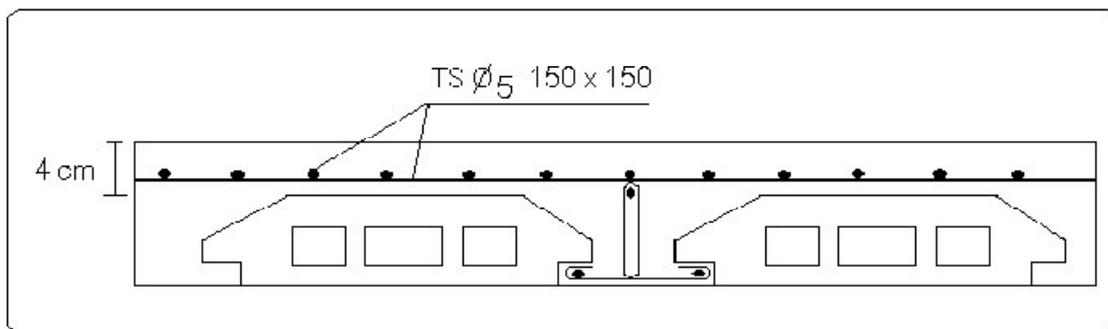


Figure III.1. : Schéma de ferrailage de la table de compression

III.1.4. Etude des dalles pleines:

1. dalle sur trois appuis :

On étudiera le panneau le plus sollicité D1 :

- **Méthode de calcul :** on utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL 91), et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

On a $\frac{L_y}{2} = 2.1m > L_x = 1.5m$ alors

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

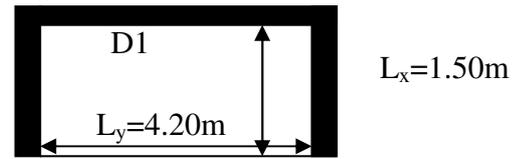


Fig.III.2 : Schéma d'une dalle sur trois appuis

- **Calcul des sollicitations :**
 - **Evaluation des charges et surcharge:**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.357 \leq 0.4 \Rightarrow$$

La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

$$G = 5.07KN/m^2$$

$$Q = 3.5KN/m^2$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.09KN/m^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.57KN/m^2$$

- **Calcul à l'ELU :**

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{0x} = -29.92KN.m \\ M_{0y} = -6.80KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = -22.44KN.m \\ M_y^t = -5.18KN.m \end{cases}$$

$$\text{Pour les appuis intermédiaires on a : } M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} = -14.96KN.m \\ -0.5 \times M_{0y} = -3.40KN.m \end{cases}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{12.09 \times 1.5}{2} = 9.07KN$$

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

$$A_{\min} = \sigma_s \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{BAEL 91 Article B.7.4}$$

Si : $A_{\text{calculée}} > A_{\min}$ alors on ferraille avec $A_{\text{calculée}}$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.33 : Ferrailage du panneau D1

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculé (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A adopté cm ² /ml
Sens x-x	Travée	22.44	4.96	1.2	5HA12= 5.65
	Appuis intermédiaire	14.96	3.31	1.2	4HA12= 4.52
Sens y-y	Travée	5.18	1.14	1.2	4HA8= 2.01
	Appuis intermédiaire	14.96	3.31	1.2	4HA12= 4.52

- **Espacement :**

//L_x: S_t= min(3e ; 20cm) ⇒ S_t= 20 cm.

//L_y: S_t= min(4e ; 25cm) ⇒ S_t= 25 cm.

- **Vérification a l'ELU :**

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.091 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.091 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{0x} = -21.21 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = -4.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = -15.91 \text{ KN.m} \\ M_y^t = -3.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour les appuis intermédiaires on a : $M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} = -10.6 \text{ KN.m} \\ -0.5 \times M_{0y} = -10.6 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MP}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.34: contraintes dans le béton du panneau D1

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{adm} (MPA)	Remarque
Selon x-x	15.91	3	4602.75	10.22	15	Vérifiée
Selon y-y	3.69	2.17	2026.6	3.9	15	Vérifiée
Appui inter	10.6	3.6	3353.58	9.7	15	Vérifiée

Tab III.35: contraintes dans l'acier du panneau D1

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st} (MPA)	σ_{adm} (MPA)	Remarque
Selon x-x	15.91	3	4602.75	511	240	Non vérifiée
Selon y-y	3.69	2.17	2026.6	291.96	240	Non vérifiée
Appui inter	10.6	3.6	3353.58	379.91	240	Non vérifiée

Donc en augmentant la section d'acier : Soit 6HA14=9.24 cm²/ml

Tab III.36 : Ferrailage du panneau D1

Sens	Localisation	M (KN.m)	A adopté cm ² /ml
Sens x-x	Travée	22.44	6HA14= 9.24
	Appuis	14.96	4HA12= 4.52
Sens y-y	Travée	5.18	4HA8= 3.14
	Appuis	14.96	4HA12= 4.52

Tab III.37: contraintes dans l'acier du panneau D1

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	σ_{st}	Remarque
Selon	15.91	4.05	7121.09	9.07	199.1	Vérifiée

x-x						
Selon y-y	3.69	2.63	3164.7	3.00	126.22	Vérifiée
Appui inter	10.6	3.06	4202.56	1.75	216.3	Vérifiée

▪ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\text{Sens x-x : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

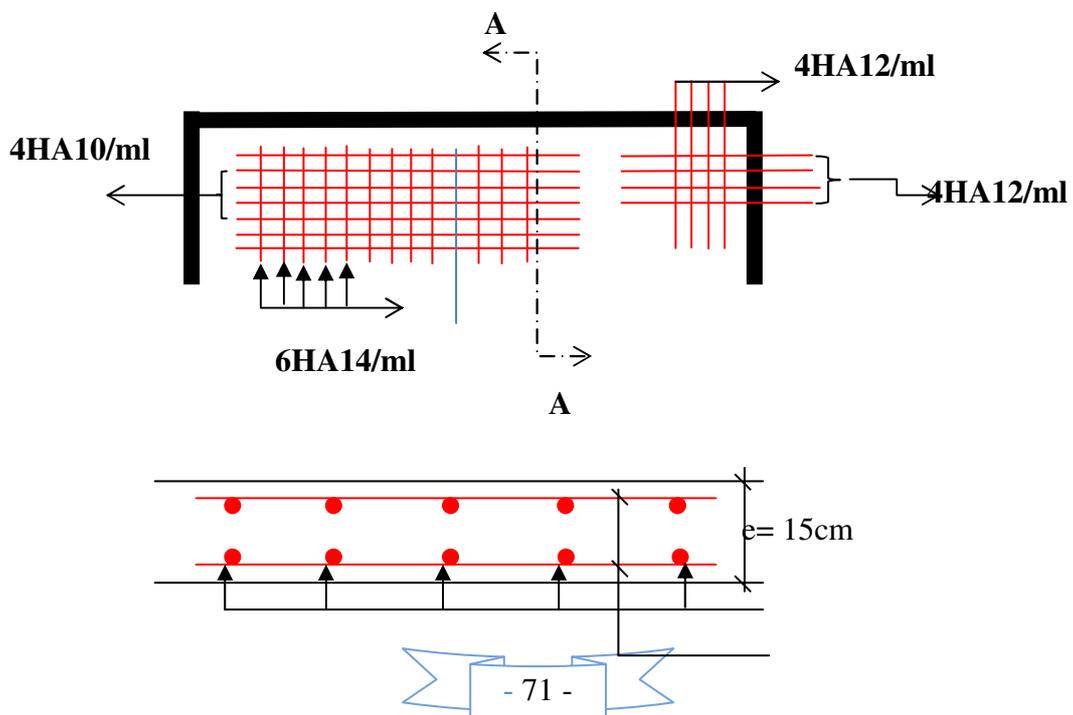
On a : l=1.5m , h=0.15m, bo=1m, d=0.1m, Mt=15.91m, Mo=21.21m

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

$$\frac{15.91}{10 \times 21.21} = 0.075$$

$$\frac{5.65}{100 \times 10} = 0.00565$$

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



4HA10/ml
Coupe A-A

6HA14/ml

Fig.III.3 : schéma de ferrailage du panneau D1

Dalle du panneau D5 (dalle sur trois appuis) :
ce panneau à le même ferrailage que D1

2. Dalle sur deux appuis perpendiculaires :

On étudiera le panneau D2

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.00}{1.15} = 0.87 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M^t = 0.75 \times M_0$$

- **Calcul des sollicitations :**
 - **Evaluation des charges et surcharge :**

$$G = 5.07 \text{ KN/m}^2$$

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

appuis

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 8.57 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.59 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.425 \text{ KN.m} \end{cases} =$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.44 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.32 \text{ KN.m} \end{cases} =$$

$$\text{Pour les appuis intermédiaires, on a : } M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} = -0.295 \text{ KN.m} \\ -0.5 \times M_{0y} = -0.2125 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{P_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 4.21 \text{ KN}$$

- **Ferrailage :**

Le ferrailage est calculé à la flexion simple pour une bande de 1m (b = 1m).

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tab III.38: Ferrailage du balcon sur deux appuis

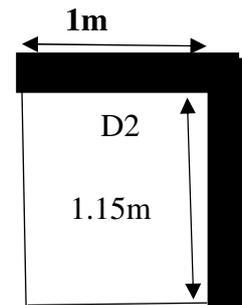


Fig.III.4 : schéma d'une dalle sur deux

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculé/ml	A _{min} (cm ²)	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	0.44	0.11	1.2	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	0.295	0.070	1.2	4HA8=2.01 cm ²
Sens y-y	En travée	0.3	0.074	1.2	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	0.295	0.070	1.2	4HA8=2.01 cm ²

Avec un espacement de 20 cm

- Vérification à l'ELU:
 - Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0324 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0324 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.07 \times f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Vérification à l'ELS :

$$v = 0.2, \rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.42 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0.3 \text{ KN.m} \end{cases} =$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.31 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.22 \text{ KN.m} \end{cases} =$$

Pour les appuis intermédiaires on a : $M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} = -0.21 \text{ KN.m} \\ -0.5 \times M_{0y} = -0.21 \text{ KN.m} \end{cases}$

Vérification des contraintes :

la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie donc les contraintes dans le béton et l'acier.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.39: contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis

Le sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
Selon x-x	0.31	2.21	2996.8	0.23	15	Vérifiée
Selon y-y	0.22	2.21	2996.8	0.16	15	Vérifiée

Appui inter	0.58	2.21	2996.8	0.15	15	Vérifiée
-------------	------	------	--------	------	----	----------

Tab III.40: contraintes dans l'acier du panneau D2

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st}	σ_{adm}	Remarque
Selon x-x	0.31	2.21	2996.8	16.84	240	Vérifiée
Selon y-y	0.22	2.21	2996.8	11.72	240	Vérifiée
Appui inter	0.58	2.21	2996.8	10.98	240	Vérifiée

• Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\text{Sens x-x, Sens y-y : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

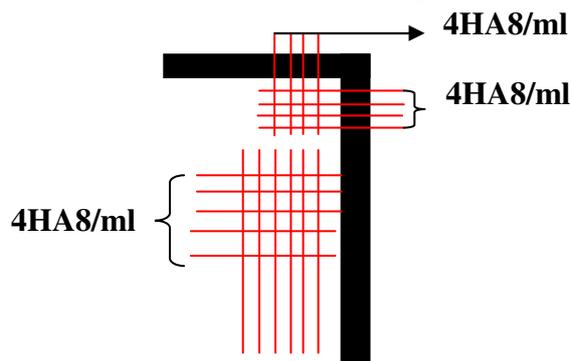
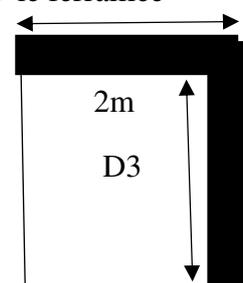


Fig.III.5. Schéma de ferrailage du balcon sur deux appuis

Remarque : malgré que ce panneau est soumis a de faible sollicitation on peut le ferrailée comme le panneau D1 sous le critère continuité ;

On étudiera le panneau D3

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{3} = 0.67 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$



$$M^t = 0.75 \times M_0$$

3m

• **Calcul des sollicitations :**

Fig.III.6 : schéma d'une dalle sur deux appuis

▪ **Evaluation des charges et surcharge :**

$$G = 5.07 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 8.57 \text{ KN/m}^2$$

• **Calcul à l'ELU :**

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases} \text{ (Annexe I)}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{0x} = 3.5 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 2.97 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 1.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Pour les appuis intermédiaires on a : } M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} = -1.75 \text{ KN.m} \\ -0.5 \times M_{0y} = -1.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{P_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 9.06 \text{ KN}$$

• **Ferraillage :**

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

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant

Tab III.41: Ferraillage du balcon sur deux appuis

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculé/ml	A _{min} (cm ²)	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	2.97	0.66	1.6	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	3.5	0.78	1.6	4HA8=2.01 cm ²
Sens y-y	En travée	1.16	0.26	1.6	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	1.36	0.3	1.6	4HA8=2.01 cm ²

Avec un espacement de 20 cm

• **Vérification à l'ELU:**

▪ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0738 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0738 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.07 \times f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$v = 0.2, \rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 2.35 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 2 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 1.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour les appuis intermédiaires on a : $M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} = -1.175 \text{ KN.m} \\ -0.5 \times M_{0y} = -1.175 \text{ KN.m} \end{cases}$

Vérification des contraintes :

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie uniquement donc les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.42: contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis

Le sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
Selon x-x	2	2.51	3844.82	1.3	15	Vérifiée
Selon y-y	1.44	2.51	3844.82	0.94	15	Vérifiée
Appui inter	1.17	2.51	3844.82	0.763	15	Vérifiée

▪ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\text{Sens x-x, Sens y-y : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

Schéma de ferrailage :

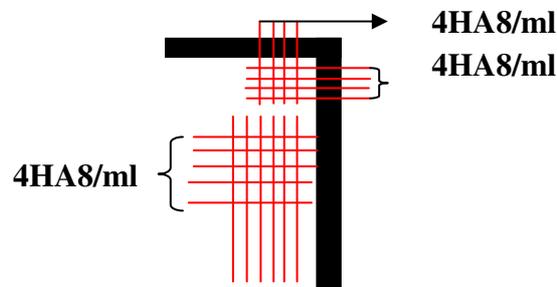


Fig.III.7. Schéma de ferrailage du balcon sur deux appuis

3. Calcul de la dalle sur un seul appui

- Calcul à L'ELU :

$$: q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.09 \text{ KN} / \text{m}^2$$

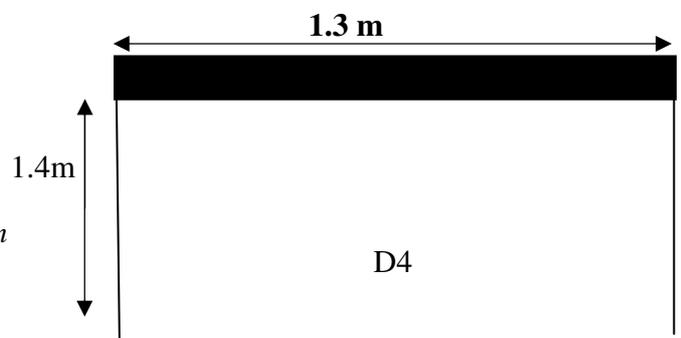
P : poids du garde-corps.

$$M = \frac{q \times L^2}{2} + (P_u \times L) = \frac{12.09 \times 1.4^2}{2} + 1 \times 1.4 = 13.25 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u + Q_u \times L = 12.09 \times 1.4 = 17.59 \text{ KN}.$$

- Ferrailage :

μ_b	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{opt}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$	$A_r(\text{cm}^2/\text{ml})$
0.05	0.063	0.127	2.99	5HA10=3.92	25	4HA8=2.01



- Vérification à L'ELU :

- Vérification vis à vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.135 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.135 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{adm} = 0.07 \times f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

- Vérification à L'ELS :

$$q_s = G + Q = 8.57 \text{ KN/m}$$

$$M = \frac{q_s \times L^2}{2} + (P_s \times L) = \frac{8.57 \times 1.1^2}{2} + (1 \times 1.4) = 9.8 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes :

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie uniquement donc les contraintes dans le béton.

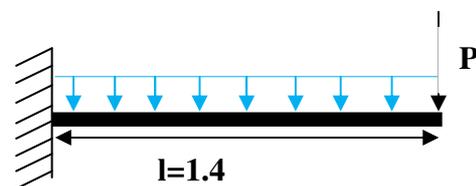


Fig.III.8: schéma statique de la dalle

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right)$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
8.35	3.06	4662.05	6.43	15	vérifiée	213.3	240	Vérifiée

▪ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\text{Sens x-x, Sens y-y : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{01.4} = 0.1 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(\text{vérifiée})$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{8.35}{10 \times 9.8} = 0.08 \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(\text{vérifiée})$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 13} = 3.02 \times 10^{-3} \Rightarrow \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(\text{vérifiée})$$

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

Schéma de ferrailage :

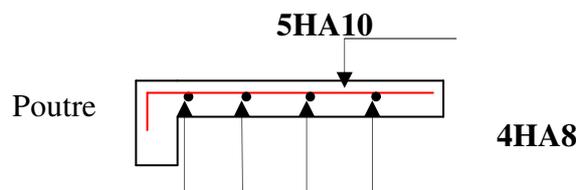


Fig.III.9: section transversale du balcon.

III.5. Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section a ferrailée comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 15cm.

III.5.1. Calcul d'escalier type I :

• **Le chargement :**

✓ Sur la volée :

$$G = 7.21 / \cos 34.21$$

$$G = 8.72 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

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

✓ Sur le palier :

$$G = 5.11 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

Combinaison de charges :

✓ Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.52 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 11.22 \text{ KN} / \text{m}$$

✓ Pour le palier :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.41 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.61 \text{ KN} / \text{m}$$

**Les sollicitations :
à l'ELU**

$$M_t^{\max} = 11.35 \text{ Kn.m.}$$

$$M_a^{\max} = -29.95 \text{ Kn.m}$$

$$V^{\max} = 43.81 \text{ Kn.}$$

à l'ELS

$$M_t^{\max} = 10.61 \text{ Kn.m.}$$

$$M_a^{\max} = -19.97 \text{ Kn.m}$$

$$V^{\max} = 30.23 \text{ Kn.}$$

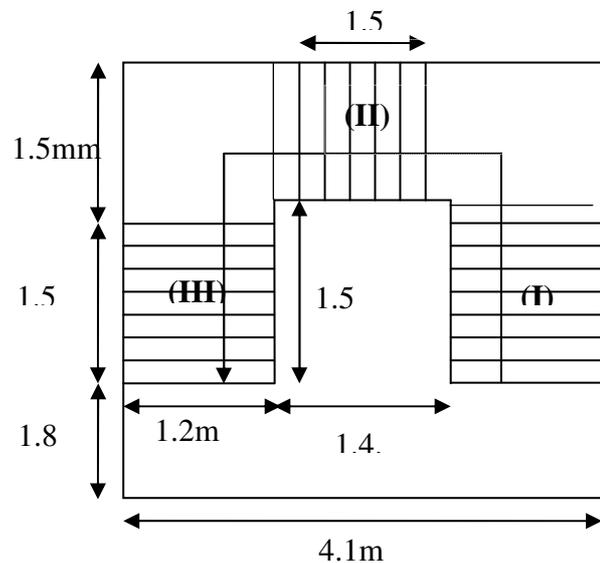


Fig.III.10. vue en plan de l'escalier type II

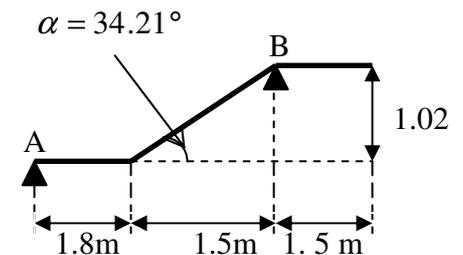


Fig.III.11. Schéma statique

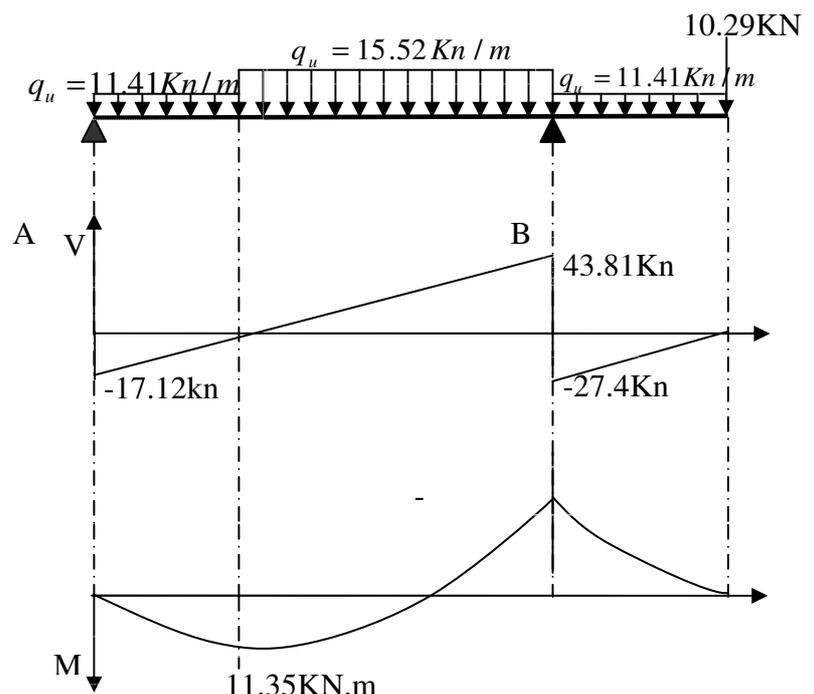


Fig.III.12. diagramme des sollicitations

- **Ferraillage :**

$$A = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

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

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0.8}$$

- ✓ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 11 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.047 ; \alpha = 0.06 ; z = 0.127 \text{ m} ; A = 2.57 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA10 = 4.71cm²

- ✓ **En appuis :**

Appuis A :

$$M_a = 0.4 \times 11.35 = 4.54 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.0189 ; \alpha = 0.024 ; z = 0.128 \text{ m} ; A = 1.01 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA8 = 3.02cm²

Appuis B :

$$M_a = -29.95 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.125 ; \alpha = 0.167 ; z = 0.121 ; A = 7.09 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA14 = 9.24cm²

- **Vérifications :**

- **à l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1 / 400 = 1.57 \text{ cm}^2 / ml.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{43.81 \times 10^3}{1 \times 0.13} = 0.337 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (43.81 \times 10^3 \times \frac{29.95 \times 10^3}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = 0.322 \text{ cm}^2 \dots \text{ vérifiée}$$

- ✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{cm}^2/\text{m}$ on choisit : 4T8 = 2.01cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{cm}^2/\text{m}$ on choisit : 4T10 = 3.14cm²/m

✓ **Ecartement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e ; 33)\text{cm}$

Soit $S_t = 25\text{cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e ; 45)\text{cm}$

Soit $S_t = 25\text{cm}$

➤ **à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83 \text{MPa} \text{ Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{\text{ser}} = V_{\text{ser}} / 0,9.d. \Sigma U_i$$

$$\Sigma U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \varphi$$

$$\Sigma U_i = n.\phi.\pi = 6 \times 0.8 \times 3.14 = 15.07 \text{cm.}$$

$$\tau_u = \frac{30.23 \times 10^3}{0.9 \times 0.13 \times 15.07 \times 10^2} = 1.82 \text{MPa.} ; \tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{\text{ser}} = 10.61 \text{KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 4.71 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$y = 3.47 \text{cm}; \quad I = 0.65 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.65 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.65 < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{\text{ser}} = 29.95 \text{KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 9.24 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 9.24 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$y = 4.54 \text{cm}; \quad I = 1.08 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 12.5 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.5 < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

BAEL 91 ; A 6.5.2

(1) : 0.049 < 0.0625 condition non vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$y = 3.47 \text{ cm}$, $I = 0.65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$, $I_0 = 1.62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$; $\rho = 0,004$; $\lambda_i = 5.53$; $\lambda_v = 2.1$
 $E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$M_{jser} = 4.05 \text{ KN.m}$; $M_{gser} = 4.82 \text{ KN.m}$; $M_{pser} = 7.32 \text{ KN.m}$

$\sigma_{sj} = 79.3 \text{ MPa}$; $\sigma_{sg} = 94.38 \text{ MPa}$; $\sigma_{sp} = 143.33 \text{ MPa}$

$\mu_j = 0$; $\mu_g = 0$; $\mu_p = 0.15$

$I_{fij} = 17782.88 \text{ cm}^4$; $I_{fig} = 17782.88 \text{ cm}^4$; $I_{fip} = 9714.42 \text{ cm}^4$; $I_{fvg} = 17782.88 \text{ cm}^4$

$f_{ji} = 0.0012 \text{ m}$; $f_{gi} = 0.0014 \text{ m}$; $f_{pi} = 0.0039 \text{ m}$; $f_{gv} = 0.0042 \text{ m}$

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0055 \text{ m} = 0.55 \text{ cm}$

$f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$. La flèche est vérifiée.

III.5.2. Escalier type II :

Les volées (I) et (III) elles seront ferrillées de la même manière que c'elles de l'escalier type (I) donc on ne calcul que la volée II.

Etude de la volée (II) :

Nous allons l'étudier comme une console encastrée.

Evaluation des charges :

$G = 7.21 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.48 \text{ Kn/m}$

$P_s = G + Q = 9.71 \text{ Kn/m}$

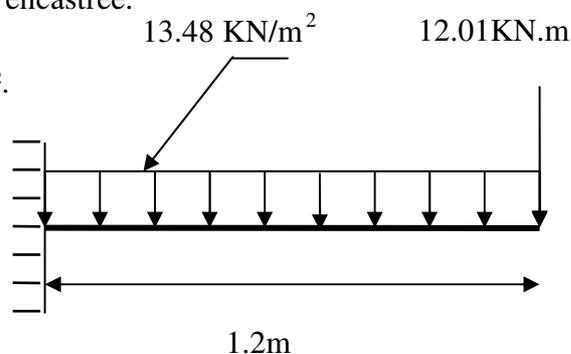


Fig.III.13. Schéma statique de la volée (II)

$F_u = 1.35 \times 8.9 = 12.01 \text{ Kn}$ (La charge concentrée due au poids propre des murs extérieurs à l'ELU).

$F_s = 8.9 \text{ Kn}$ (La charge concentrée due au poids propre des murs extérieurs à l'ELS).

- **Les sollicitations :**

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + F \times l$$

$$M_U = \frac{13.48 \times 1,2^2}{2} + 12.01 \times 1,2 = 24.11 \text{ KN.m}$$

$$V_U = P_u \times l + F_U = 28.18 \text{ Kn}$$

$$M_{ser} = 17.67 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

- ✓ **Armatures principales :**

$$M = 24.11 \text{ Kn.m} ; \quad \mu_{bu} = 0.083 ; \quad \alpha = 0.109 ; \quad z = 0.124 \text{ m} ; \quad A = 5.57 \text{ cm}^2$$

On opte 6 HA 12 = 6.79 cm².

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

- ✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En appuis : on choisit : 4T10 = 3.14 cm²/m

- **Vérifications :**

- **à l'ELU :**

- ✓ **Vérification à l'effort tranchant :**

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.18 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.13} = 0.18 \text{ Mpa condition vérifiée.}$$

- ✓ **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2.$$

1,45 < 6.79 c'est vérifié.

- ✓ **Calcul des espacements :**

$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Calcul à l'ELS :**

- ✓ **la contrainte dans le béton :**

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$120y^2 + 30 \times 6.79 \times y - 30 \times 6.79 \times 13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.15 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1.24 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

la flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{1,2} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{0,15}{1,2} = 0,125 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.79 \times 10^{-4}}{0,13 \times 1,2} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{ condition vérifiée. BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

- Schéma de ferrailage de l'escalier type(I) et type(II) :

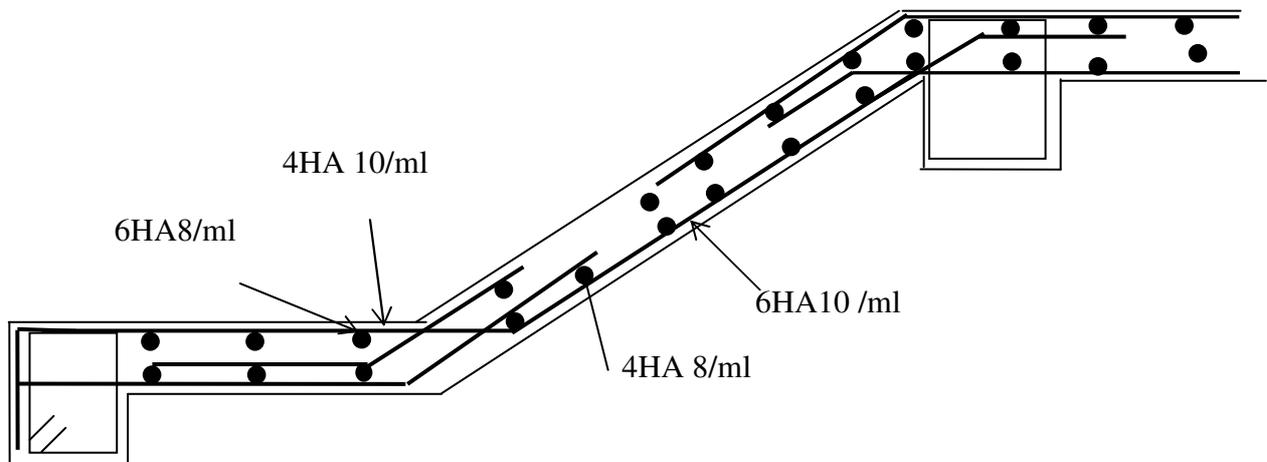


Fig.III.14. schéma de ferrailage des volées (I) et (III).

- Schéma de ferrailage de la volée

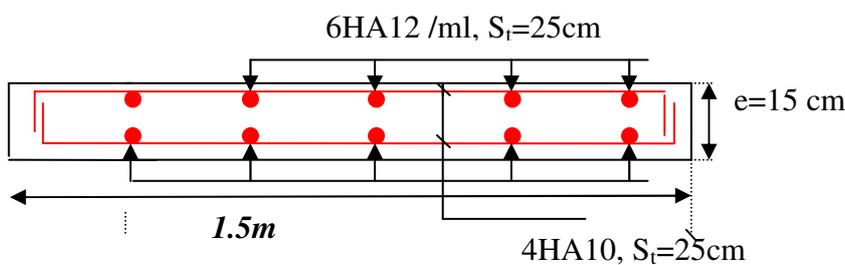


Fig.III.15. schéma de ferrailage des volées (II)

Escaliers du RDC et Sous-sol :**Type 2 :**

Les escaliers type 2 repose sur une poutre brisée on les calcules comme des consoles.

1. Volées AB:**- Calcul de charge :**

$$P_u = 13.48 \text{ KN/m}^2. \quad P_s = 9.71 \text{ KN/m}^2$$

P_1 : poids du garde-corps = 1 KN.

$$P_{1u} = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN.}$$

$$P_{1s} = 1 \text{ KN.}$$

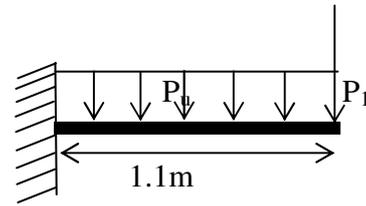


Fig.III.16.Schéma statique de la volée.

- Calcul des sollicitations :**• Moment d'encastrement :**

$$M_{encastrement}^u = \frac{P_u \times L^2}{2} + (P_{1u} \times L) = \frac{13.48 \times 1.1^2}{2} + (1.35 \times 1.1) = 9.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{encastrement}^s = \frac{P_s \times L^2}{2} + (P_{1s} \times L) = \frac{9.71 \times 1.1^2}{2} + (1 \times 1.1) = 6.97 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_u = P_{1u} + P_u \times L = 1.35 + 13.48 \times 1.1 = 16.18 \text{ KN}$$

• Ferrailage : pour une bande de $1mL$ et $d = 13 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{encst}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.64 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.064$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 12.66 \text{ cm}$$

$$A = \frac{9.64 \times 10^6}{126.6 \times 348} = 226 \text{ mm}^2 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$C.N.F : A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} > A_{\min} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Donc : } A = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

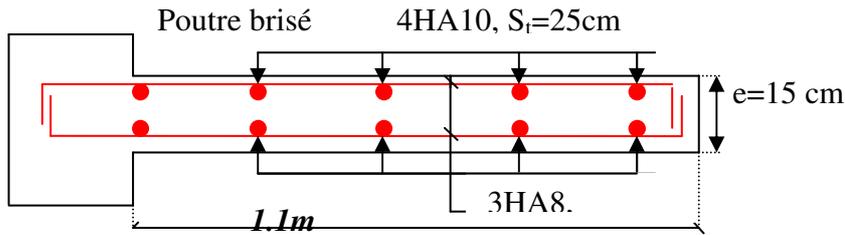
Puisqu'il existe un chargement concentré (le garde-corps), les armatures de répartition sont :

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.046 \text{ cm}^2$$

On choisit : $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• Schéma de ferrailage :

Schéma de ferrailage des deux volées à l'encastrement est le suivant :



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

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CBA 93 A.5.2.2}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.18 \times 10^{-3}}{1.1 \times 0.13} = 0.113 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} = 1.17 \text{MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification à L'ELS :**

- **Etat de compression du béton :**

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

- **Calcul de y :**

$$\frac{110}{2} y^2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 13 = 0$$

$$55y^2 + 47.1y - 612.3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.8 \text{cm}$$

- **Calcul de I :**

$$I = \frac{110}{3} \times 2.8^3 + 15 \times 3.14 \times (13 - 2.8)^2$$

$$I = 5851.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.97 \times 10^3 \times 2.8}{5851.54} = 3.33 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **État limite de déformation :**

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

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

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc pas de vérification de la flèche.

. Pour la volée FC :

Les charges :

$$G = \frac{7.21}{\cos 36.19} = 8.93 \text{KN} / \text{m}^2$$

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

Les sollicitations :

$$q_U = 1.35G + 1.5Q = 15.8 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_U = \frac{q_U \times l^2}{8} = 33.21 \text{KN.m}$$

$$V_U = \frac{q_U \times l}{2} = 32.39 \text{KN}.$$

$$M_t^{\max} = 28.23 \text{KN.m}$$

$$M_a = 13.28 \text{KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 24.02 \text{KN.m}$$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = 23.43 \text{KN}.$$

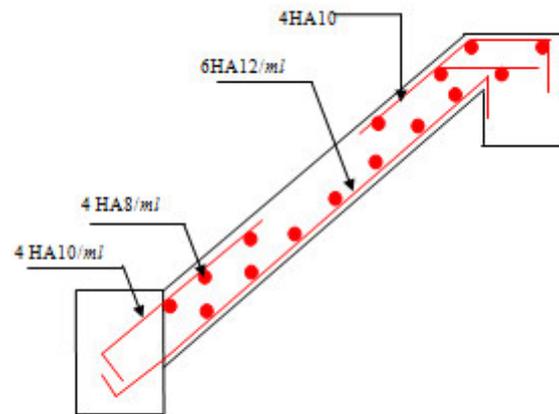


Fig.III.17. Schéma de ferrailage de la volée FC

Le ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

En travée

-Armatures principales :

$$\mu_{bu} = 0.12$$

$$\alpha = 0.16$$

$$z = 0.121$$

$$A = 6.68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on choisit 6T12 = 6.79 cm² / ml

-Armatures de répartition :

$$A_s = \frac{A}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on choisit 4T8 = 2.01 cm² / ml

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.055$$

$$\alpha = 0.071$$

$$z = 0.126$$

$$A = 3.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on choisit 4T10 = 3.14 cm² / ml

❖ **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1 / 400 = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{32.39 \times 10^3}{1 \times 0.13} = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée.}$$

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e ; 33) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e ; 45) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d.\Sigma U_i$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 6 \times 1.2 \times 3.14 = 22.6 \text{ cm}.$$

$$\tau_{ser} = \frac{23.43 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 22.6 \times 10^{-2}} = 0.88 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} < \tau_{ser}^-$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{Ser} = 23.43 \text{KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 6.79 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 6.79 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0.$$

$$y = 2.15 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 1.24 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 4.6 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.6 < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \quad (3)$$

$$(1) : 0.036 < 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on doit vérifier la flèche.

$$M_{jser} = 2.43 \text{KN.m} ; \quad M_{gser} = 4.25 \text{KN.m} ; \quad M_{pser} = 6.3 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 54.14 \text{MPa} ; \quad \sigma_{sg} = 94.72 \text{MPa} ; \quad \sigma_{sp} = 140.25 \text{MPa}$$

$$I_{f_{ij}} = 29209.42 \text{cm}^4 ; \quad I_{f_{ig}} = 20540.53 \text{cm}^4 ; \quad I_{f_{ip}} = 14771.01 \text{cm}^4 ; \quad I_{f_{vg}} = 32241.86 \text{cm}^4$$

$$\Delta f_t \leq f_{adm} \quad \text{Tel que : } \Delta f_t = f_{gv} + f_{pu} - f_{ji} - f_{gi} = 0.76 + 0.7 - 0.16 - 0.4 = 0.9 \text{mm}$$

$$f_{adm} = \frac{250}{500} = 5 \text{mm}$$

$$\Delta f_t = 0.9 \text{mm} \leq f_{adm} = 5 \text{mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

4. Etude de la poutre brisée :

On prend l'escalier le plus défavorable et on calcule sa poutre brisée et se sera le même ferrailage pour celle de l'escalier étage courant.

• **Dimensionnement**

$$\text{Condition de la flèche : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L = 4.10 \text{ m}$$

$$27.33 \leq h \leq 41 \text{ Soit : } h = 40 \text{cm} \quad \text{et } b = 30 \text{cm}$$

- **Calcul à la flexion simple :**

La poutre est soumise à son :

Poids propre $P = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN / ml.}$

Poids de la paillasse inclinée $P_p = \frac{7.21}{\cos 34.21} = 8.72 \text{ KN / m}$

Poids du mur extérieur $P_m = 2.67 \times 1.53 = 4.08 \text{ KN / ml}$

$p_u = 1.35G + 1.5Q = 19.9 \text{ KN / m}$

- **Calcul des sollicitations :**

En travée : $M_t = \frac{P_u l^2}{24} = 13.93 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = \frac{P_u l^2}{12} = 27.87 \text{ KN.m}$

Le ferrailage :

En travée : $A_t = 1.25 \text{ cm}^2$.

En appuis : $A_a = 2.52 \text{ cm}^2$

- **Calcul à la torsion :**

Les contraintes dues à la torsion se calculent de la manière suivante :

$$\tau_{ut} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} \text{ Tel que :}$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.93 \times 10^3}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1.59 \text{ MPa}$$

- **Vérification de La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

- **Le ferrailage :**

Armatures longitudinales :

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_t = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \text{ avec :}$$

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{13.93 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.0875} = 2.74 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.93 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.0875 \times 400} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum d'armatures en travée :

$$A_{\min} = 0.4 \times U \times b_0 / f_e = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_1$ condition vérifiée.

• **Ferraillage final de la poutre palière :**

En travée :

$$A_t = 1.25 + 2.74 = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a = 2.52 + 2.74 = 5.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

Le schéma de ferraillage :

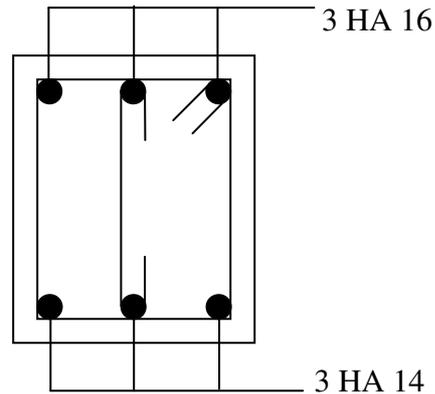


Fig.III.18. Schéma de ferraillage de la poutre palière de l'escalier type 1.

III.6.4. Etude de la poutre brisée de l'escalier de type 2 :

La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

1. Pré- dimensionnement

On doit vérifier la condition de la flèche:

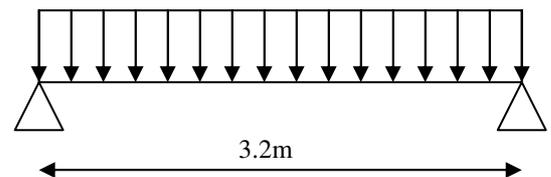


FIG. 19 – Schéma statique de la poutre bris

Dimensionnement :

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h \leq 3.2 \text{ m}$$

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

2.Calcul à la flexion simple

2.1. Calcul des sollicitations

La poutre est soumise à son :

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

Poids du mur extérieur : $P_m = 2.67 \times 1 \Rightarrow P_m = 2.67 \text{KN/ml}$

Poids total: $P_t = 4.92 \text{KN/ml}$

La charge transmise par la 2^{ème} volée est une réaction :

- A l'ELU: $V = 28.31 \text{KN/m}$

$P_u = (1.35 \times 4.92) + 28.31 \Rightarrow P_u = 34.95 \text{KN /m}$

- A l'ELS: $V = 21.63 \text{KN/m}$

$P_s = 4.92 + 21.63 \Rightarrow P_s = 26.55 \text{KN/m}$

$$M_u = \frac{34.95 \times 3.2^2}{8} \Rightarrow M_u = 44.74 \text{KN.m}$$

$$M_s = \frac{26.55 \times 3.2^2}{8} \Rightarrow M_s = 33.98 \text{KN / m}$$

2.2. Les moments sollicitant

$$M_t = 0.8 \times M_u \Rightarrow M_t = 35.79 \text{KNm}$$

A l'ELU :

$$M_a = 0.5 \times M_u \Rightarrow M = 22.37 \text{KN}$$

$$M_t = 0.8 \times M_s \Rightarrow M_t = 27.18 \text{KNm}$$

A l'ELS:

$$M_a = 0.5 \times M_s \Rightarrow M_a = 16.99 \text{KNm}$$

Tableau III.43: Ferrailage de la poutre brisé à la flexion simple

	$M (KN .m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$
En travée	35.79	0.115	0.153	0.253	4.06
En appui	22.37	0.093	0.123	0.257	2.5

2. Vérification à l'E.L.U

- Effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 3,25 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{21.63 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0.267 \text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(21.63 \times 10^{-3} - \frac{35.79 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,27}\right) \times \frac{1.15}{400} = -3.61 \text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- Calcul de l'espacement St

1) $St \leq \min(0,9d,40cm) \Rightarrow St \leq 24.3$ On opte : $St=15cm$ en travée et $St=10cm$ en appui.

1. Calcul à la torsion : $\Omega = 625cm^2$, $e = (30/6) \Rightarrow e = 5cm, U = 100cm$.

4.1. Ferrailage à la torsion

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée donc :

$$M_{tor} = 9.072KN.m$$

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} \Rightarrow A_{tor} = 2.09cm^2$$

4.2. Les armatures longitudinales :

3. Vérification de la condition de non fragilité : $A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 4.5cm^2$.

4. Section d'armature longitudinale à prendre

- En travée : $A = 4.06 + 1.12 \Rightarrow A = 5.18cm^2$, on opte : $A = 3T12 + 3T12 = 6.79cm^2$
- En appui : $A = 2.5 + 1.12 \Rightarrow A = 3.62cm^2$, on opte : $A = 3T12 + 3T10 = 5.75cm^2$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{flexion} = 0,652MPa; \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{tor} = 0.145MPa$$

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \leq \tau_{adm} = 3.25Mpa \Leftrightarrow 0.145^2 + 0,144^2 \leq 3,25^2 \Rightarrow 0.042 \leq 10,56.....Vérifié$$

1. **Armatures transversales** : On opte $St = 15cm$ en travée et $St = 10cm$ en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} \Rightarrow \begin{matrix} A_{tor}^t = 0,17cm^2.....travée \\ A_{tor}^a = 0,11cm^2.....appuis \end{matrix}$$

- **Section d'armature transversale à prendre**

- En travée : $A = 0.45 + 0.17 \Rightarrow A = 0.62cm^2$
- En appui : $A = 0.3 + 0.11 \Rightarrow A = 0.41cm^2$

On choisit : un cadre et un étrier de T8

5. Vérification à l'E.L.S

- **l'état limite de compression de béton** : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\text{Avec : } 0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0; \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

- **Au appuis** : $M_a = 16.99KN.m$; $y = 10cm$; $I = 29160 cm^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.99 \times 10^{-3}}{29160 \times 10^{-8}} \times 10 \times 10^{-2} = 5.83 < \overline{\sigma_{bc}} \text{ Condition vérifié.}$$

- **En travée** : $M_t = 27.18KNm$; $y = 12.01cm$; $I = 39303.202cm^4$.

$$\sigma_{bc} = 8.31 < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

6. Schéma de ferrailage

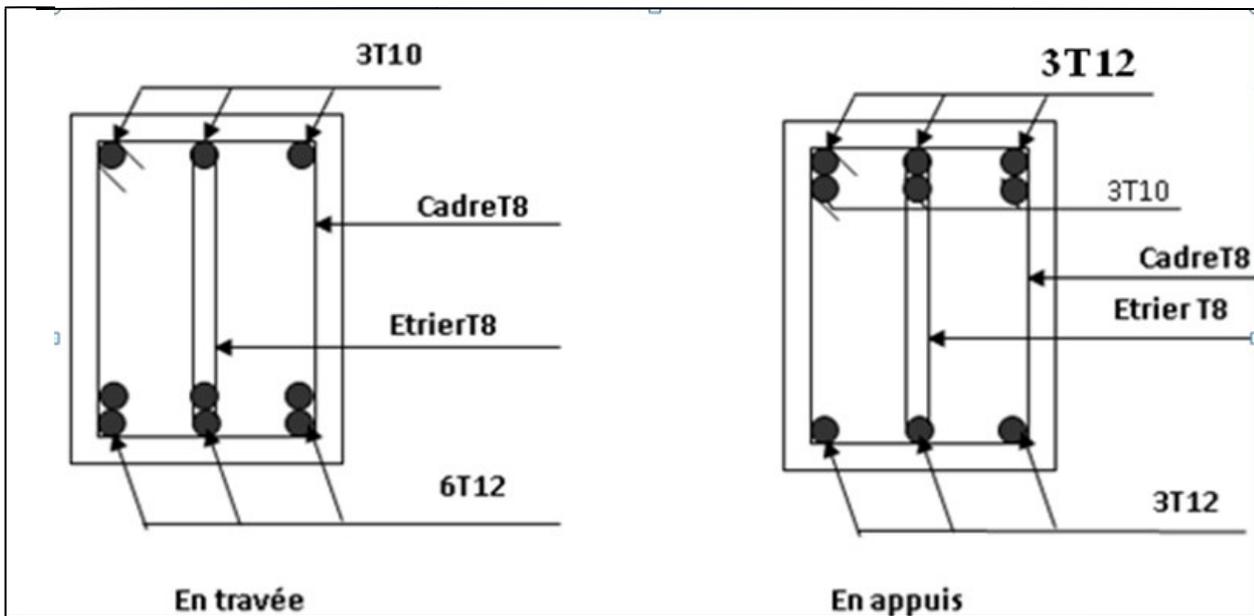


FIG. 20 – Schéma de ferrailage longitudinale.

III.3. Calcul de l’acrotère :

Les dimensions de l’acrotère sont adoptées d’après les plans d’architecture comme elles sont montrées sur la figure III.17 avec :

$$S = 1.1 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1/2$$

$$S = 0.1185 \text{ m}^2$$

• **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.

Evaluation des charges :

– Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.1185 \times 1 = 2.96 \text{ KN}$

– Poids d’enduit extérieur (ciment : e = 1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.$

– Poids d’enduit intérieur (ciment : e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 1 = 0.40 \text{ KN}$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.66 \text{ KN} \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN / m}^2$$

• **La force sismique :**

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

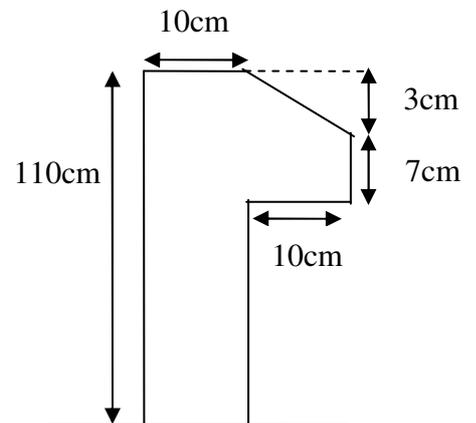


Fig. III.21. Schéma de l’acrotère

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots RPA99/v2003 (Art 6.2.3)$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 1B, zone IIa, A= 0.2).

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0.8).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 3.66 = 2.34 KN$$

• **Calcul des sollicitations :**

Calcul du centre de gravité de la section G(X_g;Y_g):

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = 8.09 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = 57.4 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 3.66 KN$$

$$M_G = 0$$

$$N_Q = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 1.1 = 1.1 KN.m$$

$$N_{Fp} = 0$$

$$M_{Fp} = 2.34 \times Y_g = 2.34 \times 0.57 = 1.29 KN.m$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

• **Combinaisons d'actions :**

Tab III.44. : Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	7	6.44	4.66
M (KN.m)	2.39	1.65	1.1

• **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est : 1.35G + 1.5Q.

$$N_U = 6.44 KN$$

$$M_U = 1.65 KN.m$$

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

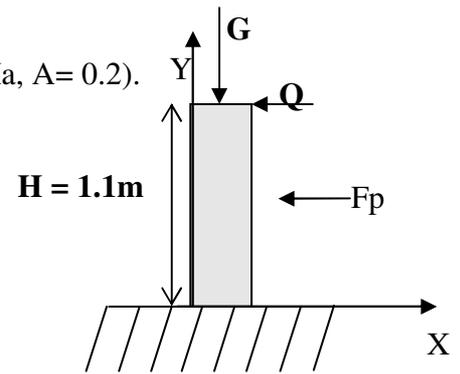


Figure III.22: Schéma statique de l'acrotère

$$e = \frac{1.65}{6.44} = 0.26m$$

On a :

$$\frac{h}{6} = 0.18m$$

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

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.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_a = \max(2cm ; \frac{h}{2}) = 2cm \\ e_2 = \frac{3 \times l_f \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots\dots CBA 93(A.4.3.5) \end{array} \right.$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1.1} = 0$

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 ; $l_f = 2h = 2 \times 1.1 = 2.2$ m

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc:

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max(15, \frac{20e_1}{h_0}) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{2.2}{0.1} = 22 \leq \max(15, \frac{20 \times 0.26}{0.1}) = 52$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité

$$e_2 = \frac{3 \times 2.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.029$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.26 + 0.029 + 0.029 = 0.318m$$

- **Ferrailage de la section :**

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_U = 6.44KN$$

$$M_U = 6.44 \times 0.318 = 2.04KN.m$$

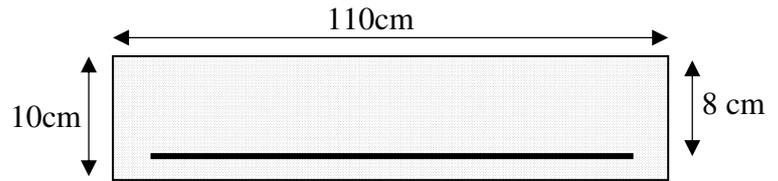


Fig. III.23 : Section à ferrailer.

$$e_G = 0.318m > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieure}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC).

SPC \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

Selon le BAEL 91:

$$M_{UA} = 2.23KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.024$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.031$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{2.23 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.811 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.811 - \frac{6.44 \times 10^{-3}}{348} = 0.8 \text{ cm}^2$$

• Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_s < A_{min}$ donc on ferraille avec $A_{min} = 0.58 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

– Vérification des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ C'est vérifiée

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ C'est vérifiée

– Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = F_p + Q = 2.34 + 1.1 = 3.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.043 \text{ MPa}$$

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

On a $\tau_u = 0,043 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié.

• Vérification à l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier.
2. Contrainte limite du béton.

Avec : $d = 0.08 \text{ m.}$

$$N_{ser} = 4.66 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1.1 \text{ KN.m}$$

– Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bcA} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa.}$

Tel que: $\eta = 1.6$ pour les HR

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

-Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{1.1}{4.66} = 0.24 \text{ m} \quad ; \quad e_y = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|e| = e_G - e_y \Rightarrow |e| = 0.24 - 0.05 = 0.19 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

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

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

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.19^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.19) = -0.12 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.19^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.19)^2 = -0.015 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.12 y_c - 0.015 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.12 \leq y_c \leq -0.298$$

$$y_c = -0.209 \text{ m}$$

$$y = -0.209 + 0.198 = -0.011 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times (-0.011)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 + 0.011) = -2.14 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.66 \times 10^{-3} \times 0.011}{-2.14 \times 10^{-4}} = -0.24 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{4.66 \times 10^{-3}}{-2.14 \times 10^{-4}} (0.08 + 0.011) = -29.72 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

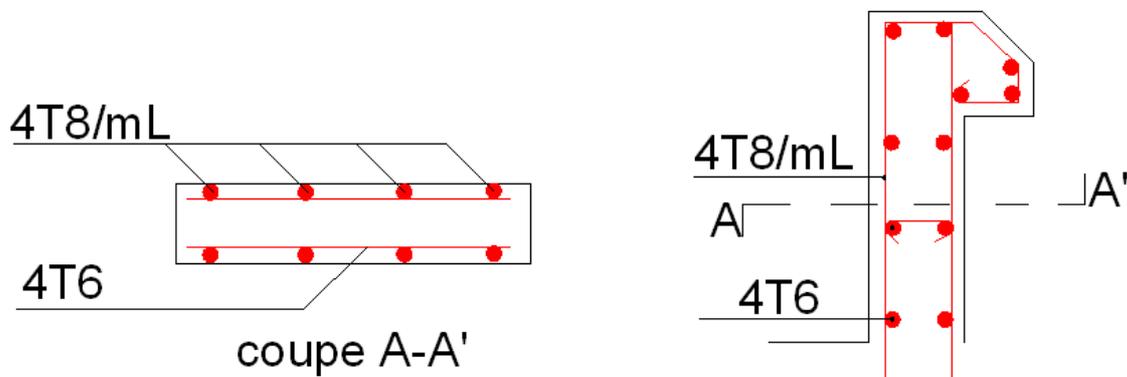


Fig.III.24 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Etude de la poutre de chaînage type I :

Dans notre structure la poutre de chaînage sert d'appui pour l'acrotère et elle ceinture les façades au niveau du plancher de la terrasse inaccessible. Son calcul se fait à la flexion simple.

- **Dimensionnement**

D'après le *RPA99 version 2003 Art 9.3.3* la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15\text{cm}$.

On opte pour une poutre de chaînage de $(b \times h) = (30 \times 30)\text{cm}^2$.

G_0 : poids de la poutre de chaînage.

G_1 : poids de l'acrotère.

$$G_0 = 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 1.2125 \text{ KN/ml}$$

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

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 (G_0 + G_1) + 1.5Q \Rightarrow q_u = 7.18 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{ser} = G_0 + G_1 + Q \Rightarrow q_{ser} = 5.21 \text{ KN/ml}$$

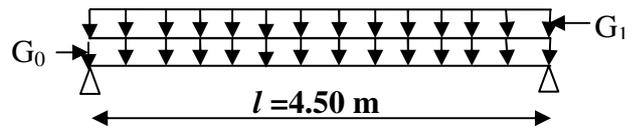


Fig. III.25: Schéma statique de la Poutre de chaînage

Calcul des sollicitations

$$M_{0u} = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 18.19 \text{ KN m}$$

$$M_{0s} = P_s \frac{L_{\max}^2}{8} = 13.19 \text{ KN m}$$

$$V_u = P_u \frac{L_{\max}}{2} = 16.15 \text{ KN m}$$

$$\text{En travée } M_u^t = 0.85 M_{0u} \Rightarrow M_u^t = 15.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^t = 0.85 M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^t = 11.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis } M_u^a = -0.5 M_{0u} \Rightarrow M_u^a = -9.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^a = -0.5 M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^a = -6.59 \text{ KN.m}$$

Ferraillage:

Le ferraillage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

Tab III.45: Ferrailage de la poutre de chaînage

	M_u (KN)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)	observation
En travée	15.46	1.25	1.01	3HA10=2.36	Vérifié
En appuis	9.09	0.75	1.01	3HA10=2.36	Vérifié

- **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.32 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 8.57 \text{ mm} \quad \text{on adopte } \phi = 6 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un épingle $\phi 6$;

$$\text{Donc } A_t = 3 \phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.85 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 28.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} = 24.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab III.46. Vérification des contraintes

	M _{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
Travée	11.21	6.89	17758. 3	4.34	15	Vérifié e
Appui	6.59	6.89	17758. 5	2.55	15	Vérifié e

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

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

$\frac{h}{L} = \frac{40}{450} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625$ La première condition est vérifiée.

$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.088$ La deuxième condition est vérifiée.

$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.002 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01$ La troisième condition est vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

• **Schéma de ferrailage :**

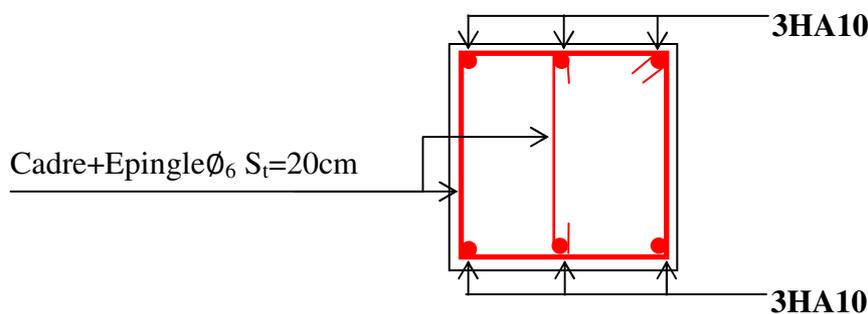


Fig.III.26. Schéma de ferrailage des poutres de chaînage

III.5. Etude de l'ascenseur

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

La charge nominale est de 6.3 KN.

D_m : La charge due à l'ascenseur = 51 KN(Annexe III)

P_m : La charge due à la salle machine = 15 KN

F_c : Poids de la cuvette = 145 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine $BK \times TK \times HK = (140 \times 150 \times 220) = 4620000 \text{ cm}^3$

• **Etude de la dalle de l'ascenseur**

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui elle sont appliquées sur elle.

On opte pour $e = 15 \text{ cm}$, $S = L_x \times L_y$

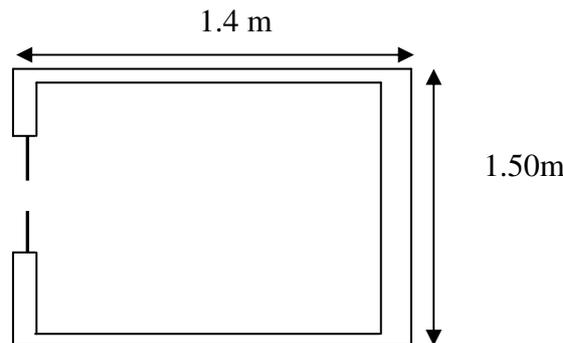


Figure .III.27 .Schéma représentant de l'ascenseur.

Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2$ Poids du revêtement en béton ($e=4\text{cm}$).

$G' = G_1 + G_2 = 4.63 \text{ KN/m}^2$.

$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.1} = 69.05 \text{ KN/m}^2$. Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 73.68 \text{ KN/m}^2$.

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

• **Cas d'une charge répartie**

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 73.68 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 100.97 \text{ KN/m}^2$.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{1.5} = 0.93 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.845 \end{cases}$ (Annexe I)

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0428 \times 100.97 \times (1.4)^2 \Rightarrow M_0^x = 8.47 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.16 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments réels**

En travée :

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.2 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.09 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.54 \text{ KN.m}$

• Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 13 \text{ cm}$ et $d_y = 13 \text{ cm}$.

Tab III.47: Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x'	7.2	0.0157	0,0198	0.1788	1.15	1.73
	y-y'	6.09	0.0124	0.015	0.1788	0.98	1.6
appui	y-y'	2.54	0.0054	0.0068	0.1795	0.27	1.73

• Vérification à l'E.L.U

– Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\rho = 0.84$

$$\left. \begin{matrix} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$A_t^y > \frac{A_x^t}{4}$ Vérifiée.

– Calcul des espacements

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

Tab.III.48 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M_t (KN.m)	M_a (KNm)	A_t^{cal} (cm^2/ml)	A_t^{min} (cm^2/ml)	A_a^{cal} (cm^2/ml)	A_a^{min} (cm^2/ml)	A_t^{adp} (cm^2/ml)	A_a^{adp} (cm^2/ml)
Sens x-x'	7.2	2.54	1.15	1.73	0.27	1.6	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	6.09	2.54	0.98	1.73	0.27	1.6	4T10=3.14	4T10=3.14

– Vérification de l'effort tranchant

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

$\rho = 0.93 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 70.68 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{70.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.54$

Sens y - y : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 51.69 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{51.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.4$

$\Rightarrow \tau_u < 1.25 \text{ MPa}$ Vérifiée

• **Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$**

$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 73.68 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 74.68 \text{ KN} / \text{m}^2$

$\rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.845 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.26 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.29 \text{ KNm} \end{cases}$

Sens x-x' : $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 5.32 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 4.5 \text{ KNm}$

• **Vérification des contraintes**

- **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

sens	$M_{ser}(\text{KN.m})$	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b MPa	σ_{adm} MPa	Remarque
Sens x-x	5.32	3.14	3.67	11320	2.25	15	vérifiée
Sens y-y	4.5	3.14	3.67	11320	1.72	15	vérifiée

• **Cas d'une charge concentrée**

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

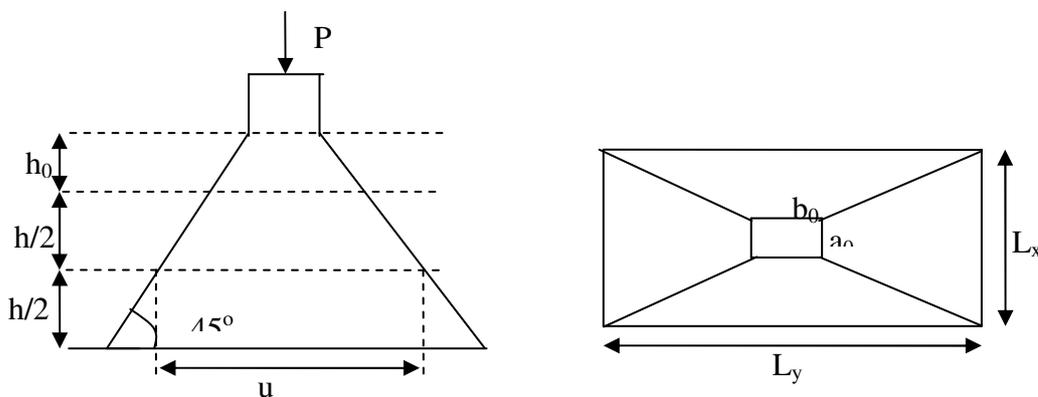


Fig. III.28. : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm ; b_0 = 80cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108cm. \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \rightarrow ELU \\ v = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.6KN$

M_1 et M_2 : Coefficient de **PIGEAUD**

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 0.84$ **Annexe III**

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{140} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.77 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{140} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.77 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 6.4 \times 10^{-2} ; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{150} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.72 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{140} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.77 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 6.4 \times 10^{-2}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.6 \times 0.064 = 6.46KNm \\ M_{y1} = 97.6 \times 0.064 = 6.46KNm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 6.46KNm \\ M_{y1} = 6.46KNm \end{cases}$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.845 \end{cases} \quad \text{(Annexe I).}$$

$q_u = 1.35 \times 73.68 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 100.97KN$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 8.47KNm$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 7.16KNm$

• **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.93KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13.62KNm \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

en travée :
$$\begin{cases} M_t^y = 0.85 \times 14.93 = 12.69 \text{KNm} \\ M_t^x = 0.85 \times 13.62 = 11.58 \text{KNm} \end{cases}$$

En appuis : $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 14.93 = 4.48 \text{KNm}$

• **Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et $d = 13 \text{cm}$

Tab III.49 : Ferrailage de la dalle de la salle des machines.

	M_t KN.m	M_a KN.m	A_t calculé cm ² /ml	A_t^{\min} cm ² /ml	A_a calculé cm ² /ml	A_a^{\min} cm ² /ml	A_t adopté cm ² /ml	A_a adopté cm ² /ml
Sens x-x	12.69	4.48	2.03	1.57	0.70	1.57	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y	11.58	4.48	1.8	1.57	0.70	1.57	4T10=3.14	4T10=3.14

• **Vérification à l'E.L.U**

a. Vérification au poinçonnement : $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91 (Article H. III.10)

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{cm} ; p_u = 648 \text{KN}$

Or $p_u = 97.6 \text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{KN}$. Pas de risque de poinçonnement.

b. Vérification de l'effort tranchant : $b = 100 \text{cm} ; d = 13 \text{cm}$.

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

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.123 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.172 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa}$

C'est

vérifié.

• **Vérification à l'E.L.S**

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 74.68 \times (0.064 + 0.2 \times 0.064) = 5.735 \text{KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 74.68 \times (0.064 + 0.2 \times 0.064) = 5.735 \text{KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 73.68 + 1 = 74.68 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 6.26 \text{KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 5.29 \text{KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.99 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.02 \text{KNm} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

- **Calcul des moments**

$$M_t^x = 0.85 \times 11.99 = M_t^x = 10.19 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 11.02 = M_t^y = 9.37 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times 11.99 = M_a = 3.6 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$**

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	σ_{adm} MPa	Remarque
Sens x-x	10.19	3.14	3.67	11320	2.32	15	vérifiée
Sens y-y	9.37	3.14	3.67	11320	1.78	15	vérifiée

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

h : épaisseur de la dalle L : longueur de la dalle

$$h/l = 0.107 \geq 1/16 = 0.06 ; \quad h/l = 0.107 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0024 < 0.0105$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

Le schéma de ferrailage est montré sur la figure suivante :

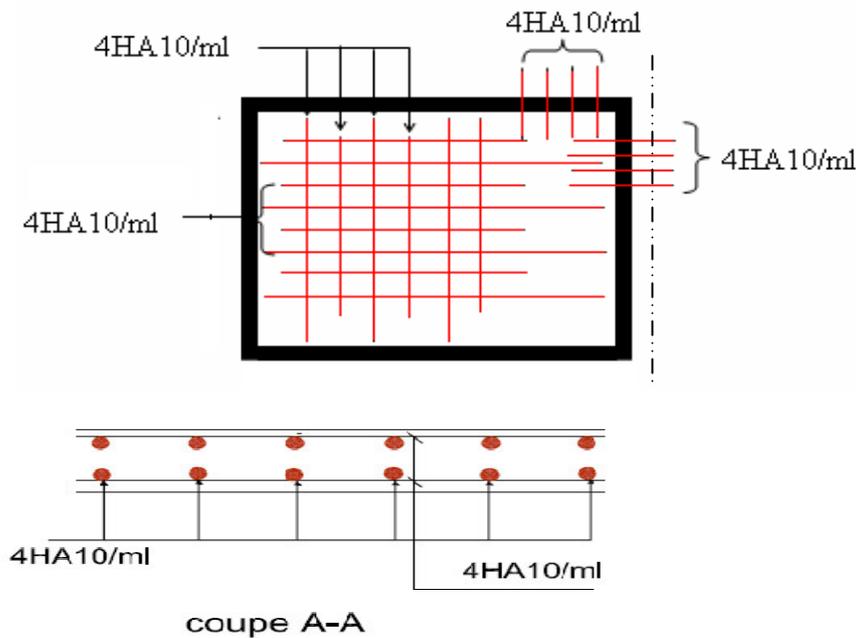


Fig. III.29. Schéma de ferrailage de la dalle salle de machine

III.4. chaînage des murs de l'ascenseur commettons une maçonnerie rigide

a)-pour le chaînage transversal :

Dans notre structure la poutre de chaînage sert d'appui pour l'ascenseur et elle ceinture les murs au niveau du plancher Son calcul se fait à la flexion simple.

• **Dimensionnement**

G_0 : poids de la poutre de chaînage.

$$G_0 = 25 \times 0.2 \times 0.30 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 7.64 \text{ KN/ml}$$

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

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 (G_0 + G_1) + 1.5Q \Rightarrow q_u = 13.84 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{ser} = G_0 + G_1 + Q \Rightarrow q_{ser} = 10.14 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad V_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$M_{0U} = 3.89 \text{ KN.m} \quad \text{En travée} \quad M_u^t = 0.85 M_{0u} \Rightarrow M_u^t = 3.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{0S} = 2.85 \text{ KN.m} \quad M_{ser}^t = 0.85 M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^t = 2.42 \text{ KN.m}$$

$$V_U = 10.38 \text{ KN} \quad \text{En appuis} \quad M_u^a = -0.5 M_{0u} \Rightarrow M_u^a = -1.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^a = -0.5 M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^a = -1.44 \text{ KN.m}$$

Ferrailage:

Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

Tab III.50: Ferrailage de la poutre de chaînage

	M _u (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	observation
En travée	3.3	0.31	0.72	3HA10=2.36	Vérifié
En appuis	1.94	0.2	0.72	3HA10=2.36	Vérifié

• **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.18MPa$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.13f_{c28}; 5MPa) = 3.32MPa$.

$\tau_u = 0.18MPa \leq \tau_{adm} = 3.32MPa$ Vérifiée

• **Calcul des armatures transversales**

$\phi \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t^{min}) \Rightarrow \phi \leq 8.57mm$ on adopte $\phi = 6mm$.

On adopte un cadre et un épingle $\phi 6$;

Donc $A_t = 3\phi 6 = 0.85cm^2$

• **Calcul des espacements**

On prend $S_t = 20$ cm.

• **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton , les résultats de calcul sont résumées dans le tableau suivant :

Tab III.51: vérification des contraintes

	M _{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	2.42	10.2	25752	0.96	15	Vérifiée
appui	1.44	8.5	18409	0.67	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

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

$\frac{h}{L} = \frac{30}{325} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625$ La première condition est vérifiée.

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 < \frac{h}{L} = 0.092 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

- **Schéma de ferrailage :**

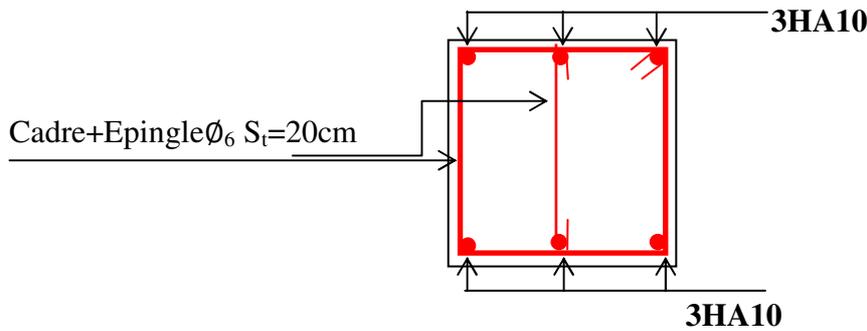


Fig.III.30. Schéma de ferrailage des poutres de chaînage

- a)-pour le chaînage vertical :

Dans notre structure les potelets sert d'appuis pour l'ascenseur et elle ceinture les murs le ferrailage se fait avec A_{min} de RPA .

Cachant que le dimensionnement des potelets et de d'une section (25× 25)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times h \times f_{t28}}{f_e} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 4HA10=3.14cm²

Pour le ferrailage transversal on opte pour un cadre de $\phi = 6 \text{ mm}$

Remarque : le ferrailage de la poutre chaînage au tour de la cage d'assesseur est le même que celui des trois autres cotés

Ils sont disposés comme il montre la figure suivant

-  Poutre
-  Potelet
-  Poutre de chaînage

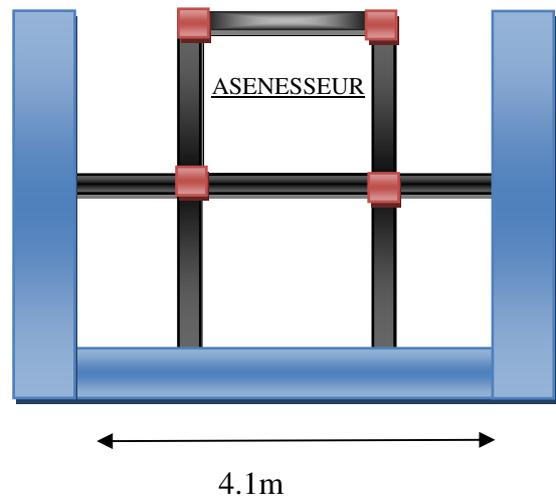


Fig.III.31. Schéma de disposition des poutres de chaînage

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le *SAP2000*.

La réglementation parasismique :

L'application des règles parasismiques actuelles concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives. Leur application est obligatoire pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf « 0 ».

Le calcul de la résistance aux séismes d'une structure ne la protège pas contre les grands mouvements de sol (effets induits par la secousse) qu'il convient d'éviter : (liquéfaction du sol les glissements de terrains, l'effondrement, l'éboulement...etc.). La reconnaissance géotechnique du sol permet d'éviter les risques liés aux mouvements des fondations sous charge sismiques notamment : (tassements, dislocation, glissement...etc.). La conception architecturale parasismique n'est pas obligatoire mais son rôle est fondamental dans la résistance des constructions aux séismes. Elle comprend trois volets :

La partie architecturale, La partie constructive, et le contreventement.

IV.1. Méthodes de calcul

Le *RPA99* propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique (La méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse par Accélérogrammes)

IV.1.1. Méthode statique équivalente

- **Principe**

Selon *RPA99.Art (4.2.1)* les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastree dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et ont les mêmes propriétés d’inertie.

• **Condition d’application**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et II_a et 30m en zone II_b et III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d’autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 (article 4.1.2).

b) Calcul de la force sismique totale : (Article 4.2.3) RPA 99V2003 :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale, selon la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

A : Coefficient d’accélération de zone pris suivant la zone sismique et le groupe d’usage du

bâtiment. $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone II}_a \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$

D : Facteur d’amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \dots\dots\dots \text{RPA (formule 4 - 2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Donnée par

On a un sol rocheux (site S1) $\Rightarrow \begin{cases} T_2 = 0.3s \\ T_1 = 0.15s \end{cases}$ tableau 4.7 RPA99 / 2003

η : Facteur de correction d’amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ : est le pourcentage (%) d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l’importance des remplissages (tableau 4.2).RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte :

$$\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 \geq 0.7$$

T : Période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$\begin{cases} T_c = C_T h_i^{3/4} \\ T = 0.09H / \sqrt{L} \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Article 4.2.4}) \text{RPA99/2003}$$

Avec : h_i est la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_i = 25.62m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par (Tableau 4.6) RPA 99V2003.

$C_T=0.05$ (pour le Contreventement mixte voiles avec interaction qui est notre cas).

L : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$L_x = 22.30m$$

$$L_y = 18.10m$$

$$\begin{cases} T_c = 0.05 \times (25.62)^{3/4} = 0.57s \\ T_x = 0.09 \times 25.62 / \sqrt{22.30} = 0.49s \\ T_y = 0.09 \times 25.62 / \sqrt{18.10} = 0.54 \end{cases}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T_c) = 0.49s > T_2 = 0.3s \\ T_y = \min(T_y; T_c) = 0.54s > 0.3s \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad \text{car } T_2 \leq T \leq 3s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times (0.3/0.49)^{2/3} = 1.47 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times (0.3/0.54)^{2/3} = 1.38 \end{cases}$$

La période vibration fondamentale statique majorée de(30%)est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.49 = 0.637s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.54 = 0.702s \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement (Tableau 4.3) RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$

Q : Facteur de la qualité de la structure il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q_{est} déterminée par la formule suivante : **RPA99/2003** (formule 4-4).

$$Q = 1 + \sum_q^6 P_q \quad \text{avec :}$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau IV.1 :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère q	observé	$P_{q/xx}$	observé	$P_{q/yy}$
1-conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4-régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5-contrôle de qualité de matériaux	Oui	0	Oui	0
6-contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :

$$Q_x=1.15, Q_y=1.15$$

W : Poids total de la structure :

$$W = 1 + \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : Poids du aux Surcharge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il et donnée par le Tableau **(4-5 du RPA)**.

$$\beta = 0.2 \rightarrow \text{Usage d'habitation.}$$

$$\text{Pour usage commercial} \rightarrow \beta = 0.6$$

$$W = 24427.88KN$$

On a: La force sismique a la base de la structure est:

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st}^x = \frac{0.15 \times 1.47 \times 1.15}{5} \times 24427.88 \Rightarrow V_x = 1238.86KN$$

$$V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.38 \times 1.15}{5} \times 24074.95 \Rightarrow V_y = 1146.21 \text{KN}$$

IV.1.2. Les méthodes dynamiques

- **Méthode d’analyse modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n’est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s’impose.

- **Principe**

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : Coefficient d’accélération de zone.
- η : Facteur de correction d’amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Avec le spectre de réponse est donné par l’application *spectre RPA99*

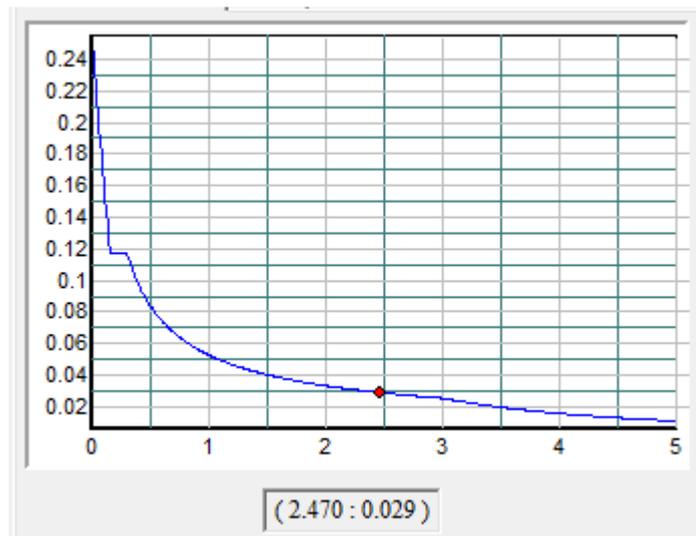


Fig.IV.1 Spectre de réponse

- **Les hypothèses**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.2. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.3. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représenté ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

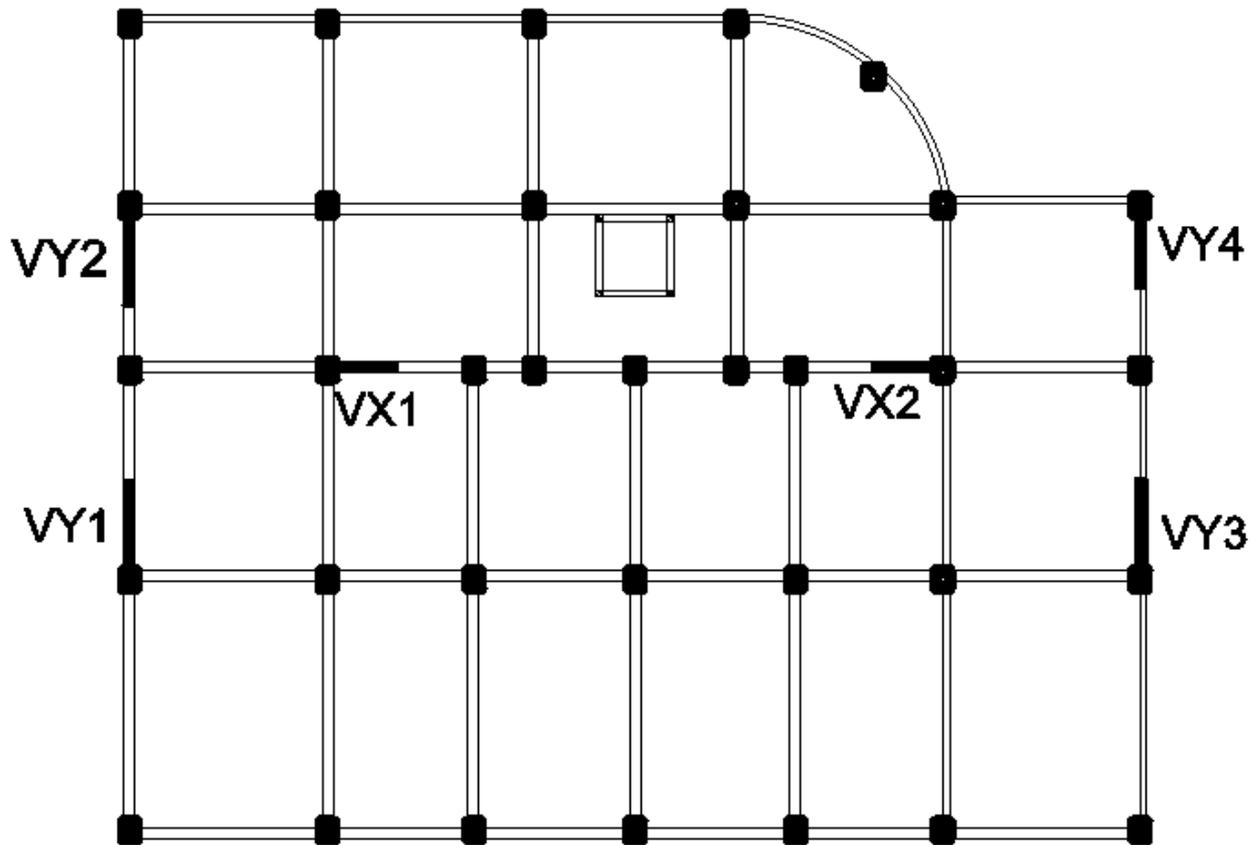


Fig.IV.2. Schéma de répartition des voiles

IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000

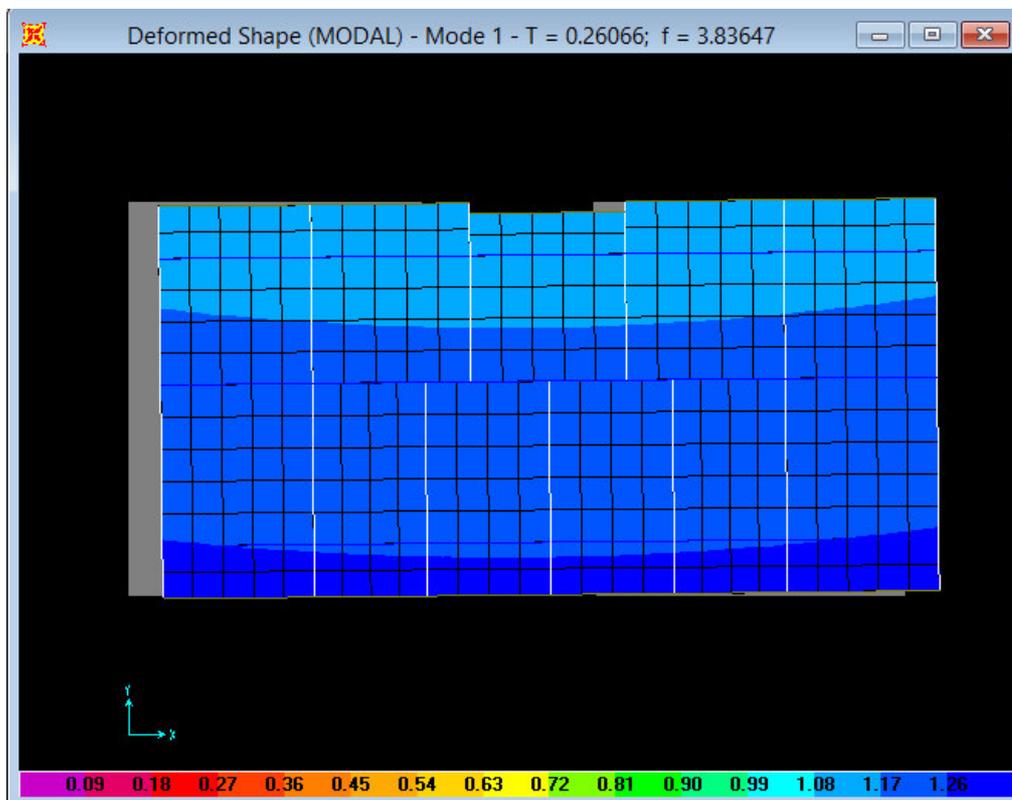


Fig.IV.3. 1^{ère} mode de déformation (Translation suivant x-x)

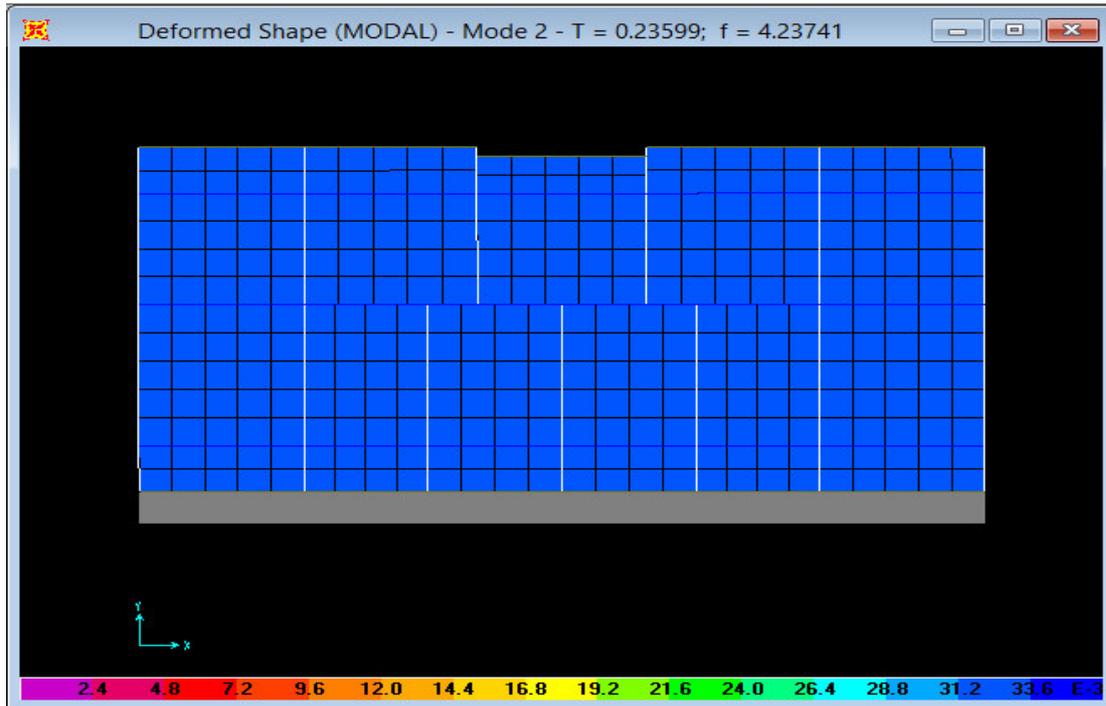


Fig.IV.4.2^{ème} mode de déformation (Translation suivant y-y)

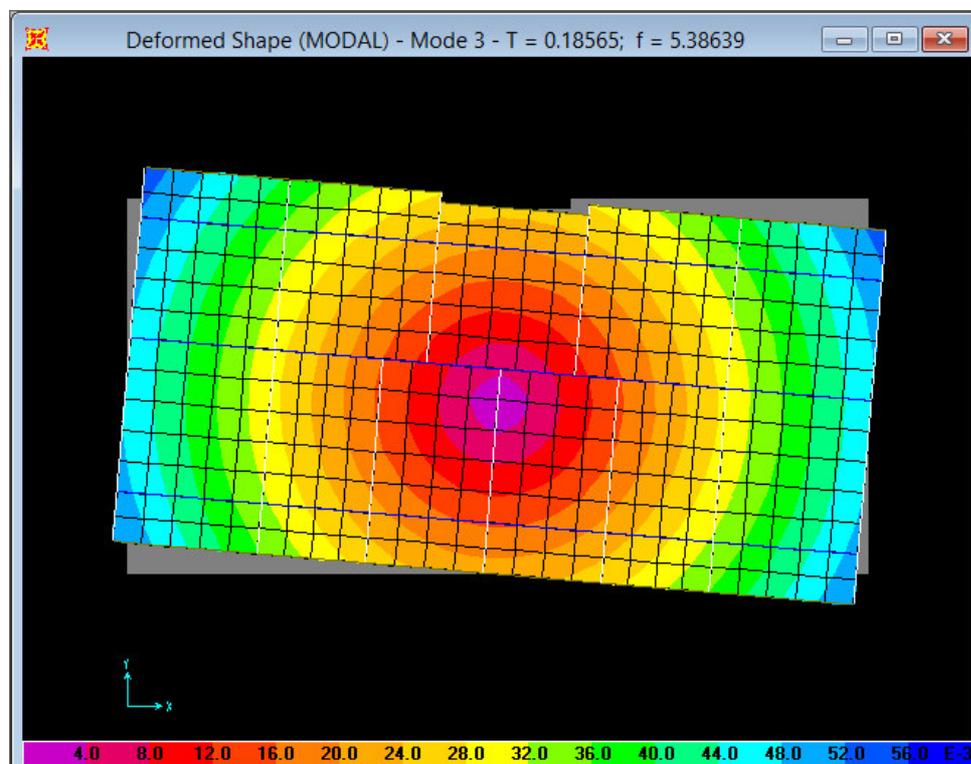


Fig.IV.5.3^{ème} mode de déformation
(Rotation autour de z-z)

VI.4.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le *RPA99-2003* doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

:

Tableau IV.2. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique :

Modes	périodes	Individuel mode		Cumulation sum	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.26061	0.779	0.000	0.779	0.000
Mode 2	0.23599	0.000	0.724	0.779	0.724
Mode 3	0.18565	0.006	0.000	0.785	0.724
Mode 4	0.08465	0.115	0.000	0.899	0.724
Mode 5	0.06983	0.000	0.147	0.899	0.872
Mode 6	0.05350	0.000	0.000	0.900	0.872
Mode 7	0.04830	0.051	0.000	0.950	0.872
Mode 8	0.03488	0.000	0.066	0.950	0.938

Analyse des résultats :

- Pour la justification des déplacements dans notre structure il faut que la résultante des déplacements de chaque mode soit > 50%.

- Mode 1 : $U = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} = \sqrt{(77.9)^2 + (0.00)^2} = 77.9\%$

- Mode 2 : $U = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} = \sqrt{(0.00)^2 + (72.4)^2} = 72.4\%$

VI.4.2. Justification de l'interaction portiques-voiles

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Alors le nombre de modes à retenir est : 10 modes.

Tableau IV.3. vérification sous charge verticales.

Niveau	Charges reprises(KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	23195.641	3850.844	85.76	14.24
Etage 1	18322.788	4127.385	81.62	18.38
Etage 2	15733.24	3555.886	81.57	18.43
Etage 3	13137.847	3022.995	81.29	18.71

Etage 4	10551.724	2480.45	80.97	19.03
Etage 5	7836.387	1908.494	80.42	19.58
Etage 6	5160.736	1298.679	79.89	20.11
Etage 7	2529.425	682.626	78.75	21.25

Analyse des résultats :

En remarque que l’interaction voiles- portique sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux sauf pour le niveau 6^{ème} étage ou l’écart est de 0.11% , et pour le niveau 7^{ème} étage ou l’écart est de 1.25% ,ce qui peut être négligé.

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l’interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales :

Niveau	Charges reprise (KN)				Pourcentage repris(%)			
	Portique		Voile		Portique		Voile	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	2914.67	1616.562	747.797	1837.961	79.58	46.80	20.42	53.20
Etage 1	2682.542	1616.562	660.463	1837.961	80.24	46.80	19.76	53.20
Etage 2	2624.181	1616.562	498.045	1837.961	84.05	46.80	15.95	53.20
Etage 3	2411.038	1616.562	421.36	1837.961	85.12	46.80	14.88	53.20
Etage 4	2097.513	1616.562	359.977	1837.961	85.35	46.80	14.65	53.20
Etage 5	1698.072	1616.562	282.115	1837.961	85.75	46.80	14.25	53.20
Etage 6	1224.179	1616.562	196.675	1837.961	86.16	46.80	13.84	53.20
Etage7	770.165	1616.562	62.316	1837.961	92.51	88.95	7.49	11.05

Analyse des résultats :

En remarque que l’interaction voiles- portique sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux

IV.8.Vérification de l’effort normal réduit :

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme, le **RPA (7.4.3.1)** exige de vérifier l’effort normal de compression de calcul qui est limite par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ou B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Dans la vérification de l'interaction sous charges verticales, on a augmenté la section des poteaux dans les différents niveaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B(cm ²)	N _d (KN)	v	observation
RDC	55x55	3025	1918.396	0.2536	vérifiée
Etage 1	50x50	2500	1700.705	0.2721	vérifiée
Etage 2	50x50	2500	1435.547	0.2296	vérifiée
Etage 3	45x45	2025	1179.736	0.2330	vérifiée
Etage 4	45x45	2025	929.413	0.1836	vérifiée
Etage 5	45x45	2025	685.368	0.1354	vérifiée
Etage 6	45x45	2025	446.596	0.0882	vérifiée
Etage 7	45x45	2025	239.339	0.0473	vérifiée

VI.9.Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalent V_{st}.

Tableau IV.6 : vérification de la résultante des forces sismique :

Sens	V _{dyn}	V _{st}	V _{dyn} /V _{st}	Observation
Sens x-x	1717.56	1238.86	1.38>0.8	vérifiée
Sens y-y	1660.93	1163.11	1.42>0.8	vérifiée

IV.10.Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le RPA 99 /2003(5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage .le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale a :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K: Déplacement horizontal a chaque niveau (K) de la structure donne par **RPA99/2003 (art4.43)**

δ_{eK}: Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement (R=5)

Tous les résultats sont regroupes dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7. vérification du déplacement :

Niveau	Sens x-x						observation
	δ _{eK} (cm)	δ _K (cm)	δ _{K-1} (cm)	ΔK(cm)	H _k (m)	Δκ/ H _k	
1	0.00335	0.01675	0	0.01675	4	0.0042	vérifiée
2	0.0082	0.041	0.01675	0.02425	3.06	0.0079	vérifiée
3	0.013	0.065	0.041	0.024	3.06	0.0078	vérifiée

4	0.0175	0.0875	0.065	0.0225	3.06	0.0074	vérifiée
5	0.0215	0.1075	0.0875	0.02	3.06	0.0065	vérifiée
6	0.0247	0.1235	0.1075	0.016	3.06	0.0052	vérifiée
7	0.0271	0.1355	0.1235	0.012	3.06	0.0039	vérifiée
8	0.0287	0.1435	0.1355	0.008	3.06	0.0026	vérifiée
Niveau	Sens y-y						observation
	$\delta K(cm)$	$\delta K(cm)$	$\delta K-I(cm)$	$\Delta K(cm)$	$Hk(m)$	$\Delta \kappa / H\kappa$	
1	0.0024	0.012	0	0.012	4	0.003	vérifiée
2	0.0062	0.031	0.012	0.019	3.06	0.00620915	vérifiée
3	0.011	0.055	0.031	0.024	3.06	0.00784314	vérifiée
4	0.0161	0.0805	0.055	0.0255	3.06	0.00833333	vérifiée
5	0.021	0.105	0.0805	0.0245	3.06	0.00800654	vérifiée
6	0.0254	0.127	0.105	0.022	3.06	0.00718954	vérifiée
7	0.0293	0.1465	0.127	0.0195	3.06	0.00637255	vérifiée
8	0.0326	0.163	0.1465	0.0165	3.06	0.00539216	vérifiée

On voit bien a travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV. 11. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets de deuxième ordre (ou **P-Δ**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (K).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

-Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $(1 / (1 - \theta_k))$.

-Si $\theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8 :

Tableau IV.8. Vérification de l'effet (P- Δ):

Niveau	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	$V_k(\text{KN})$	Θ_k	Δ_k	$V_k(\text{KN})$	Θ_k
RDC	4.00	27046.485	0.01675	3662.467	0.0404	0.012	3454.523	0.03070312
1 ^{ère} étage	3.06	22450.173	0.02425	3343.005	0.0532	0.019	3073.595	0.04535292
2 ^{ème} étage	3.06	19289.126	0.024	3122.226	0.0485	0.024	2804.169	0.05395084
3 ^{ème} étage	3.06	16160.842	0.0225	2832.398	0.0420	0.0255	2531.42	0.05320085
4 ^{ème} étage	3.06	13032.174	0.02	2457.49	0.0347	0.0245	2205.824	0.04730322
5 ^{ème} étage	3.06	9744.881	0.016	1980.187	0.0257	0.022	1791.113	0.03911603
6 ^{ème} étage	3.06	6459.415	0.012	1420.854	0.0178	0.0195	1308.346	0.03146181
7 ^{ème} étage	3.06	3212.051	0.008	832.481	0.0101	0.0165	956.699	0.0181038

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8 les effets (P- Δ) peuvent être négligés.

IV.12.conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles- portique (sous charge horizontal et vertical).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

Calcul des éléments structuraux

Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.1. Etude des poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- * 1.35G+1.5Q ; G+Q+E ; 0,8G+E
- * G+Q ; G+Q-E ; 0,8G-E

Le ferrailage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

4) V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003

a. Armatures longitudinale

- Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal $A_{min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal :
 - ✓ $A_{max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - ✓ $A_{max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{min} > 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

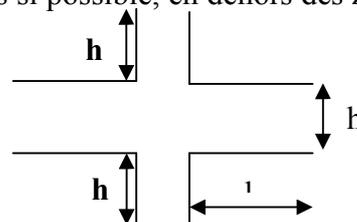


Fig.V.1 : Zone nodale

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

• **Les armatures longitudinales min et max données par le RPA**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du *RPA99/version2003* sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab V.1. Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99

Niveau	Section du poteau	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC, S-Sol	55x55	24.20	121	181.5
ETAGE 1,2	50x50	20	100	150
ETAGE 3, 4, 5,6 et 7	45x45	16.20	81	121.5

b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul.
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant
Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min (10\phi_l, 15 \text{ cm}) \\ \text{Dans la zone courante : } t \leq 15\phi_l \end{array} \right.$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{\min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'élancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10φ minimum
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants (φ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.2 Sollicitations dans les poteaux

Niveau	section	N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
S-Sol	55×55	3135.11	175.21	15.155	79.46	175.21	3135.11
RDC	55×55	2995.85	130.21	27.31	149.88	27.45	156.46
1^{ere} étage	50×50	2377.91	110.29	9.04	242.82	393.67	397.56
2^{eme} étage	50×50	1914.44	65.07	80.39	284.86	1853.52	388.03
3^{eme} étage	45×45	1453.80	74.11	148.30	285.15	1367.51	334.92
4^{eme} étage	45×45	1190.89	79.01	48.76	7.68	943.17	271.26
5^{eme} étage	45×45	844.34	74.55	12.73	24.96	250.89	227.92
6^{eme} étage	45×45	524.34	66.84	12.75	22.35	100.74	183.88
7^{eme} étage	45×45	280.39	9.43	15.75	39.92	100.65	195.72

V.1.3. Ferrailage des armatures longitudinales

a) Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, et cela après comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide de logiciel SAP 2000.

Le calcul se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit a calcule le poteau le plus sollicité de RDC et 1^{er} etage avec les sollicitations suivantes :

$$N_{max}=3135.11\text{KN} \rightarrow M_{cor} = 170.21\text{KN.m}$$

$$M_{max}= 156.46\text{KN.m} \quad \rightarrow N_{cor} = 27.45\text{KN}$$

$$N_{min}=27.31 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 149.88\text{KN.m}$$

• **Calcul sous : N_{max}, M_{cor}**

$$d=50 \text{ cm} ; d'=5\text{cm}$$

$$N=3135.11 \text{ KN (de compression)} \dots\dots\dots G+Q+E_x$$

$$M=170.21 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0038\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.55/2 = 0.275\text{m}$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section (centre les armatures AA')

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$a < b \dots\dots\dots (1)$$

$$a = (0.337h - 0.81 \times d_0) b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$b = N (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 170.21 + 3135.11 \times (0.50 - 0.55/2) = 875.61\text{KN.m}$$

$$a = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55^2 \times 18.48 = 0.81$$

$$b = 3135.11 \times 10^{-3} \times (0.50 - 0.05) - 825.61 \times 10^{-3} = 0.58$$

$a > b$: donc la condition (1) non vérifiée.

Donc la section est entièrement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{825.61 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.50^2 \times 18.48} = 0.325$$

$$\mu_{bu} = 0.325 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \epsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.325}) = 0.510$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.5 \times (1 - 0.4 \times 0.510) = 0.39\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{875.61 \times 10^{-3}}{0.39 \times 348} = 64.51\text{cm}^2$$

$$A_s = \frac{A_l}{2} = \frac{64.51}{2} = 32.25\text{cm}^2$$

• **Calcul sous : $M_{max}; N_{cor}$**

$$M = 156.46\text{KN.m}, N = 27.45\text{KN} \Rightarrow e_G = 0.569 > h/2 = 0.275\text{m}$$

Donc le centre de pression se trouve hors de la section des armatures.

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 156.46 + 27.45 \times (0.50 - 0.55/2) = 162.64\text{KN.m}$$

$$a = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55^2 \times 18.48 = 0.81$$

$$b = 27.45 \times 10^{-3} \times (0.50 - 0.05) - 162.63 \times 10^{-3} = -0.15$$

$a > b$: donc la condition (1) non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_{ua} = 162.64\text{KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.064 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.084 \Rightarrow z = 0.48\text{m} \Rightarrow A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{162.64 \times 10^{-3}}{0.48 \times 348} = 9.73\text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 9.73 - \frac{27.45 \times 10^{-3}}{400} = 9.04 \text{ cm}^2 > 0 \Rightarrow A \neq 0$$

• **Calcul sous N_{\min} ; M_{cor} :**

$N = 27.31 \text{ KN}$, $M = 149.88 \text{ KN.m}$, $\Rightarrow e_G = 0.18 < h/2 = 0.275 \text{ m}$ Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 149.88 + 27.31 \times (0.50 - 0.55/2) = 156.02 \text{ KN.m}$$

$$a = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55^2 \times 18.48 = 0.81$$

$$b = 27.31 \times 10^{-3} \times (0.50 - 0.05) - 156.02 \times 10^{-3} = -0.14 < 0$$

$a > b$: donc la condition (1) non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée

$$M_{ua} = 156.02 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.061 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.076 \Rightarrow z = 0.50 \text{ m} \Rightarrow A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{26.59 \times 10^{-3}}{0.50 \times 348} = 8.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 8.96 - \frac{27.31 \times 10^{-3}}{400} = 8.28 \text{ cm}^2 \geq 0$$

Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V. 3 Armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Section	A_{cal} Robot expert BA (cm^2)	A_{cal} sap (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)
S-SOL	55x55	32.25	30.25	24.2	4HA20+12HA16=36.7
RDC	55x55	29.62	30.25	24.2	4HA20+12HA16=36.7
1^{ere} étage	50x50	23.6	25	20	16HA14=24.63
2^{eme} étage	50x50	20.8	25	20	16HA14=24.63
3^{eme} étage	45x45	21.6	20.25	16.2	16HA14=24.63
4^{eme} étage	45x45	15.1	20.25	16.2	16HA12=18.1
5^{eme} étage	45x45	13.6	20.25	16.2	16HA12=18.1
6^{eme} étage	45x45	14.8	20.25	16.2	16HA12=18.1
7^{eme} étage	45x45	9.2	20.25	16.2	16HA12=18.1

V.1.4. Ferrailage des armatures transversales

On prend pour exemple de calcul le poteau du RDC (55×55) cm^2 :

Soit : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 4.00}{0.5} = 5.60 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

• **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

• **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{\min} = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

• **Quantité d'armature minimale**

On a : $\lambda_g > 5$ d'où :

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b) = 0.3\% (10 \times 50) = 1.5 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b) = 0.3\% (15 \times 50) = 2.25 \text{ cm}^2$
- D'où : $A = \frac{2.5 \times 249.38 \times 10^{-3} \times 15_r}{55 \times 348} = 4.88 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **2cadre HA10 + 2cadre HA8 = 5.15 cm²**

Les résultats de calcul des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.4. Armatures transversales des poteaux.

Niveau		RDC	1 ^{er} 2 ^{eme}	4 ^{eme} , 3 ^{eme}	6 ^{eme} , 5 ^{eme}	7 ^{eme} étages
Section (cm ²)		S-SOL	étage	étages	étages	
$\phi_{l.\max}$ (cm)		55x55	50x50	45x45	45x45	45x45
$\phi_{l.\min}$ (cm)		2	1.6	1.6	1.2	1.2
L_0 (cm)		1.6	1.6	1.4	1.2	1.2
L_r (cm)		400	306	306	306	306
λ_g		280	214.2	214.2	214.2	214.2
ρ_a		5.09	4.28	4.76	4.76	4.76
V_u (KN)		2.5	3.75	3.75	3.75	3.75
L_r (cm)		249.38	169.15	118.02	100.44	99.98
S_t (cm)	z.nodale	80	64	64	48	48
	z.courante	10	10	10	10	10
A_t^{\min} (cm)	z.nodale	15	15	15	15	15
	z.courante	1.5	2.5	2.25	2.25	2.25
A^t (cm ²)		2.25	3.75	3.375	3.375	3.375
$A^t_{\text{adopté}}$ (cm ²)		4.88	5.06	4.23	3.61	3.59
N ^{bre} des cadres		5.15	5.15	4.59	4.59	4.02
		4T10 + 4T8	4T10 + 4T8	2T10 + 6T8	2T10 + 6T8	8T8

Conformément aux règles du RPA 99/version2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max} \right)$. Ce qui est vérifiée dans ce cas.

V.1.5. Vérifications

V.1.5.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

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.

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de cette structure sont représentés dans le tableau suivant :

Tab V.5 Vérification au flambement des poteaux

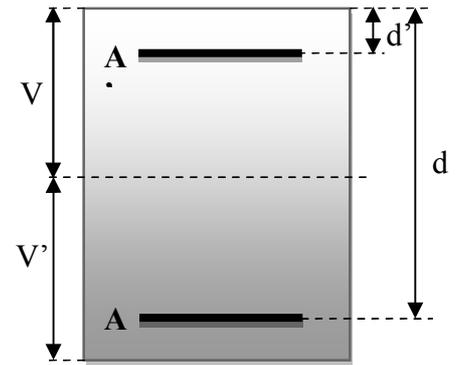
Niveau	L_0 (m)	L_f (m)	I (m ⁴) $\times 10^{-3}$	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	Br (m ²)	N_u (KN)	N_d (KN)
	4.00	2.80	7.62	0,16	17.63	0.64	36.7	0.280	3366.42	3135.1 1
RDC	4.00	2.80	7.62	0,16	17.63	0.64	36.7	0.280	3366.42	2995.6
1^{ere} étage	3.06	2.14	5.21	0,14	14.84	0.58	24.6	0.233	2483.69	2377.9 1
2^{eme} étages	3.06	2.14	5.21	0,14	14.84	0.58 2	24.6 3	0.233 0	2483.69	1914.4 4
3^{eme} étages	3.06	2.14	3.42	0,13	16.48	0.56 0	24.6 3	0.184 9	1922.28	1553.8 8
4^{eme} étages	3.06	2.14	3.42	0.13	16.48	0.56 0	18.1	0.184 9	1921.00	1190.8 9
5^{eme} étages	3.06	2.14	3.42	0.13	16.48	0.56 0	18.1	0.184 9	1921.00	844.34
6^{eme} étages	3.06	2.14	3.42	0.13	16.48	0.56 0	18.1	0.184 9	1921.00	524.34
7^{eme} étages	3.06	2.14	3.42	0.13	16.48	0.56 0	18.1	0.184 9	1921.00	280.39

On remarque bien que $N_{max} < N_{ul}$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.1.5.2. Vérification des contraintes de compression

Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que $\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc1} &= \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.} \\ \sigma_{bc2} &= \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.} \end{aligned} \right.$$



$$B = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \right] \times \frac{1}{B} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	section	d (m)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDCS-SOL	55x55	0.50	36.7	24.22	30.78	0.0116	1396.23	65.8	5.99	2.87	15
1 ^{re} étage	50x50	0.45	32.17	21.18	28.82	0.00831	1237.8	26.42	5.62	4.03	15
2 ^{eme} étage	50x50	0.45	32.17	21.18	28.82	0.00831	1045.05	27.44	4.88	3.23	15
3 ^{eme} étage	45x45	0.40	24.88	17.50	27.5	0.00581	859.15	26.03	4.32	3.01	15
4 ^{em} étage	45x45	0.40	24.88	17.50	27.5	0.00581	620.38	27.88	3.90	1.74	15
5 ^{eme} étage	45x45	0.40	24.88	17.50	27.5	0.00581	508.08	30.92	3.44	1.04	15
6 ^{eme} étage	45x45	0.40	24.88	17.50	27.5	0.00581	340.02	30.24	2.59	0.25	15
7 ^{eme} étage	45x45	0.40	24.88	17.50	27.5	0.00581	157.85	46.5	2.18	1.42	15

V.1.5.3. Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite

suivante : $\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0,075 \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 \rightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$ D'où, on doit avoir : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_{bu}$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.7. Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	L_f (m)	λ_g	ρ_d	d (m)	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
RDC +S-SOL	55x55	2.8	5.09	0,04	0.50	249.05	0.905	1	Vérifier
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	50x50	2.142	4.28	0,04	0.45	169.15	0.751	1	Vérifier
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	45x45	2.142	4.28	0,04	0.40	118.02	0.655	1	Vérifier
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	45x45	2.142	4.28	0,04	0.40	100.44	0.558	1	Vérifier
7 ^{ème} étages	45x45	2.142	4.28	0,04	0.40	99.98	0.555	1	Vérifier

V.1.6. Disposition constructive des poteaux

- Longueur de recouvrement (L_r)

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\begin{cases} \phi_l = 12mm \Rightarrow L_r \geq 48cm, \text{ Soit : } L_r = 50cm \\ \phi_l = 14mm \Rightarrow L_r \geq 56cm, \text{ Soit : } L_r = 60cm \\ \phi_l = 16mm \Rightarrow L_r \geq 64cm, \text{ Soit : } L_r = 65cm \\ \phi_l = 20mm \Rightarrow L_r \geq 80cm, \text{ Soit : } L_r = 80cm \end{cases}$$

RDC et S-SOL	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage
Poteaux 55×55	Poteaux 50×50
3 ^{ème} étage	4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} étage

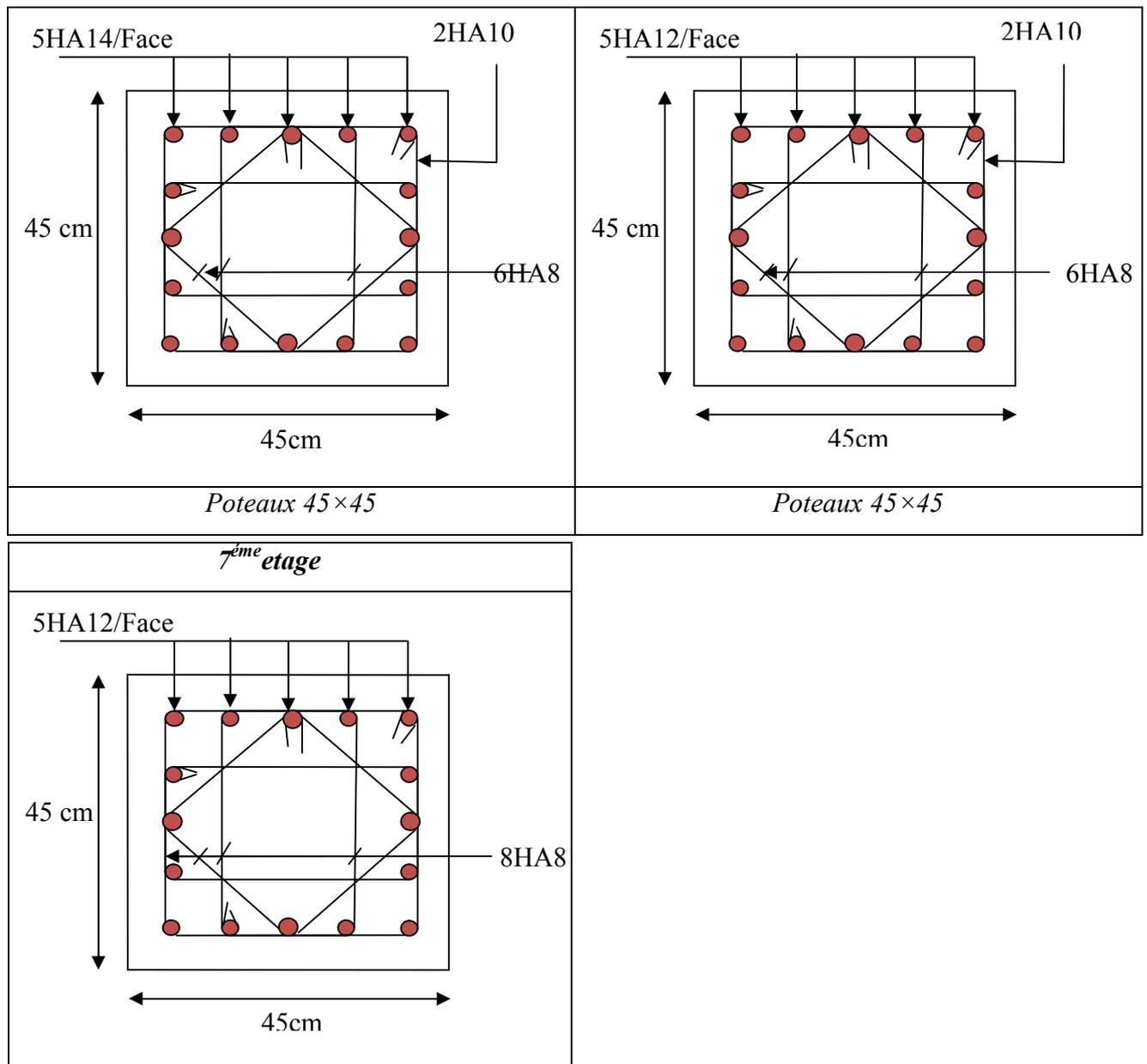


Fig. V.2 Schéma de ferrailage des poteaux.

V.2. 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 ($30 \times 45 \text{ cm}^2$) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires ($30 \times 40 \text{ cm}^2$) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel *SAP2000* combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/version2003* suivantes :

- * $1.35G+1.5Q$
- * $G+Q+E$
- * $0.8G+E$
- * $G+Q$
- * $G+Q-E$
- * $0.8G-E$

V.2.1. Les recommandations du RPA99/version2003**• 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.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
- $40\phi_{\max}$ 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.4*, 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.
- 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 poussée 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.
- Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

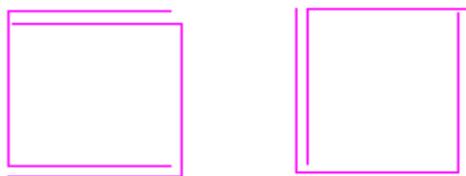


Fig.V.3 : 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

• Les armatures transversales

- La quantité 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, minimum de : $S \leq \min (h/4 ; 12 \phi_t)$
 - En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$, avec : h est 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.

V.2.2 Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99 V2003

Tab V.8 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	z. recouvrement
Principale	30×45	6.75	54	81
Secondaire	30×40	6.00	48	72

V.2.3. Sollicitations de calculs

Tab V.9. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveau		Poutre principale			Poutre secondaire		
		M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
Etages courants	ELU	102.3	-128.79	186.22	75.79	-104.67	60.40
	ELS	45.31	-66.29	/	39.16	-75.19	/
Terrasse inaccessible	ELU	96.70	-115.61	140.07	62.38	-67.5	37.95
	ELS	39.16	-75.19	/	12.79	-34.82	/

V.2.4. Ferrailage des armatures longitudinales

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) sous la combinaison $G+Q+E$ (étage courant)

Tab V.10 : calcul de ferrailage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adopté} (cm ²)
Armatures en travée	102.3	0.146	0.199	0.373	7.88	6.75	3HA14+3HA12=8.01
Armatures en appui	128.79	0.184	0.257	0.363	10.18		3HA16+3HA14=10.65

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau suivant :

Tab V.11 Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
Etages courants	Principales	(30×45)	Appuis	10.18	6.75	3HA16+3HA14=10.65
			travées	7.29		3HA14+3HA12=8.01
	Secondaires	(30×40)	Appuis	9.34	6.00	3HA16+3HA14=10.65
			travées	6.53		3HA14+2HA12=6.88
Terrasse inaccessible	Principales	(30×45)	Appuis	9.02	6.75	6HA14=9.24
			travées	7.58		3HA14+3HA12=8.01
	Secondaires	(30×40)	Appuis	5.76	6.00	3HA14+2HA12=6.88
			travées	5.29		3HA14+2HA12=6.88

• **Longueur de recouvrement**

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\begin{cases} \phi_l = 16\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 64\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 65\text{cm} \\ \phi_l = 14\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 56\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 60\text{cm} \\ \phi_l = 12\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 48\text{cm}, \text{ Soit : } L_r = 50\text{cm} \end{cases}$$

V.2.5. Ferrailage des armatures transversales

• **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales

Telle que : $\phi_t \leq \min\left(\phi_{l\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$ BAEL91 (article H.III.3)

Poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.285; 3) = 1.2\text{cm} ; \text{ Donc on prend } \phi_t = 8\text{ mm}$$

Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.142; 3) = 1.142\text{cm} ; \text{ Donc on prend } \phi_t = 8\text{ mm}$$

Donc on prend **4T8** = 2.01 cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

• **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}\right)$

Poutres principales : $S_t \leq \min(11.25; 14.4)$; Soit : **S_t = 10 cm**

Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10; 14.4)$; Soit : **S_t = 10 cm**

- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Section minimal d'armatures transversales**

$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée pour toutes les poutres.

V.2.6. Vérification

V.2.6.1. Vérification à l'ELU

• **Condition de non fragilité**

Poutre principales : $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Tableau V.12 : Vérification de la section minimale.

Poutres	A_{\min}	Observation
Principales	1.69	Vérifiée
Secondaires	1.49	

• **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Tab V.13. Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	186.22	1.53	Vérifiée
Poutres secondaires	60.4	1.56	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- En appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

- En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.14 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A _l (cm ²) Appui	V _u (KN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})}{f_e}$ (cm ²)	Observation
Principale	10.65	186.22	128.79	6.15	-4.98	Vérifiée
Secondaires	10.65	60.4	104.67	1.99	-0.922	Vérifiée

V.2.6.2. Vérification à l'ELS

- **État limite de compression du béton**

Tab V.15. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

Poutres	Elément	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Principales	Appui	66.29	16.48	148799	7.34	15	<i>vérifiée</i>
	Travée	45.31	13.83	107275	5.84	15	<i>vérifiée</i>
Secondaires	Appui	75.19	15.22	111037	10.31	15	<i>vérifiée</i>
	Travée	39.16	12.88	81406.31	6.19	15	<i>vérifiée</i>

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

○ $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ (1).

○ $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$ (2). **BAEL 91(Article B.6.5)**

$\frac{A_s}{b_0} \leq \frac{2,4}{f_e}$ (3)

✓ **Poutres principales**

✓ $\frac{h}{L} = \frac{45}{510} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0,0625$ condition vérifiée

M_t = 45.31KN.m

M₀ = $\frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{28.43 \cdot 5,1^2}{8} = 92.43$ KN.m

$$\checkmark \frac{h}{L} = 0,088 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{45.31}{10 \times 92.43} = 0,049 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} = \frac{10.65 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,40} = 0,0089 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ Poutres secondaires

$$\checkmark \frac{h}{L} = \frac{40}{420} = 0,095 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 39,16 \text{KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{19,39 \times 4.2^2}{8} = 42.75 \text{KN.M}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} = 0,095 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{39.16}{10 \times 42.75} = 0,092 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \cdot 10^{-4}}{0,3 \cdot 0,36} = 0,0074 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions (1), (2) et (3) sont vérifiées pour tous les éléments

V.2.6.3.Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, qui sont les nœuds, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoration de 1,25 , c.à.d. :ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|) \qquad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

▪ **Les zones nodales**

La détermination de la zone est nécessaire à ce niveau, on disposera les armature transversales de façon à avoir des espacements réduits ; ceci est justifié par le fait que cet endroit est très exposé au risque de cisaillement

La zone nodale est définie par h'

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$: section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

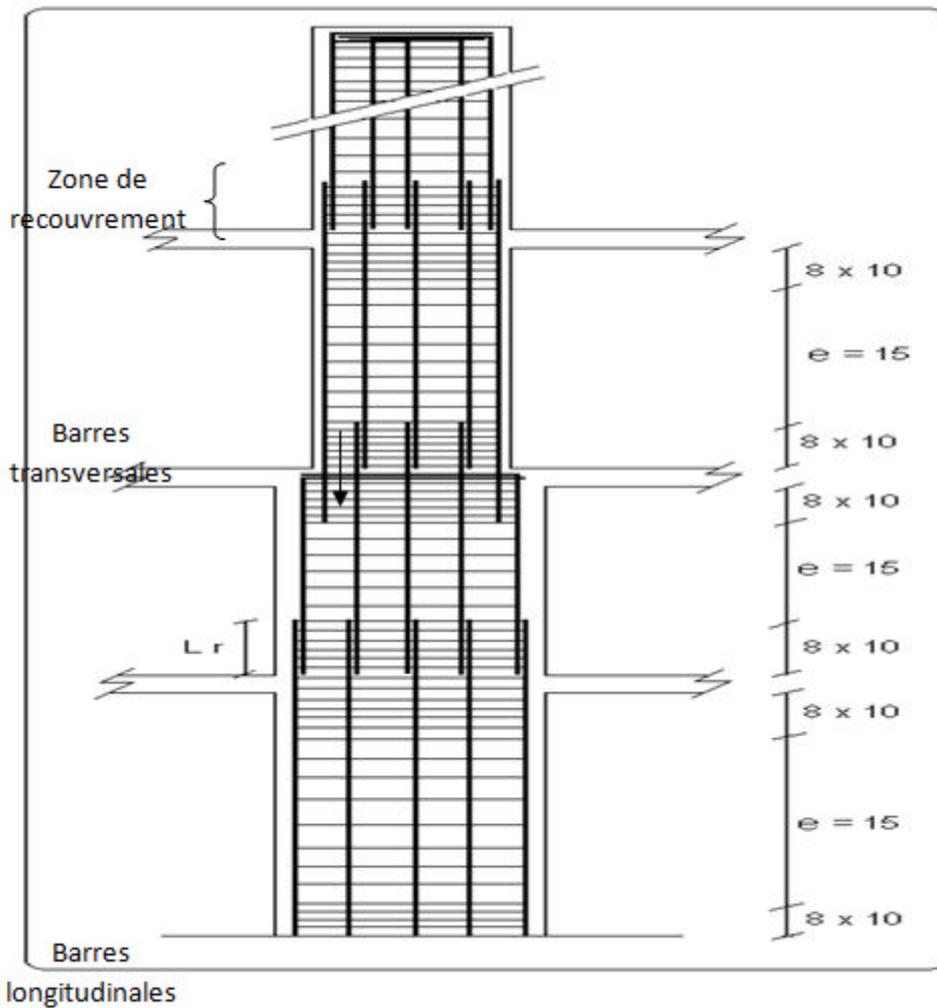


Fig. V.4. Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux.

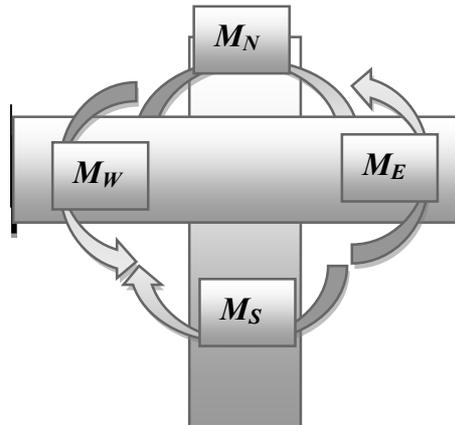


Fig.V.5 : Les moments dans la zone nodale.

• **Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres**

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

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0,90 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.16 Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
55×55	50	36.7	638.58
50×50	45	32.17	503.78
45*45	40	24.88	346.33

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.17. Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Etages courants	P.P (30×45)	40.5	10.65	150.10
	P.S (30×40)	36	6.79	85.07
Terrasse inaccessible	P.P (30×45)	40.5	9.24	130.23
	P.S (30×40)	36	6.79	85.07

V.2.5.2 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tab V.18: Vérification de la zone nodale.

Niveaux	Plan	M_S	M_N	$M_W = M_E$	$M_N + M_S$	$1.25 (M_W + M_E)$	Vérification
		(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	
RDC	PP	638.58	638.58	150.10	1277.16	375.25	Vérifiée
	PS			85.07		212.67	Vérifiée
1 ^{ère} étage	PP	503.78	503.78	150.10	1007.56	375.25	Vérifiée
	PS			85.07		212.67	Vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	503.78	503.78	150.10	1007.56	375.25	Vérifiée
	PS			85.07		212.67	Vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	346.33	346.33	150.10	692.66	375.25	Vérifiée
	PS			85.07		212.67	Vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	346.33	346.33	150.10	692.66	375.25	Vérifiée
	PS			85.07		212.67	Vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	346.33	346.33	150.10	692.66	375.25	Vérifiée
	PS			85.07		212.67	Vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	346.33	346.33	150.10	692.66	375.25	Vérifiée
	PS			85.07		212.67	Vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	346.33	346.33	130.23	692.66	325.57	Vérifiée
	PS			85.07		212.67	Vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

- Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC

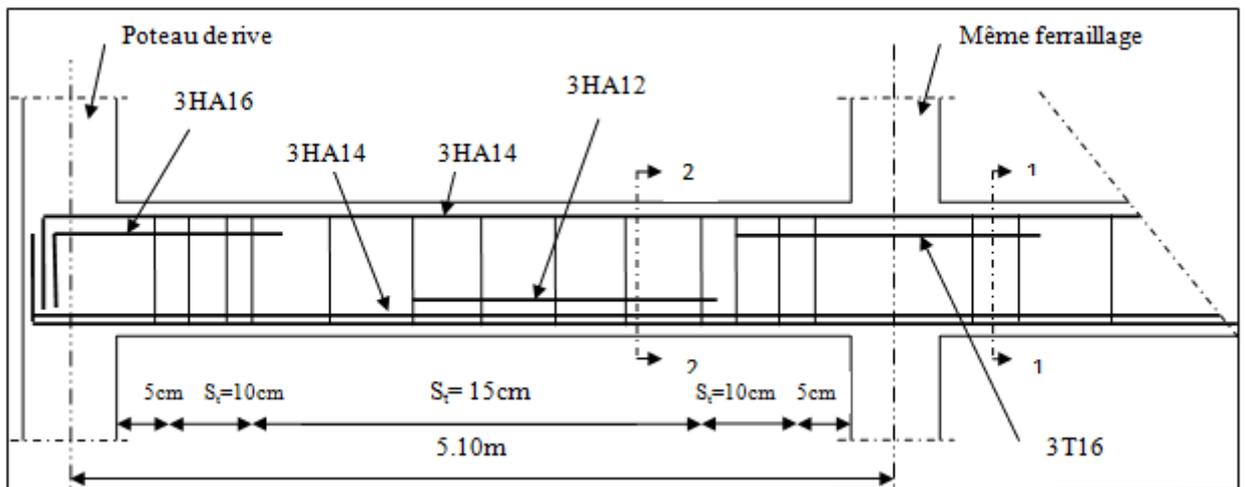


Fig.V.6 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres

1) Poutres principale

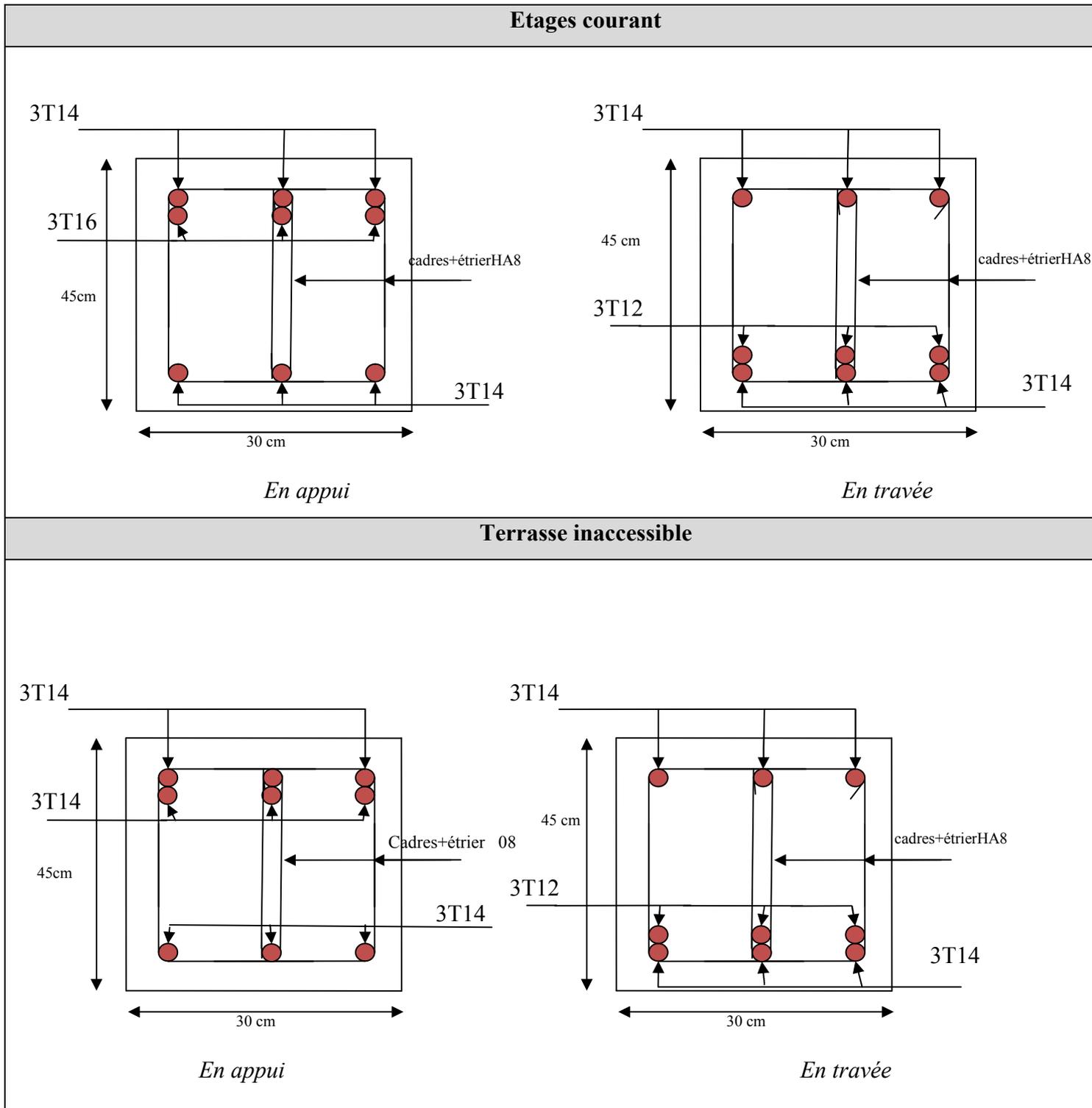
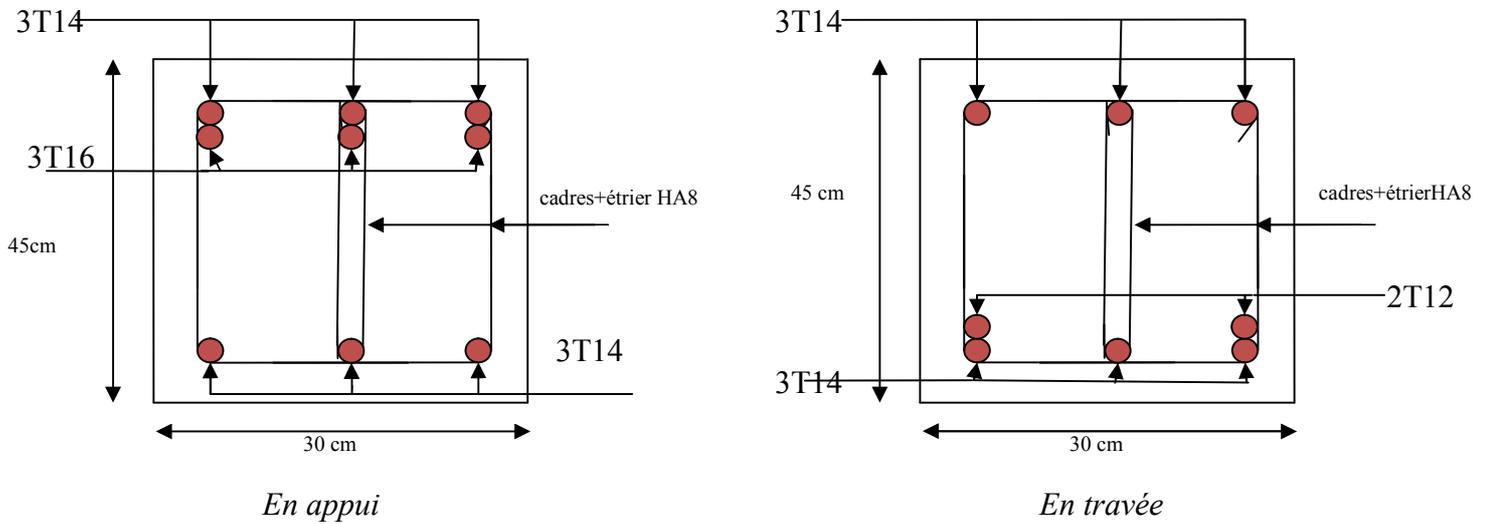


Fig.V.7: Schéma de ferrillage des poutres principales



Terrasse inaccessible

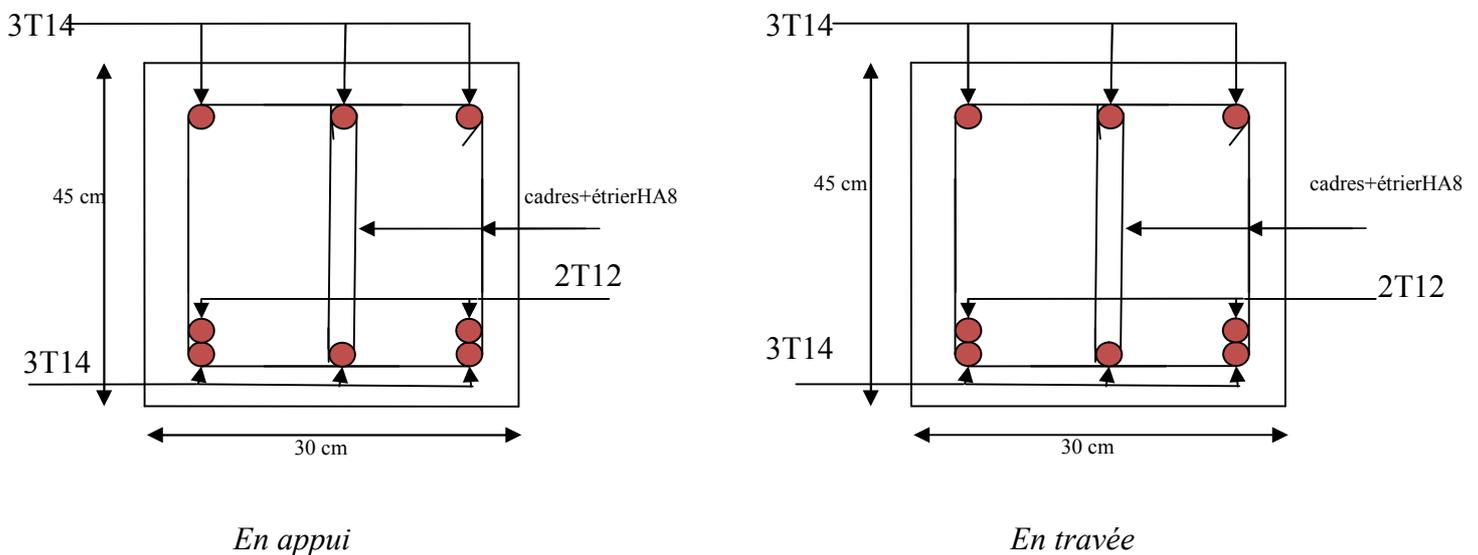


Fig.V.8: Schéma de ferrailage des poutres secondaires

V.3. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m 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 encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$; Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où 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.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel *SAP2000* dans l'ordre suivant :

- * $1.35G+1.5Q$ * $G+Q+E$ * $0.8G+E$
- * $G+Q$ * $G+Q-E$ * $0.8G-E$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

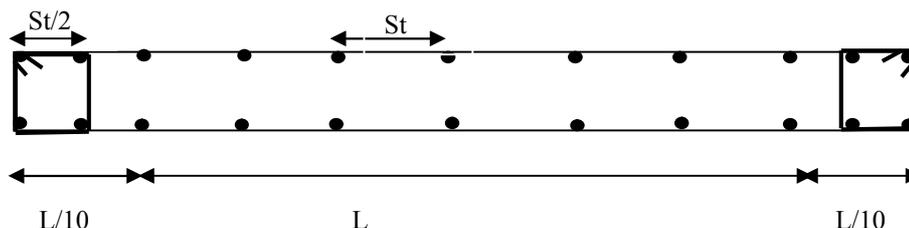


Fig.V.9. Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

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) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{VJ} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}$; avec $V = 1.4V_u$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15 \% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10 \% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $s_t = \min (1.5 \times a; 30 \text{ cm})$ avec a : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2 Disposition des voiles

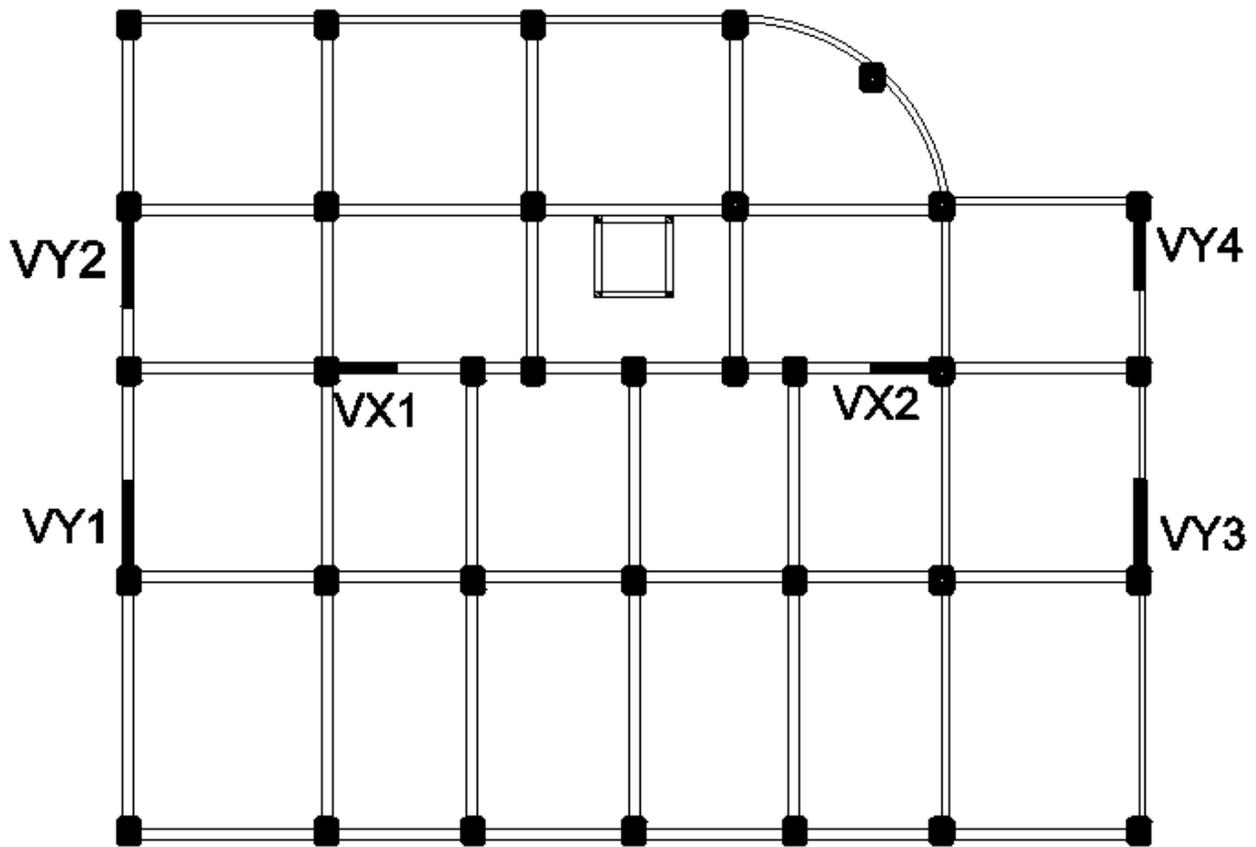


Fig.V.10. Schéma de répartition des voiles

V.3.2 Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

- Sens x-x

Tab V.19 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1}=1.4\text{ m}$

	Niveau	$N_{max \rightarrow M_{cor}}$		$M_{max \rightarrow N_{cor}}$		$N_{min \rightarrow M_{cor}}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
e=20cm	s-sol	1096.11	263.61	263.61	1096.11	361.11	783.16	407.558
	RDC	1096.11	263.61	263.61	1096.11	361.11	783.16	407.558
e=15cm	1 ^{er} étages	923.55	26.96	445.61	854.33	439.15	324.38	337.07
	2 ^{ème} étages	777.27	14.27	288.64	718.47	369.64	213.20	225.54
	3 ^{ème} étages	721.05	13.97	218.30	688.24	246.13	156.42	215.76
	4 ^{ème} étages	615.45	163.16	163.16	615.46	161.28	140.90	184.95
	5 ^{ème} étages	534.18	107.98	107.98	534.18	60.33	86.38	147.42
	6 ^{ème} étages	442.25	62.95	62.95	442.25	11.09	35.55	104.51
	7 ^{ème} étages	314.34	55.05	55.05	314.34	62.70	25.22	47.20

Tab V20 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2}=1.4\text{ m}$

	Niveau	$N_{max \rightarrow M_{cor}}$		$M_{max \rightarrow N_{cor}}$		$N_{min \rightarrow M_{cor}}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
e=20cm	s-sol	1056.61	411.10	411.10	1056.61	79.59	367.41	158.80
	RDC	1056.61	411.10	411.10	1056.61	79.59	367.41	158.80

<i>e=15cm</i>	<i>1^{er} étages</i>	810.95	25.26	204.31	479.8	422.96	133.38	160.74
	<i>2^{ème} étages</i>	678.83	12.99	132.68	560.41	377.05	91.70	110.68
	<i>3^{ème} étages</i>	620.03	9.29	122.83	525.94	376.67	3.51	114.67
	<i>4^{ème} étages</i>	521.70	18.16	95.08	482.30	249.61	54.64	101.37
	<i>5^{ème} étages</i>	404.58	66.48	66.48	405.05	162.60	33.77	81.82
	<i>6^{ème} étages</i>	314.78	45.88	45.88	314.70	84.45	19.92	60.92
	<i>7^{ème} étages</i>	205.42	37.98	37.98	205.40	14.31	12.59	40.00

Sens y-y

Tab V.21: Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1}=2m$

	Niveau	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>		<i>V_d</i> (KN)
		<i>N</i> (KN)	<i>M</i> (KN.m)	<i>M</i> (KN.m)	<i>N</i> (KN)	<i>N</i> (KN)	<i>M</i> (KN.m)	
<i>e=20cm</i>	<i>s-sol</i>	1617.21	188.20	796.26	142.66	55.49	431.31	447.65
	<i>RDC</i>	1617.21	188.20	796.26	142.66	55.49	431.31	447.65
<i>e=15cm</i>	<i>1^{ème} étages</i>	996.50	204.64	1027.90	883.72	342.78	1514.9	414.68
	<i>2^{ème} étages</i>	801.96	12.70	692.87	789.11	350.33	98.37	267.92
	<i>3^{ème} étages</i>	953.69	73.6	441.41	102.67	102.67	441.41	311.53
	<i>4^{ème} étages</i>	896.84	270.18	291.49	64.69	14.81	233.91	259.15
	<i>5^{ème} étages</i>	759.69	24.51	189.77	168.92	105.78	152.72	214.49
	<i>6^{ème} étages</i>	657.33	113.92	133.54	219.65	166.60	133.54	153.16
	<i>7^{ème} étages</i>	410.44	57.02	82.54	188.33	75.66	25.08	57.87

Tab V.22 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2}=2m$

	Niveau	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>		<i>V_d</i> (KN)
		<i>N</i> (KN)	<i>M</i> (KN.m)	<i>M</i> (KN.m)	<i>N</i> (KN)	<i>N</i> (KN)	<i>M</i> (KN.m)	
<i>e=20cm</i>	<i>s-sol</i>	1173.11	237.09	237.09	1173.11	332.79	141.79	505.24
	<i>RDC</i>	1173.11	237.09	237.09	1173.11	332.79	141.79	505.24
<i>e=15cm</i>	<i>1^{er} étages</i>	1008.27	18.15	1113.68	872.06	443.35	145.46	447.92
	<i>2^{ème} étages</i>	903.95	95.65	670.06	373.46	351.60	536.18	368.93
	<i>3^{ème} étages</i>	988.36	83.75	988.36	803.75	236.60	749.2	446.71
	<i>4^{ème} étages</i>	944.36	136.36	336.36	944.36	73.88	317.07	311.94
	<i>5^{ème} étages</i>	588.377	20.75	199.08	810.37	88.15	151.29	232.24
	<i>6^{ème} étages</i>	629.66	141.30	141.3	629.66	111.24	33.7	156.48
	<i>7^{ème} étages</i>	377.85	104.99	104.99	377.85	53.77	6.45	56.76

Tab V.23 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y3}=2m$

	Niveau	<i>Nmax→Mcor</i>		<i>Mmax→Ncor</i>		<i>Nmin→Mcor</i>		<i>V_d</i> (KN)
		<i>N</i> (KN)	<i>M</i> (KN.m)	<i>M</i> (KN.m)	<i>N</i> (KN)	<i>N</i> (KN)	<i>M</i> (KN.m)	
<i>e=20cm</i>	<i>s-sol</i>	1052.34	108.16	1865.71	175.26	80.50	1486.44	471.11
	<i>RDC</i>	1052.34	108.16	1865.71	175.26	80.50	1486.44	471.11
<i>e=15cm</i>	<i>1^{er} étages</i>	998.42	208.16	2025.88	468.42	345.07	154.39	427.72
	<i>2^{ème} étages</i>	803.95	695.65	670.06	373.46	351.60	536.18	368.93
	<i>3^{ème} étages</i>	912.67	438.94	439.74	91.15	91.15	439.74	312.30

	4 ^{ème} étages	904.15	270.48	291.52	74.59	22.96	233.72	271.57
	5 ^{ème} étages	821.33	168.32	191.10	176.87	112.21	153.81	214.06
	6 ^{ème} étages	658.00	113.12	136.57	224.90	158.37	110.41	154.64
	7 ^{ème} étages	410.27	54.70	83.33	190.74	73.59	30.36	60.10

Tab V.24 : Sollicitation maximale dans le voile $V_{y4}=2.8m$

	Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
$e=20cm$	s-sol	1904.95	163.96	1575.29	151.89	119.37	963.27	446.81
	RDC	1904.95	163.96	1575.29	151.89	119.37	963.27	446.81
$e=15cm$	1 ^{er} étages	962.77	217.27	1128.93	886.59	437.78	146.27	498.5
	2 ^{ème} étages	1019.97	809.16	809.16	1019.97	224.43	747.77	429.15
	3 ^{ème} étages	1035.85	538.06	493.44	25.57	25.57	493.44	357.15
	4 ^{ème} étages	952.95	337.33	337.33	952.95	27.70	251.46	295.39
	5 ^{ème} étages	817.28	200.22	200.22	217.28	90.70	151.63	22.65
	6 ^{ème} étages	634.08	140.89	140.89	634.08	109.57	2.58	142.68
	7 ^{ème} étages	379.84	102.69	101.65	142.58	51.22	63.8	57.93

V.4.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **SAP2000** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- Effort normal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

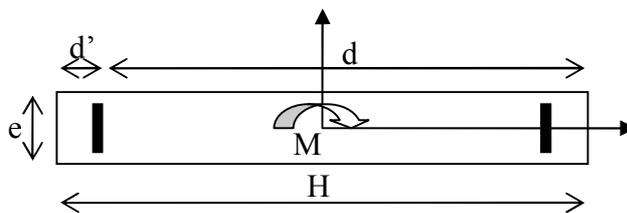
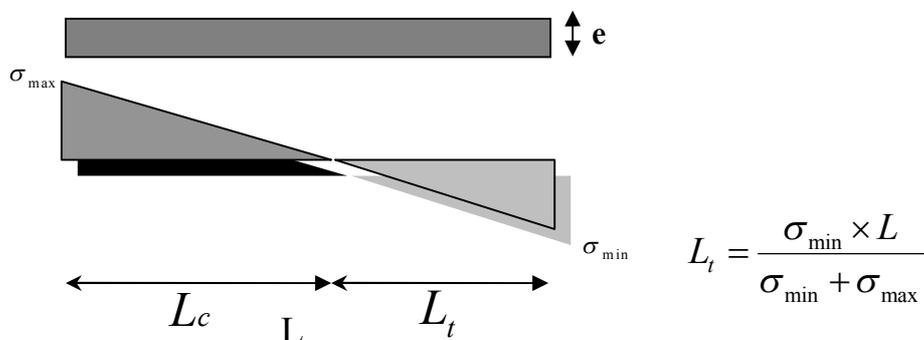


Fig.V.11. Schéma d'un voile pleine.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times L)$

- A_v^{min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile. ($A_v^{min} = 0.15\% \times b \times L$)
- A_v^{min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.
 $A_v^{min} / ten = 0.2\% b \times L_t$
- $A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

- $A_v^{min} / comp = 0.1\%b \times L_c$
- A_v^{calc} : Section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : Espacement entre armatures.
- $A_h^{min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.
- L_t : Longueur de la zone tendue



- L_c : longueur de la zone comprimée avec : $L_c = L - 2L_t$

Les résultats de ferrailage des voiles dans les deux sens sont dans les tableaux suivant :

On va exposer un seul exemple de calcul // à yy' et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L = 2m, d = 1.95m, e = 0.2m.$

$N_{max} = 1173.11KN$ (compression), $M_{cor} = 237.09KN.m$. (Combinaison $G+Q+E_x$).

$e_G = M/N = 0.2m < l/2 = 1m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81 \times d_0)b.h.fbu \dots\dots(I)$

$MA = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 237.09 + 1173.11 \times (1.95 - 1) = 1351.54KN.m$

$(I) \Rightarrow 1173.11 \times 10^{-3} \times (1.95 - 0.05) - 1351.54 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 2 - 0.81 \times 0.05) \times 2 \times 0.2 \times 18.48$

(I) $\Rightarrow 0.277 \leq 4.68$ non vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1351.54 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95^2 \times 18.48} = 0.138$$

$$\mu_{bu} = 0.21 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

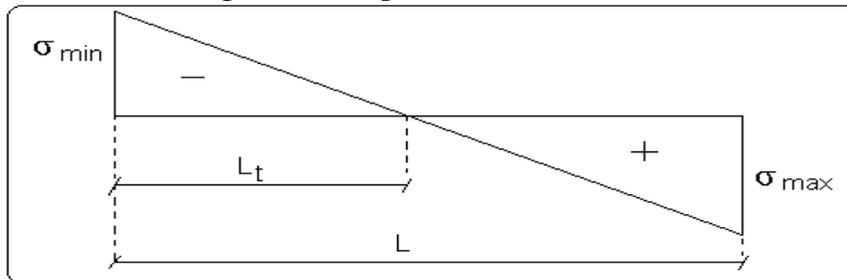
$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.25$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 1.75m$$

$$A_1 = \frac{M_a}{Z \times f_{bu}} = \frac{1351.54 \times 10^{-3}}{1.75 \times 348} = 22.19cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{Su}} = -11.51cm^2 = -11.51 < 0 \Rightarrow A' = 0cm^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$\sigma_{max} = N/B + (M \times Y)/I = 1173.11 \times 10^{-3} / 0.4 + (237.09 \times 10^{-3} \times 1.75) / 0.13 = 6.12MPa$$

$$\sigma_{min} = N/B - (M \times Y)/I = 1377.063 \times 10^{-3} / 0.68 - (237.09 \times 10^{-3} \times 1.75) / 0.65 = -0.25MPa$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = 0.85m$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 505.24KN$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} > \frac{\tau_u}{0.8f_e} \text{ tel que :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 505.24 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95} = 1.295MPa$$

$$\text{Soit : } S_h = 20cm \rightarrow A_h > 0.441 cm^2$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 237.09 KN.m \text{ (Compression)} \rightarrow N_{cor} = 1173.11 KN$$

a). Armatures verticales :

$e_G = 0.22\text{m} < (h/2) = 1\text{m}$. → Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures

$$\mu_{bu} = 0.138 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0\text{cm}^2$$

$$\alpha = 0.25 \rightarrow z = 1.75\text{ m} \rightarrow A_1 = 22.19\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - N/f_{st} = 22.19 - 33.71 = -11.51\text{cm}^2$$

$$A = 0\text{cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{\max} = 14.2\text{MPa}, \sigma_{\min} = -8.33\text{MPa}, L_t = 0.74\text{m}$$

C). Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N_{\min} = 332.79\text{ KN (compression)} \rightarrow M_{\text{cor}} = 141.79\text{ KN.m. (Combinaison 0.8G-E}_x\text{)}.$$

a). Armatures verticales :

$e_G = 0.307\text{m} < (h/2) = 1.70\text{m}$. Centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots\dots(I)$$

$$MA = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 141.79 + 332.79 \times (1.95 - 1) = 457.94\text{KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 332.79 \times 10^{-3} \times (1.95 - 0.05) - 457.94 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 2 - 0.81 \times 0.05) \times 2 \times 0.2 \times 18.48$$

$$(I) \Rightarrow 1.10 \leq 4.68 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{457.94 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.95^2 \times 18.48} = 0.032$$

$$\alpha = 0.041 \rightarrow z = 1.92\text{ m} \rightarrow A_1 = 6.86\text{cm}^2$$

$$A = -26.85 \Rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{\max} = 2.93\text{MPa}, \sigma_{\min} = -1.26\text{MPa}, L_t = 0.6\text{m}$$

• Vérifications:

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 60 = 2.4\text{cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28}/f_e = 0.23 \times 1.95 \times 20 \times 2.1/400 = 4.71\text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.1\% \times 20 \times (195 - 2 \times 60) = 0.15\text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 200 = 6\text{cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

$$A = \max(A, A^{\text{RPA}}, A^{\text{BAEL}}) = 6\text{cm}^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{y1} dans les autres niveaux :

➤ Sens x-x'

Tab V.25.Ferraillage du voile $V_{x1}=1.4m$ à tous les niveaux.

$V_{x1}, L=1.4m$					
Niveau	S-SOL RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} étage
L (cm)	140	140	140	140	140
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	263.61	26.96	13.97	107.98	55.05
N (KN)	1096.11	923.55	721.05	534.18	314.34
V(KN)	407.55	337.07	215.76	184.95	47.20
τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5
τ_u (MPa)	1.4	2.33	1.49	1.27	0,32
A_v cal /face (cm ²)	21.43	12.26	9.34	9.54	2.22
A_v min/face (cm ²)	4.2	3.15	3.15	3.15	3.15
A_v adop/face (cm ²)	22.12	13.85	11.31	11.31	7.85
N^{barre} /face	12HA16	9HA14	10T12	10T12	10T10
S_t (cm)	extrémité	8	10	10	10
	Milieu	15	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	5.53	3.46	2.83	2.83	1.96
A_h min/face (cm ²)	0.6	0.6	0.45	0.45	0.45
A_h adop/face (cm ²)	7.85	3.93	3.14	3.14	3.14
N^{barre} /face	10T10	5T10	4T10	4T10	4T10
S_t (cm)	10	20	25	25	25

Tab V.26.Ferraillage du voile $V_{y1}=2m$ à tous les niveaux.

$V_{y1}, L=2.00m$					
Niveau	RDC+S-S	1 ^{ère} , 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} étage
L (cm)	200	200	200	200	200
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	188.20	204.64	73.60	24.51	57.02
N (KN)	1617.21	996.50	953.69	759.57	410.44

$V(KN)$		447.65	414.68	311.53	214.49	57.87
<i>SECTION</i>		S. P .C	S. E .C	S. P .C	S. E .C	S. E.C
$\tau_{adm} (MPa)$		5	5	5	5	5
$\tau_u (MPa)$		1.61	1.98	1.49	1.02	0.27
$A_v cal /face (cm^2)$		24.04	16.27	14.32	10.10	2.22
$A_v min/face (cm^2)$		6	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_v adop/face (cm^2)$		24.13	18.47	14.70	10.21	7.85
$N^{barre}/face$		12HA16	12HA14	13HA12	13T10	10T10
$S_t (cm)$	<i>extrémité</i>	10	10	10	10	10
	<i>Milieu</i>	20	20	20	20	25
$A_h cal/face (cm^2)$		6.03	4.61	3.67	2.55	1.57
$A_h min/face (cm^2)$		0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h adop/face (cm^2)$		7.85	4.71	3.93	3.14	2.01
$N^{barre}/face$		10T10	6T10	5T10	4T10	4T8
$S_t (cm)$		10	20	20	25	25

Tab V.27.Ferrailage du voile $V_{Y2}=2m$ à tous les niveaux.

$V_{Y2}, L=200m$						
<i>Niveau</i>	<i>RDC+S-S</i>	<i>1^{ère}, 2^{ème} étages</i>	<i>3^{ème} 4^{ème} étages</i>	<i>5^{ème}, 6^{ème} étages</i>	<i>7^{ème} étages</i>	
$L (cm)$	200	200	200	200	200	200
$e (cm)$	20	15	15	15	15	15
$M (KN.m)$	237.09	18.15	199.08	20.75	104.99	
$N (KN)$	1173.11	1008.26	810.37	588.37	337.85	
$V(KN)$	505.24	447.92	346.71	232.24	56.76	
<i>SECTION</i>	S. P.C	S. E .C	S. P.C	S. E .C	S. E .C	
$\tau_{adm} (MPa)$	5	5	5	5	5	
$\tau_u (MPa)$	1.29	2.14	1.65	1.11	0.27	
$A_v cal /face (cm^2)$	15.79	12.93	13.86	11.18	2.22	
$A_v min/face (cm^2)$	6	4.5	4.5	4.5	4.5	
$A_v adop/face (cm^2)$	18.47	14.70	14.70	11.78	7.85	
$N^{barre}/face$	12HA14	13HA12	13HA12	15T10	10T10	
$S_t (cm)$	<i>extrémité</i>	10	10	10	8	10
	<i>Milieu</i>	20	20	20	15	25
$A_h cal/face (cm^2)$	4.61	3.67	3.67	2.83	1.96	

$A_h \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h \text{ adop/face (cm}^2\text{)}$	4.71	4.71	4.71	3.14	3.14
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6T10	6T10	6T10	4T10	4T10
$S_t \text{ (cm)}$	10	20	20	25	25

Tab V.28.Ferrailage du voile $V_{Y3}=2\text{m}$ à tous les niveaux.

$V_{Y3}, L=200\text{m}$					
Niveau	RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} étage
$L \text{ (cm)}$	200	200	200	200	200
$e \text{ (cm)}$	20	15	15	15	15
$M \text{ (KN.m)}$	108.16	208.16	68.32	438.94	54.7
$N \text{ (KN)}$	1052.34	998.42	521.33	912.67	410.27
$V \text{ (KN)}$	471.11	427.72	312.30	214.06	60.10
SECTION	S. P .C	S. E .C	S.P .C	S. P .C	S. E .C
$\tau_{adm} \text{ (MPa)}$	5	5	5	5	5
$\tau_u \text{ (MPa)}$	1.69	2.04	1.49	1.02	0.28
$A_v \text{ cal /face (cm}^2\text{)}$	22.76	16.37	11.68	4.22	6.14
$A_v \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	6	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_v \text{ adop/face (cm}^2\text{)}$	24.13	18.48	13.56	7.85	7.85
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	12HA16	12HA14	12HA12	10T10	10HA10
$S_t \text{ (cm)}$	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	25
$A_h \text{ cal/face (cm}^2\text{)}$	6.03	4.62	3.39	2.26	2.26
$A_h \text{ min/face (cm}^2\text{)}$	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h \text{ adop/face (cm}^2\text{)}$	7.85	4.71	3.93	3.14	3.14
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	10T10	6T10	5T10	4T10	4T10
$S_t \text{ (cm)}$	10	20	20	25	25

Tab V.29.Ferrailage du voile $V_{Y4}=2\text{m}$ à tous les niveaux.

$V_{Y4}, L=200\text{m}$					
Niveau	RDC+	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} étage
	S-S				
$L \text{ (cm)}$	200	200	200	200	200
$e \text{ (cm)}$	20	15	15	15	15

$M (KN.m)$	163.9	217.27	337.33	200.22	102.69
$N (KN)$	1904.95	962.17	952.95	817.52	379.84
$V(KN)$	446.81	498.5	295.39	57.93	22.65
SECTION	S. P .C	S. E .C	S.P .C	S. E .C	S. E .C
$\tau_{adm} (MPa)$	5	5	5	5	5
$\tau_u (MPa)$	1.62	2.38	1.41	0.28	0.11
$A_v cal /face (cm^2)$	24.36	12.76	13.05	10.89	5.08
$A_v min/face (cm^2)$	6	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_v adop/face (cm^2)$	24.13	13.56	13.56	11.00	9.04
$N^{barre}/face$	12HA16	12HA12	12HA12	14T10	8HA12
$S_t (cm)$	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
$A_h cal/face (cm^2)$	6.03	3.39	3.39	2.75	2.26
$A_h min/face(cm^2)$	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h adop/face(cm^2)$	7.85	3.93	3.93	3.14	3.14
$N^{barre}/face$	10T10	5T10	5T10	4T10	4T10
$S_t (cm)$	10	20	20	25	25

- S. E .C : section entièrement comprimé.
- S. P .C : section partiellement comprimé.

V .3.4Exemples de schéma de ferrailage du voile V_{x1} (RDC) :

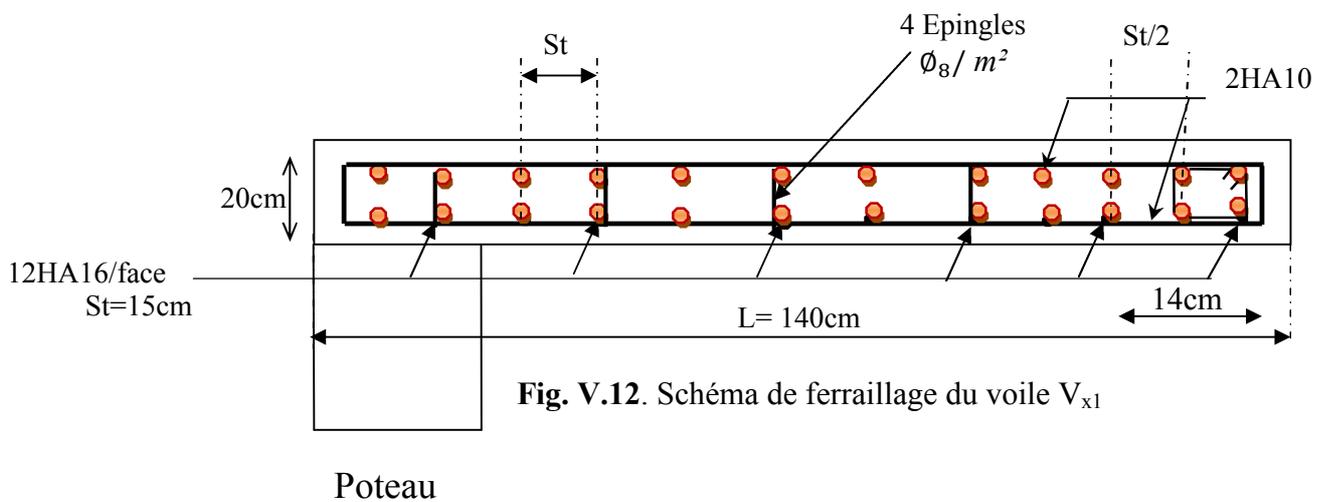


Fig. V.12. Schéma de ferrailage du voile V_{x1}

Conclusion : Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donnée par le *RPA*. Il est noté que le ferrailage minimum *RPA* est souvent plus important que celui calculé Par le *BAEL*.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP.

Les ferrailles adoptées respectent les recommandations de *RPA* et le *BAEL*.

Chapitre VI
Etude
des fondations

VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : 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 de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- la capacité portante du sol ;
- les Charges transmises au sol ;
- la distance entre axes des poteaux ;
- la profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, la vérification se fait dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes, le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 3.5 bar à une profondeur de 3 m.

VI.3.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 :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

VI.4.Étude des fondations

Vérification des semelles isolées

$$\text{La vérification à faire est : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

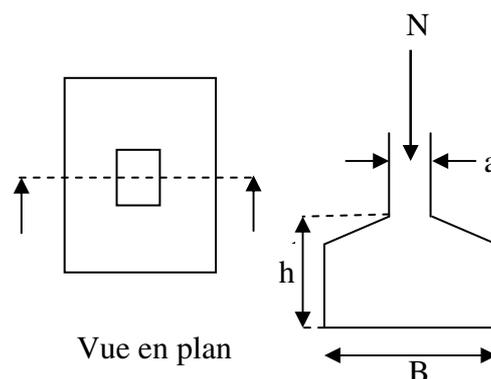


Figure VI.1: schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus

N : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel **SAP2000**.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

$$N = 3135.11 \text{ KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 350 \text{ KN/m}^2.$$

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

Semelle à poteaux homothétiques :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots\dots\dots(2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times .B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{55}{55} \times \frac{3135.11}{350}} = 2.99m$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} ;$$

avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6 + N7 + N8 + N9$$

$$N = 1427.31 + 2195.03 + 1440.71 + 1983.15 + 983.15 + 2021.64 + 1036.38 + 3135.11 + 1432.93$$

$$N = 15655.41 \text{ KN}$$

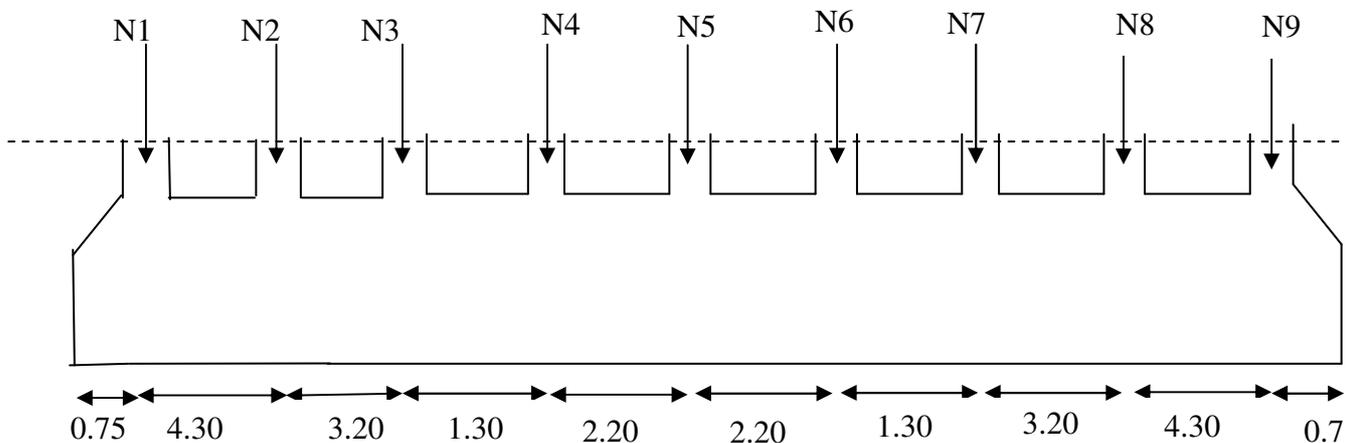


Figure VI.2: Semelle filante.

D'après le portique le plus sollicité $N=15655.41\text{KN}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{15.65541}{0.35 \times 23.5} = 1.9\text{m}.$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure seront les semelles filantes.

a. Étude des semelles filantes sous poteaux

1-Dimensionnement (coffrage)

-Calcul de la largeur de la semelle (B)

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{15655.41}{350} = 44.73\text{m}^2$$

S: surface de la semelle.

$$S = L_{\text{Total}} \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0.75\text{m}.$$

$$L = 23.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{44.73}{23.5} = 1.9\text{m} ; \text{ soit : } B = 1.9\text{m}.$$

Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t)

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + c ;$$

avec :

c : enrobage des armatures ; $c = 5 \text{ cm}$;

d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante : $d > \frac{B-b}{2}$.

$$d = 0,7 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,75 = 0,75\text{m} \Rightarrow h_t = \mathbf{0,75 \text{ m}}$$

Remarque :

avec le choix de $d > \frac{B-b}{2}$, les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal sont vérifiés.

-Charges agissantes sur la semelle

Les charges revenant à la semelle sont exposées dans figure ci-dessous

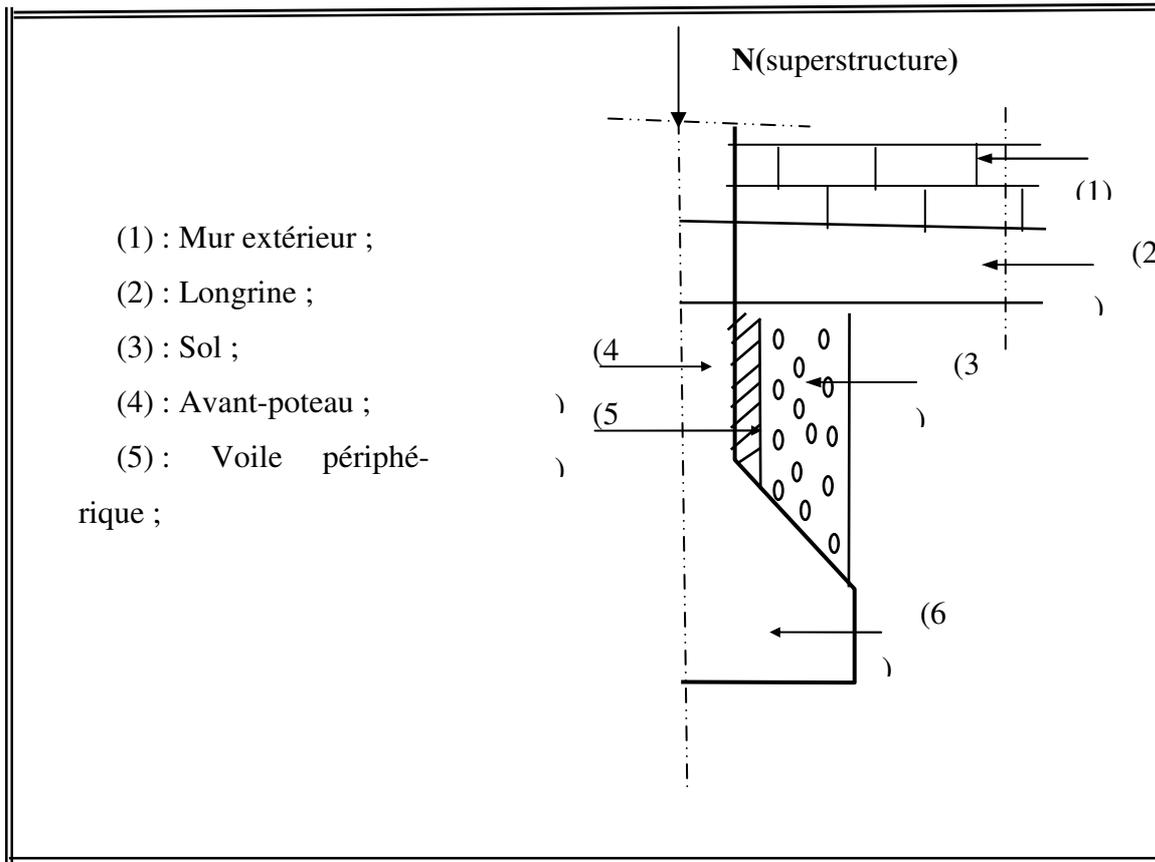


Figure VI.3:différentes charges agissant sur la semelle.

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}.$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i »}.$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{longrine})} + N_{(\text{voile périphérique})} + N_{(\text{dallage})} + N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})} + N_{(\text{terre})}.$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{(\text{superstructure})} = 15655.41 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{longrine})} = \gamma_6 \times S \times \sum l_i ; \text{ avec :}$$

$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2$: surface transversale de la longrine.

$$N_{(\text{longrine})} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 23.5 = 70.5 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{dallage})} = 100.2 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{avant poteau})} = \gamma_6 \times S \times h \times n ; \text{ Avec :}$$

S: surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$$

h: hauteur de l'avant-poteau ; h = 1 m.

n: nombre de poteaux revenant à la semelle ; n = 9 poteaux.

$$N_{(\text{avant-poteau})} = 25 \times 0,55 \times 0,55 \times 1 \times 9 = 61.87 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{semelle})} = \gamma_b \times S \times h_t.$$

Avec :

$$S: \text{ surface de la semelle ; } S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{15655.41}{0.35} = 44.73 \text{ m}^2$$

h_t : hauteur totale de la semelle ; $h_t = 0,75 \text{ m}$

$$N_{(\text{semelle})} = 25 \times 44.73 \times 0,75 = 782.77 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{terre})} = \gamma_h \times S_{\text{semelle}} \times h ; \gamma_h : \text{ poids spécifique du sol ; } \gamma_h = 22 \text{ KN/m}^3.$$

$$N_{(\text{terre})} = 22 \times 1 \times = 984.06 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{Total}} = \mathbf{15655.41} + 984.06 + 782.77 + 61.87 + 100.2 + 70.5 = 17625.15 \text{ KN.}$$

-Calcul de la surface de la semelle (S) :

La surface de la semelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{17625.15}{350} = 50.35 \text{ m}^2.$$

-Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$S = L \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0.75 \text{ m.}$$

$$L = 23.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{50.35}{23.5} = 2,14 \text{ m ; soit : } B = 2.15 \text{ m.}$$

-Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :

$$d > \frac{B-b}{2}.$$

$$d = 0,8 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,8 = 0.85 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0.85 \text{ m soit } h_t = 0.9 \text{ m.}$$

2-Le Ferrailage

a- Aciers principaux ($A_{//B}$)

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \overline{\sigma_{st}}}$$

avec :

N_u : effort ultime sollicitant la semelle ;

$\overline{\sigma_{st}}$: contrainte d'acier ; $\overline{\sigma_{st}} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$

b-Aciers de répartition ($A_{\perp B}$)

$$A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{3}$$

- Application numérique :

$$B = 2.15 \text{ m} ; N_u = 15655.41 \text{ kN} ; b = 55 \text{ cm} ; d = 0.8 \text{ m}$$

$$A_{//B} = \frac{15655.41 \cdot 10^{-3} \cdot (2.15 - 0.55)}{8 \times 0.8 \times 348} = 112.46 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 110 HA12 = 124.3 cm² avec un espacement de 20 cm.

$$A_{\perp B} = \frac{124.3}{3} = 41.43 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 22HA16 = 44.22 cm² avec un espacement de 10 cm.

Schéma de ferrailage :

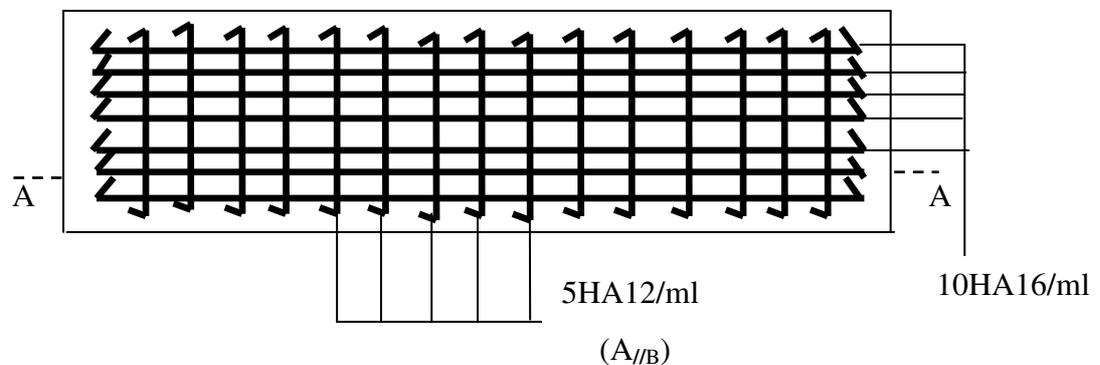


Figure VI.4: Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité

b-Étude des poutres de rigidité

1- Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

2- Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \quad [2]$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 4.3 \text{ m} \Rightarrow \frac{430}{9} \leq h \leq \frac{430}{6} \Rightarrow 47.78 \leq h \leq 71.67 \text{ (cm)}$$

Soit : $h = 65 \text{ cm}$.

$b = b_{\text{avant poteau}} \Rightarrow b = 55 \text{ cm}$

3- Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité

$$Q = \frac{\sum N_i}{L}; \quad N_i = 17135.88 \text{ KN}, \quad L = 23.5 \text{ m} \longrightarrow Q = 646.34 \text{ KN/ml}$$

4- Calcul des sollicitations

Méthode de calcul :

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

Principe de la méthode de Caquot

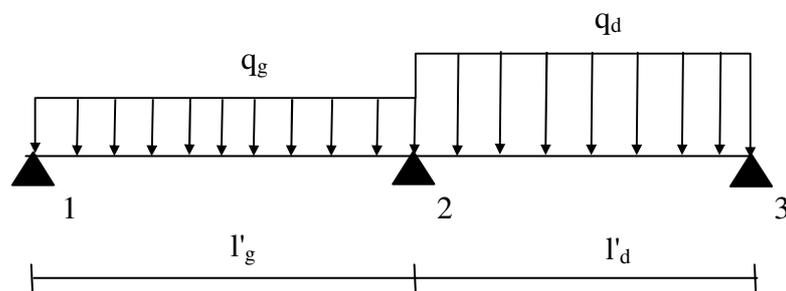


Figure VI.5: schéma statique d'une poutre à deux travées.

$$\text{-Moment en appui : } M_2 = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)}.$$

Avec :

M_2 : moment fléchissant en appui 2.

q_g, q_d : charges uniformes respectivement à droite et à gauche de l'appui considéré

(dans notre cas $q_g = q_d$).

l'_g, l'_d : longueur fictive à droite et à gauche de l'appui considéré (2) :

$$l' = \begin{cases} 0,8 l & \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ L & \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

$$\text{- Moment en travée: } M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \cdot \frac{x}{l}.$$

Avec :

$$M_0 : \text{moment isostatique dans la travée considérée ; } M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} (1 - x).$$

$$\text{Pour } M = M^{\max} : \frac{\partial M(x)}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = x_0 = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l}. \quad (\text{Cas d'une charge répartie}).$$

-Effort tranchant maximal:

$$V(x) = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = \frac{q}{2}(1-2x) + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_g = V(0) = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_d = V(l) = -\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

Poutre de rigidité

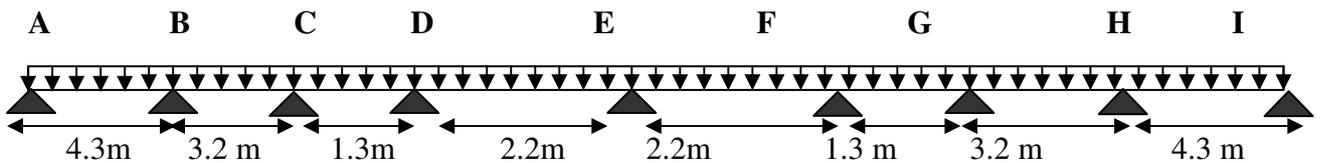


Figure VI.6: Charges agissantes sur la poutre de rigidité.

a) Moment en appui :

$$M_A = M_I = 0.$$

$$M_B = M_H = \frac{646.34(4.3^3 + (0.8 \times 3.2)^3)}{8.5(4.3 + (0.8 \times 3.2))} = 1067.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = M_G = \frac{646.34((0.8 \times 3.2)^3 + (0.8 \times 1.3)^3)}{8.5(0.8 \times 3.2 + 0.8 \times 1.3)} = 378.13 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = M_F = \frac{646.34((0.8 \times 1.3)^3 + (0.8 \times 2.20)^3)}{8.5(0.8 \times (1.3 + 2.20))} = 178.6 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = \frac{646.34((0.8 \times 2.2)^3 + (0.8 \times 2.20)^3)}{8.5(0.8 \times (2.20 + 2.20))} = 235.54 \text{ KN.m.}$$

b) Moment en travée

Travée AB:

$$x_0 = \frac{4.3}{2} - \frac{0 - (-1067.27)}{646.34 \times 4.3} = 1.77 \text{ m.}$$

$$M_0(1.77) = \frac{646.34 \times 1.77}{2} (4.3 - 1.77) = 1447.19 \text{ KN.m.}$$

$$M_1(1.77) = 1447.19 - 1067.27 \times \frac{1.77}{4.3} = 1007.87 \text{ KN.m.}$$

Travée BC:

$$x_0 = \frac{3.2}{2} - \frac{(-1067.27) - (-378.13)}{646.34 \times 3.2} = 2.3 \text{ m.}$$

$$M_0(2.3) = \frac{646.34 \times 2.3}{2} (3.2 - 2.3) = 668.96 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(2.3) = 668.96 - 1067.27 \times \left(1 - \frac{3.17}{3.2}\right) - 378.13 \frac{3.17}{3.2} = -667.17 \text{ KN.m.}$$

Travée CD:

$$x_0 = \frac{1.3}{2} - \frac{(-378.13) - (-178.6)}{646.34 \times 1.3} = 0.89 \text{ m.}$$

$$M_0(0.89) = \frac{646.34 \times 0.89}{2} (1.3 - 0.89) = 117.92 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(0.38) = 117.92 - 378.13 \times \left(1 - \frac{0.89}{1.3}\right) - 178.6 \times \frac{0.89}{1.3} = -123.61 \text{ KN.m.}$$

Travée DE:

$$x_0 = \frac{2.2}{2} - \frac{(-178.6) - (-235.54)}{646.34 \times 2.2} = 1.06 \text{ m.}$$

$$M_0(1.06) = \frac{646.34 \times 1.06}{2} (2.2 - 1.06) = 390.52 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(1.58) = 390.52 - 178.6 \times \left(1 - \frac{1.06}{2.2}\right) - 235.54 \times \frac{1.06}{2.2} = -184.48 \text{ KN.m.}$$

Travée EF:

$$x_0 = \frac{2.2}{2} - \frac{(-235.54) - (-178.6)}{646.34 \times 2.2} = 1.14 \text{ m.}$$

$$M_0(1.14) = \frac{646.34 \times 1.14}{2} (2.2 - 1.14) = \text{KN.m.}$$

$$M_t(1.14) = 218.82 - 235.54 \times \left(1 - \frac{1.14}{2.2}\right) - 178.6 \times \frac{1.14}{2.2} = -390.52 \text{ KN.m.}$$

Travée FG:

$$x_0 = \frac{1.3}{2} - \frac{(-178.6) - (-378.13)}{646.34 \times 1.3} = 2.3 \text{ m}$$

$$M_0(0.86) = \frac{646.34 \times 0.86}{2} (1.3 - 0.86) = 122.28 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(0.89) = 117.92 - 178.6 \times \left(1 - \frac{0.89}{1.3}\right) - 378.13 \times \frac{0.89}{1.3} = -188.31 \text{ KN.m.}$$

TravéeGH:

$$x_0 = \frac{3.2}{2} - \frac{(-378.13) - (-1067.27)}{646.34 \times 3.2} = 2.3 \text{ m}$$

$$M_0 (2.31) = \frac{646.34 \times 2.3}{2} (3.2 - 2.3) = 668.96 \text{ KN.m.}$$

$$M_t (0.81) = 128.27 - 1036.38 \times \left(1 - \frac{0.81}{3.2}\right) - 2668.71 \times \frac{0.81}{3.2} = -167.17 \text{ KN.m.}$$

TravéeHI:

$$x_0 = \frac{4.3}{2} - \frac{(-1067.27) - (-0)}{646.34 \times 4.3} = 2.53 \text{ m}$$

$$M_0 (2.59) = \frac{646.34 \times 2.59}{2} (4.3 - 2.53) = 1431.29 \text{ KN.m.}$$

$$M_t (2.59) = 1431.29 - 1036.38 \times \left(1 - \frac{2.53}{4.3}\right) = -991.97 \text{ KN.m.}$$

Tableau VI.1: sollicitations agissant sur la poutre de rigidité.

Travées	L (m)	q (KN/ml)	M _t (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)
AB	4.3	646.34	1007.87	0	1067.27
BC	3.2	646.34	667.17	1067.27	378.13
CD	1.3	646.34	123.61	378.13	178.6
DE	2.2	646.34	184.48	178.6	235.54
EF	2.2	646.34	390.52	235.54	178.6
FG	1.3	646.34	188.31	178.6	378.13
GH	3.2	646.34	167.17	378.13	1067.27
HI	4.3	646.34	991.97	1067.27	0

5- Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b×h) à la flexion simple. Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.2: ferrailage de la poutre de rigidité.

Travées	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _{t cal} (cm ²)	A _{a cal} (cm ²)	A _{tadopt} (cm ²)	A _{a adopt} (cm ²)
AB	1007.87	1067.27	47.11	58.11	6HA20+6HA25=48.3	6HA20+8HA25=58.12

BC	667.17	378.13	33.01	19.52	6HA20+3HA25=33.57	7HA20=21.98
CD	123.61	178.6	5.95	8.84	3HA20=9.42	3HA20=9.42
DE	184.48	235.54	5.91	11.80	3HA20=9.42	4HA20=12.56
EF	390.52	178.6	19.06	8.84	7HA20=21.98	3HA20=9.42
FG	188.31	378.13	9.10	19.52	3HA20=9.42	7HA20=21.98
GH	167.17	378.13	8.02	19.52	3HA20=9.42	7HA20=21.98
HI	991.97	1067.27	49.93	58.11	6HA20+7HA25=53.21	6HA20+8HA25=58.12

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(18.57; 55; 25)$$

$\phi_t \leq 18.57mm$. Soit $\phi_t = 10mm$.

Espacement des aciers transversaux :

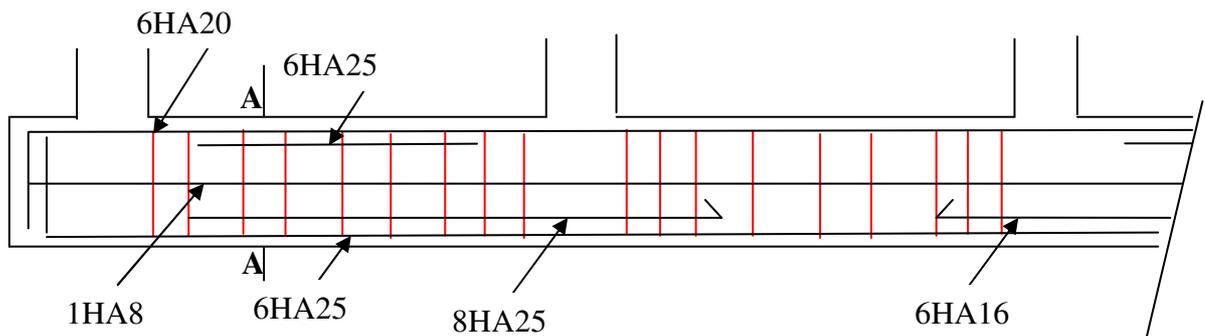
Soit : 4HA10=3.16cm² (un cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux).

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(57.5; 40) \Rightarrow S_t = 40cm \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.16 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.55} = 57.45cm \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.16 \times 10^{-4} \times 400}{0.7(1.329 - 0.3 \times 2.1)} = 21.06cm \dots \dots \dots (3)$$

Soit Espacement de 20 cm



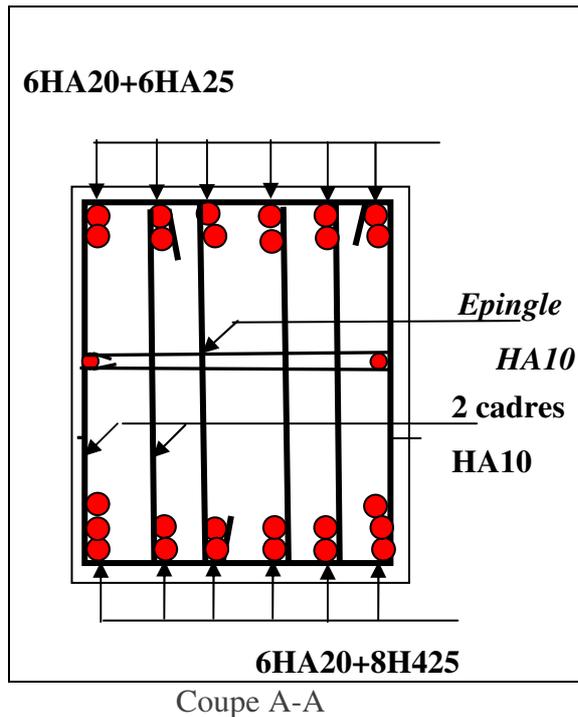


Figure VI.7: Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité

c-Semelle filante sous mur :

-Calcul de la charge

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}$$

Avec :

$$N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i ; N_i : \text{effort normal ramené par le poteau « i ».}$$

$$N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{longrine})} + N_{(\text{voile périphérique})} + N_{(\text{dallage})} + N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})} + N_{(\text{terre})}$$

$$N_{(\text{voile périphérique})} = 329.26 \text{KN}$$

$$N_{\text{Total}} = 15984.67$$

La charge répartie $Q = 680.19 \text{KN/ml}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{680.19}{350} = 1.94 \text{m}$$

Soit $B = 1.95 \text{m}$

Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :

$$d > \frac{B-b}{2}$$

$$d = 0,7 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,7 = 0.75 \text{m} \Rightarrow h_t = 0.75 \text{ m}$$

-Ferrailage

a-Aciers principaux ($A_{//B}$):

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B-b)}{8 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} ;$$

Avec :

N_u : effort ultime sollicitant la semelle ;

$\bar{\sigma}_{st}$: contrainte d'acier ; $\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$.

b-Aciers de répartition ($A_{\perp B}$): $A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{4}$.

- Application numérique

$B = 1.95 \text{ m}$; $N_u = 680.19 \text{ KN}$; $b = 55 \text{ cm}$; $d = 70 \text{ cm}$; $l = 1 \text{ m}$.

$$A_{//B} = \frac{680.19 \times 10^{-3} (1.95 - 0.55)}{8 \times 0.7 \times 348} = 4.88 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 5HA12/ml = 5.65 cm^2 avec un espacement de 20cm.

$$A_{\perp B} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} = 2 \text{ cm}^2$ (pour les HA)

On adopte : 5HA10/ml = 3.65 cm^2 avec un espacement de 20cm

VI.5. Étude des fondations pour le niveau 0.00 m

Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus

N : L'effort normal agissant sur la semelle, obten

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$N = 2965.25 \text{ KN}.$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle à poteaux homothétiques :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{55}{55} \times \frac{2995.85}{200}} = 3.87m$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\frac{N}{S} \geq \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} ;$$

avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6$$

$$N = 1476.5 + 1965.25 + 1956.44 + 2995.85 + 1920.92 + 1450.56 = 11765.52 \text{ KN}$$

$$L = 0.75 + 4.3 + 4.50 + 4.40 + 4.50 + 4.30 + 0.75 = 23.5$$

D'après le portique le plus sollicité $N = 11765.52 \text{ KN}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{11.76552}{0.2 \times 23.5} = 2.5m.$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure seront les semelles filantes.

b. Étude des semelles filantes sous poteaux

1-Dimensionnement (coffrage)

-Calcul de la largeur de la semelle (B)

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{11765.52}{200} = 58.83m^2$$

S: surface de la semelle.

$$S = L_{Total} \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{débordement} ; L_{débordement} = 0.75m.$$

$$L = 23.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{58.83}{23.5} = 2.5m ; \text{ soit : } B = 2.5m.$$

Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t)

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + c ;$$

avec :

c : enrobage des armatures ; $c = 5 \text{ cm}$;

d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante : $d > \frac{B-b}{2}$.

$$d = 0,975 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,975 = 1,02\text{m} \Rightarrow h_t = 1,05 \text{ m}$$

2-Le Ferrailage

a- Aciers principaux ($A_{//B}$)

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \overline{\sigma}_{st}}$$

avec :

N_u : effort ultime sollicitant la semelle ;

$\overline{\sigma}_{st}$: contrainte d'acier ; $\overline{\sigma}_{st} = f_c / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$.

b-Aciers de répartition ($A_{\perp B}$)

$$A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{3}$$

- Application numérique :

$$B = 2,50 \text{ m} ; N_u = 11765,52 \text{ KN} ; b = 55 \text{ cm} ; d = 1 \text{ m}$$

$$A_{//B} = \frac{11765,52 \cdot 10^{-3} \cdot (2,5 - 0,55)}{8 \cdot 1 \cdot 348} = 82,41 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 110 HA16 = 86,40 cm² avec un espacement de 20cm.

$$A_{\perp B} = \frac{86,40}{3} = 28,80 \text{ cm}^2. \text{ On adopte : } 17 \text{ HA16} = 31,8 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}.$$

Schéma de ferrailage

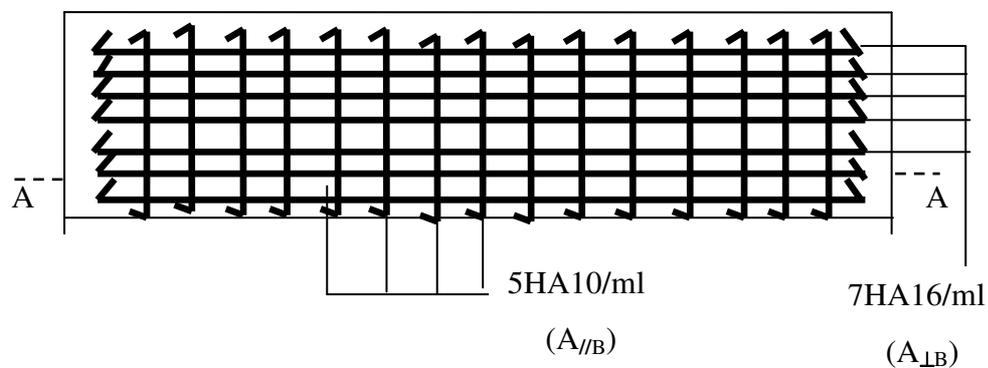


Figure VI.8:schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteau.

b-Étude des poutres de rigidité

1- Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

2- Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \quad [2]$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 4.5 \text{ m} \Rightarrow \frac{450}{9} \leq h \leq \frac{450}{6} \Rightarrow 50 \leq h \leq 75 \text{ (cm) Soit : } h = 65 \text{ cm.}$$

$$b = \text{bavant poteau} \Rightarrow b = 55 \text{ cm}$$

3- Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité

$$Q = \frac{\sum N_i}{L}; \quad N_i = 11765.52 \text{ KN}, \quad L = 23.5 \text{ m} \quad Q = 500.66 \text{ KN/ml}$$

4- Calcul des sollicitations

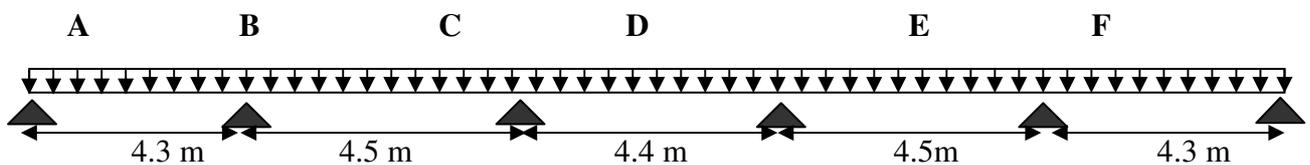


Figure VI.9: Charges agissantes sur la poutre de rigidité.

Tableau VI.3: sollicitations agissant sur la poutre de rigidité.

Tra- vées	L (m)	q (KN/ml)	M _t (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)
AB	4.3	500.66	63	0	950.27
BC	3.2	500.66	875.12	950.27	746.77
CD	1.3	500.66	664.83	746.77	746.77
DE	2.2	500.66	282.03	746.77	950.27
EF	2.2	500.66	354.09	950.27	0

5- Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b×h) à la flexion simple. Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.4:ferrailage de la poutre de rigidité.

Travées	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A_{t\text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{a\text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{t\text{ adopt}}(\text{cm}^2)$	$A_{a\text{ adopt}}(\text{cm}^2)$
AB	63	950.27	17.7	62.08	6HA20=18.84	6HA20+9HA25=63.03
BC	875.12	746.77	60.15	53.14	6HA20+9HA25=63.03	6HA20+7HA25=53.21
CD	664.83	746.77	49.16	53.14	6HA20+7HA25=53.21	6HA20+7HA25=53.21
DE	282.03	950.27	29.15	62.08	6HA20+3HA25=33.57	6HA20+9HA25=63.03
EF	354.09	950.27	32.91	62.08	6HA20+3HA25=33.57	6HA20+9HA25=63.03

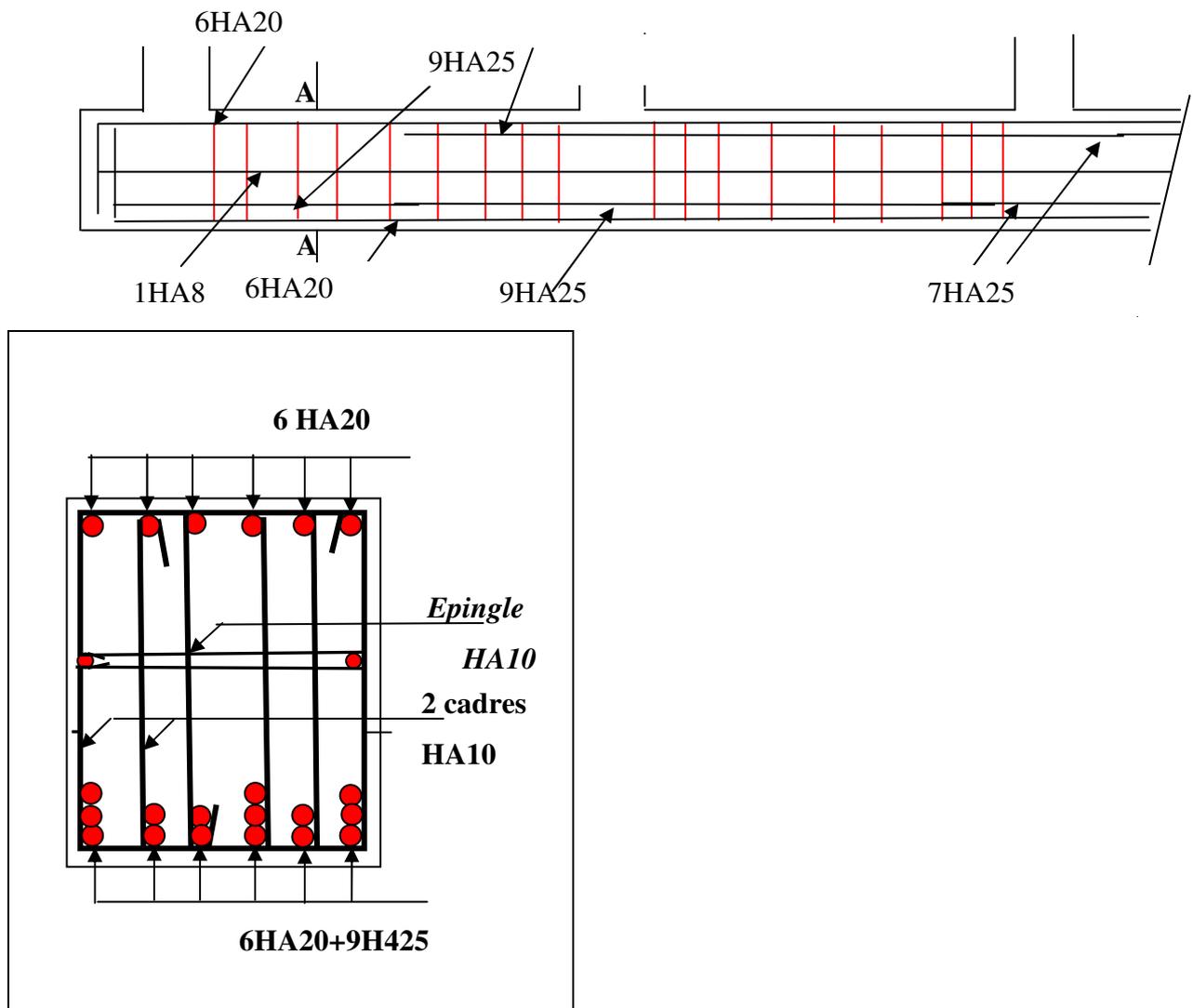


Figure VI.10:Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité

VI .6.Étude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

a. Dimensionnement

Selon le RPA 99/version 2003(article 10.1.2)

$e \geq 15cm$; On prend $e = 20cm$

b. Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol on a :

L'angle de frottement interne : $\varphi = 18^\circ$

La cohésion : $C = 0.3 \text{ bar}$

Poids volumique des terres humides : $\gamma_h = 18KN / m$

c. Évaluation des charges et surcharges

La poussée des terres sur le rideau

$$G = \gamma_h \times h \times \left(\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 18 \times 4 \times \left(\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) \right) - 2 \times 30 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right)$$

$$G = 33.65KN/ml$$

Surcharges accidentelle : $q = 10 \text{ KN} / m^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) \Rightarrow Q = 5.28KN / m^2$$

e. Ferrailage du voile

Le voile s'appuie appuyé sur la structure (poteau – poutre) et la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

À l'ELU

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q$$

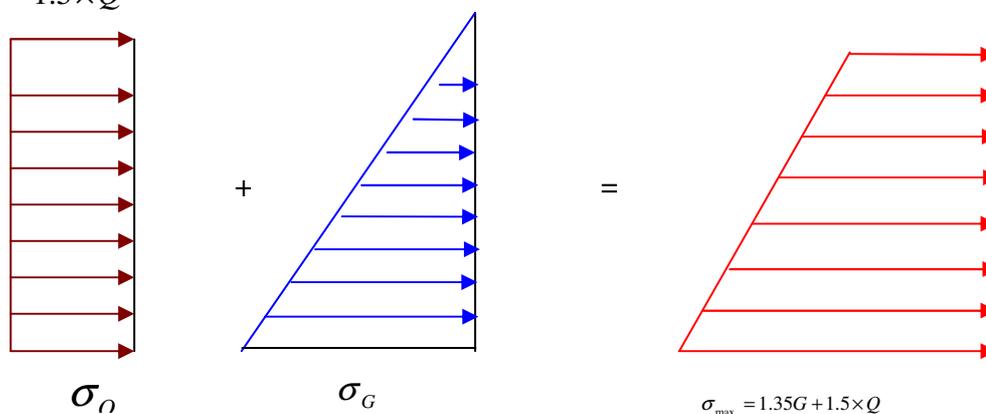


Figure VI.12 : répartition des contraintes sur le voile

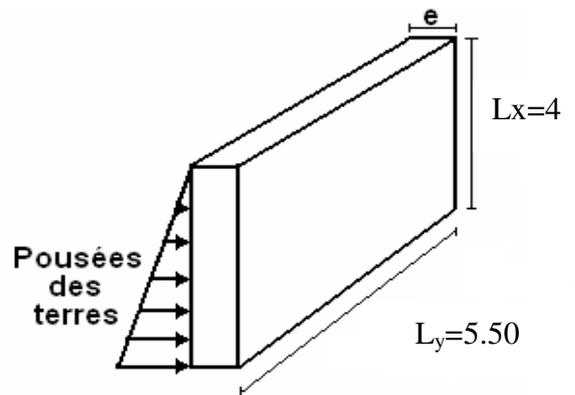


Figure VI.11: Voile périphérique.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 7.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 53.34 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 41.98 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 41.98 \times 1 \text{ ml} = 41.98 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.73 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases} ; q_u = 41.98 \text{ KN}$$

$$M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 43.39 \text{ KN.m} ; M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 20.74 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 32.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 15.55 \text{ KN.m}$$

-En appuis :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = M_a^y = 21.69 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous ;

Avec $A_{\min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA/2003

Tableau VI.5 :calcul des Sections d'armature du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
travée	X-X	32.54	0.071	0.092	0.173	5.4	2	5T14=7.70
	Y-Y	15.55	0.033	0.041	0.177	2.52	2	5T12=5.65
Appui		21.69	0.047	0.060	0.175	3.56	2	5T12=5.65

Vérifications à l'ELU :

Les espacements :

Armatures // L_x : $St \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Vérification de la condition de non fragilité

$$e \geq 12cm \left. \vphantom{e} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \Rightarrow 0.0008 \times \frac{3-0.73}{2} \times 100 \times 20 = A_{\min}^x = 1.82cm^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 20 = A_{\min}^y = 1.6cm^2 \end{cases}$$

$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 MPa$, fissuration nuisible.

On a $V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{ly^4}{(lx^4 + ly^4)} = 18.35KN.$

$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{lx^4}{(lx^4 + ly^4)} = 25.24KN.$

$\tau_u = \frac{18.35 \times 0.001}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.101MPa < \bar{\tau} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

À l'ELS

$\sigma_{\min} = Q = 5.28KN/m^2; \sigma_{\max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 5.28 + 33.65 \Rightarrow \sigma_{\max} = 38.93KN/m^2$

$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 30.52KN/m^2$

$q_s = 30.52 \times 1ml = 30.52KN/ml$

$\begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases} ; q_s = 30.52 KN/ml$

$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 34.57KN.m ; M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 21.39KN.m$

-En travée

Sens x-x' : $M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 25.93KN.m$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 16.04KN.m$

-En appuis :

$M_a = 0.5 \times M_0^x = M_a^y = 17.28KN.m$

Vérification des contraintes

- **Dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$
- **Dans l'acier :** La fissuration est considérer nuisible.

Tableau VI.6 : vérification des contraintes pour le voile périphérique.

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	X-X	32.54	4.05	13686.15	7.67	396.4	Non vérifiée
	Y-Y	15.55	3.006	7683.73	6.27	469.5	Non vérifiée
Appuis		21.69	3.006	7683.73	6.76	505.8	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée donc on augmente les sections.

Tableau VI.7 : Augmentation des Sections d'armature du voile périphérique.

	Sens	A_{adp} (cm ²)
travée	X-X	6T14=9.24
	Y-Y	6T12=6.69
Appui		6T12=6.69

Tableau VI.8 : vérification des contraintes pour le voile périphérique après augmentation des sections.

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	X-X	32.54	5.39	27133	5.04	226.84	vérifiée
	Y-Y	15.55	4.74	18451	4.13	167.63	vérifiée
Appuis		21.69	4.74	18451	3.33	222.54	vérifiée

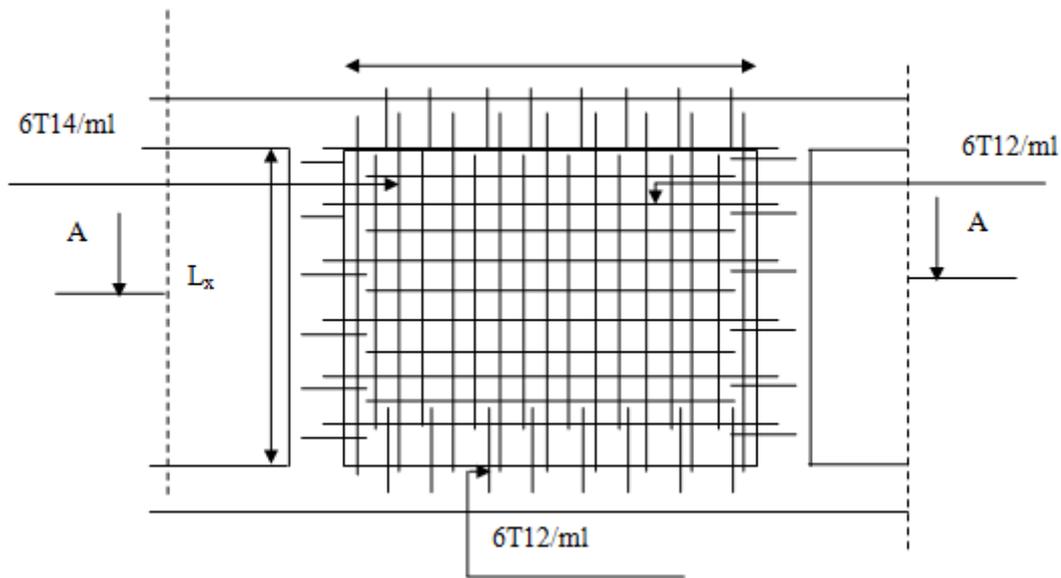
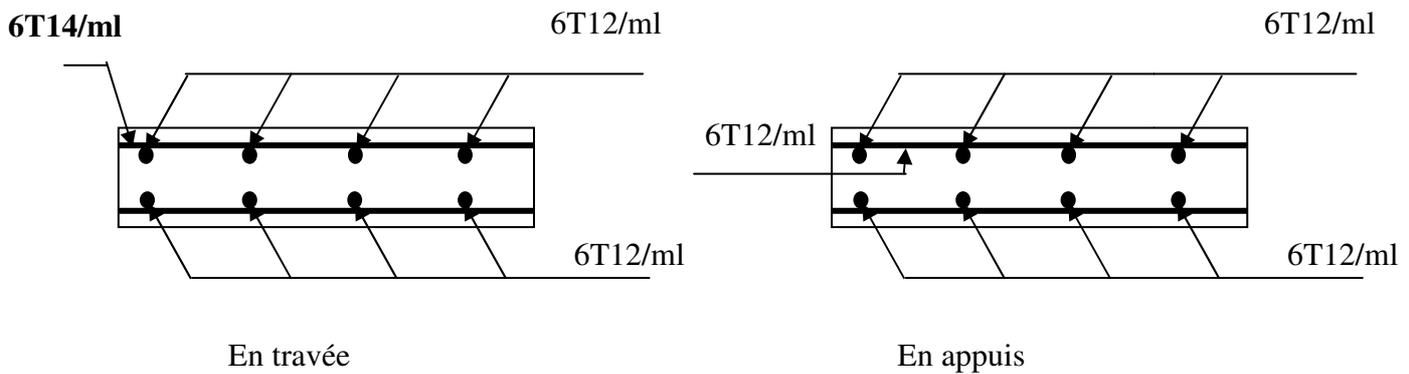


Figure VI.13 : Schéma de ferrailage du voile périphérique



Coupe A-A

Figure VI.14 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI .7.Étude de la fondation sous le poids de la cage ascenseurs

Le poids total de la machine =6.3+51+15+145=217.3 KN

Le poids des murs rigide par étage=(1.50x2.86x2.67) x3=11.45x3=34.36 KN

Le poids des poutres chainage par étage= (0.2x0.3x1.5x25) x4=9 KN

Le poids des potelets par étage = (0.25x0.25x2.86x25) x4=17.87 KN

Le poids total= (34.36+9+17.87) x8+217.3=489.88 +217.3=707.18 KN

N transmis de de potelet

$$N=1.35G+1.5Q=956.94 \text{ KN}$$

La charge transmise à chaque semelle

$$N_i = \frac{N}{4} = \frac{956.94}{4} = 239.23 \text{ KN}$$

$$\frac{b}{h} \times B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{25}{25} \times \frac{239.23}{200}} = 1.09m$$

Soit $B=1.1m$

On opte pur des semelles isolée sous l'ascenseur puisque il n'erra pas de chevauchement

-Le Ferrailage

a- Aciers principaux ($A_{//B}$)

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \overline{\sigma_{st}}}$$

avec :

N_u : effort ultime sollicitant la semelle ;

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte d'acier ; $\overline{\sigma_{st}} = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$.

b-Aciers de répartition ($A_{\perp B}$)

$$A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{3}$$

- Application numérique :

$B = 1.10 \text{ m}$; $N_u = 221.86 \text{ KN}$; $b = 25 \text{ cm}$; $d = 0.45 \text{ m}$

$$A_{//B} = \frac{239.23 \cdot 10^{-3} \cdot (1.1 - 0.25)}{8 \times 0.45 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de 25cm.

$$A_{\perp B} = \frac{3.14}{3} = 1.04 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de 25cm.

Remarque : tous les travaux de l'ascenseur sera suivi par un ingénieur de réalisation

La maçonnerie rigide est moine couteuse par apport au voile de cote économique.

VI.8. Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes sont le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion

Conclusion :

Toute nouvelle étude est un enrichissement d'un certain nombre de nouvelles notions ; il est encore le cas pour nous. À travers le projet étudié, il nous a été donné l'opportunité de découvrir un peu mieux le domaine du bâtiment et d'étendre davantage notre aperçu sur la législation (règlements en vigueur) que nous approchions tout au long de notre cursus.

La recherche d'un bon comportement de la structure nous a menés à tirer un certain nombre de conclusions dont les plus éminentes sont :

- ✓ la simplicité de la structure, qui doit être respectée en tout premier lieu par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme ;
- ✓ aussitôt après s'impose l'impératif de la symétrie maximale, que la structure doit satisfaire, car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des efforts. Il est unanimement conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux ;
- ✓ la répartition optimale des charges entre portiques et voiles (interaction) et l'atténuation des effets de torsion (moment de torsion) requièrent une bonne disposition des voiles ;
- ✓ dans le but de vérifier l'effort normal réduit, l'interaction horizontale et verticale, les sections des poteaux déjà définies par le pré-dimensionnement ont été augmentées ;
- ✓ préserver la structure contre les déplacements horizontaux et la maintenir dans un état de stabilité totale nous a conduits à vérifier les effets de second ordre (effets P-delta) ;
- ✓ des rotules plastiques se forment au niveau des poteaux, inconvénient qui peut être évité par une procédure cruciale : la vérification des moments résistants au niveau des zones nodales ;
- ✓ dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés au minimum prévu par le RPA99, cela s'explique par le sur dimensionnement, mais aussi que la sécurité (des vies) est privilégiée par le RPA99 bien plus que de l'économie ;

- ✓ la modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibration. Les escaliers sont susceptibles d'engendrer des modes de torsion redoutables.

La bonne capacité portante du sol de notre structure nous a permis l'utilisation des semelles filantes.

Bibliographie

Bibliographie

- **BAEL91** « Béton armé aux états limites».
- **CBA93** « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- **DTR BC 2.2** « Charge permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- **RPA99** « Règles parasismiques algériennes ; DTR BC 2.48, 1999/version2003 ».
- Cahier de cours du cursus.
- Les différentes exempleMémoire de fin d'étude

Logiciels utilisés :

- SAP 2000 V14
- Autocad
- Robot expert

10. CONCLUSIONS :

Le site réservé à la réalisation des 150 logements L.P.P est situé à Ibourassen, commune d'Ouéd Ghir, wilaya de Bejaia, au coté Est de la garde communale.

L'investigation « in situ » par sondages carottés, montre que le site est constitué essentiellement par des blocs gréseux fissurés, recouvertes par des argiles graveleuses rougeâtres en surface.

Les analyses chimiques des sols n'ont pas révélé la présence de sulfates, les sols ne sont donc pas agressifs vis-à-vis des bétons de fondations.

En se basant sur la nature des sols qui constituent le site, nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y'a lieu d'ancrer soit à 1.50 m de profondeur dans les argiles graveleuses et de prendre une contrainte admissible $Q_a = 2$ bars ; soit dans les blocs gréseux fissurés à partir de 3.0m et de prendre dans ce cas une contrainte admissible de 3.5 bars. Les côtes étant données par rapport au niveau de terrain actuel.

Vu la nature lithologique des sols du site, les tassements seront admissibles.

Eviter d'ancrer les fondations sur les formations d'argile graveleuse et la roche gréseuse à la fois, afin d'éviter d'exposer les blocs constituant le projet au risque de tassement différentiel.

Un talus sera créé dans la partie amont du terrain, un soutènement de ce talus est vivement recommandé. Le drainage des eaux (de surface et souterrains d'infiltration) est à prendre en compte. Pour le calcul de stabilité de ce mur de soutènement nous vous présentons les caractéristique mécanique des formation rencontrées ; des argiles graveleuse ont ($\gamma_h = 1.8t/m$ $C_u = 0.3$ bar et $15^\circ < \phi_u < 20^\circ$) et les grès ont : ($\gamma_h = 2.2t/m$ $C_u = 2$ bar et $35^\circ < \phi_u < 45^\circ$)

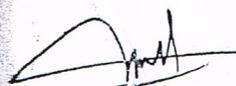
Selon le **DTR- BE 1.2** les formations du site peuvent appartenir aux roches tendres de classe D, et les travaux de terrassements s'effectueront au moyen d'une pelle mécanique puissante, et peuvent nécessiter l'aide d'un brise - roche.

Selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA -2003**) La région de Bejaia est située dans la zone de **moyenne sismicité (ZIIA)**. Il y a lieu d'en tenir compte dans la conception de l'ouvrage.

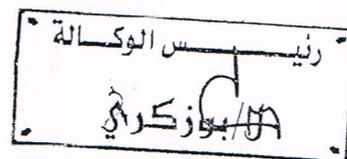
Les formations du site peuvent appartenir au site rocheux de catégorie **S1. (R.P.A - 2003)**.

LE CHARGE D'ETUDE

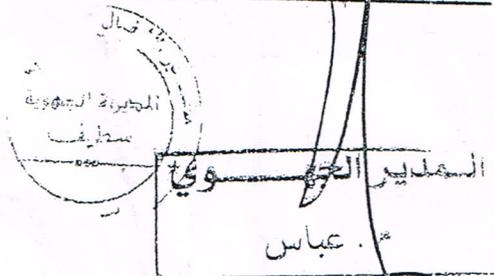
M^{me} MOUSSAOUI



LE CHEF D'ANTENNE



LE DIRECTEUR REGIONAL



ANNEXES

Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Tableau des Armatures
(en cm²)

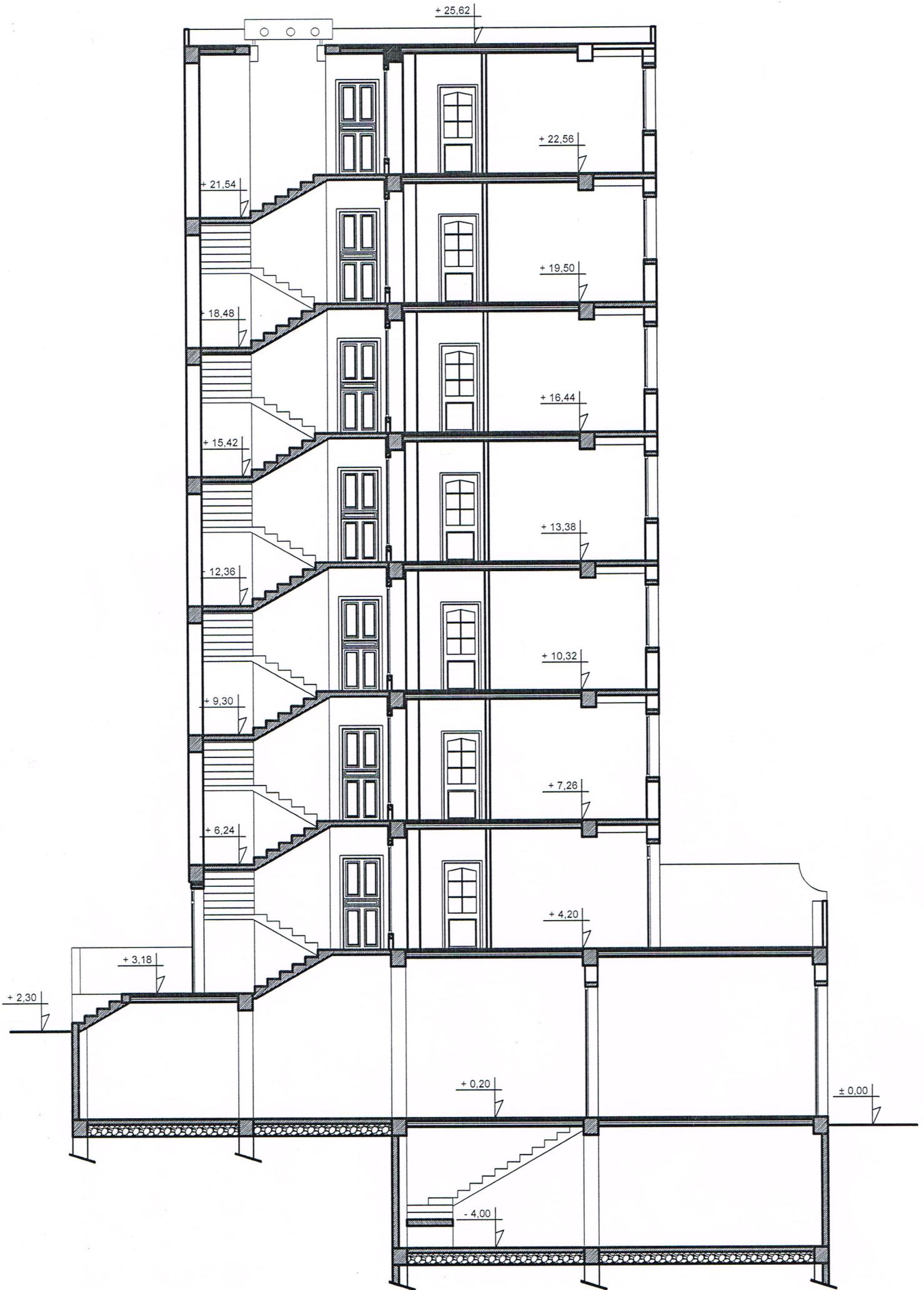
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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	14.7	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

plans

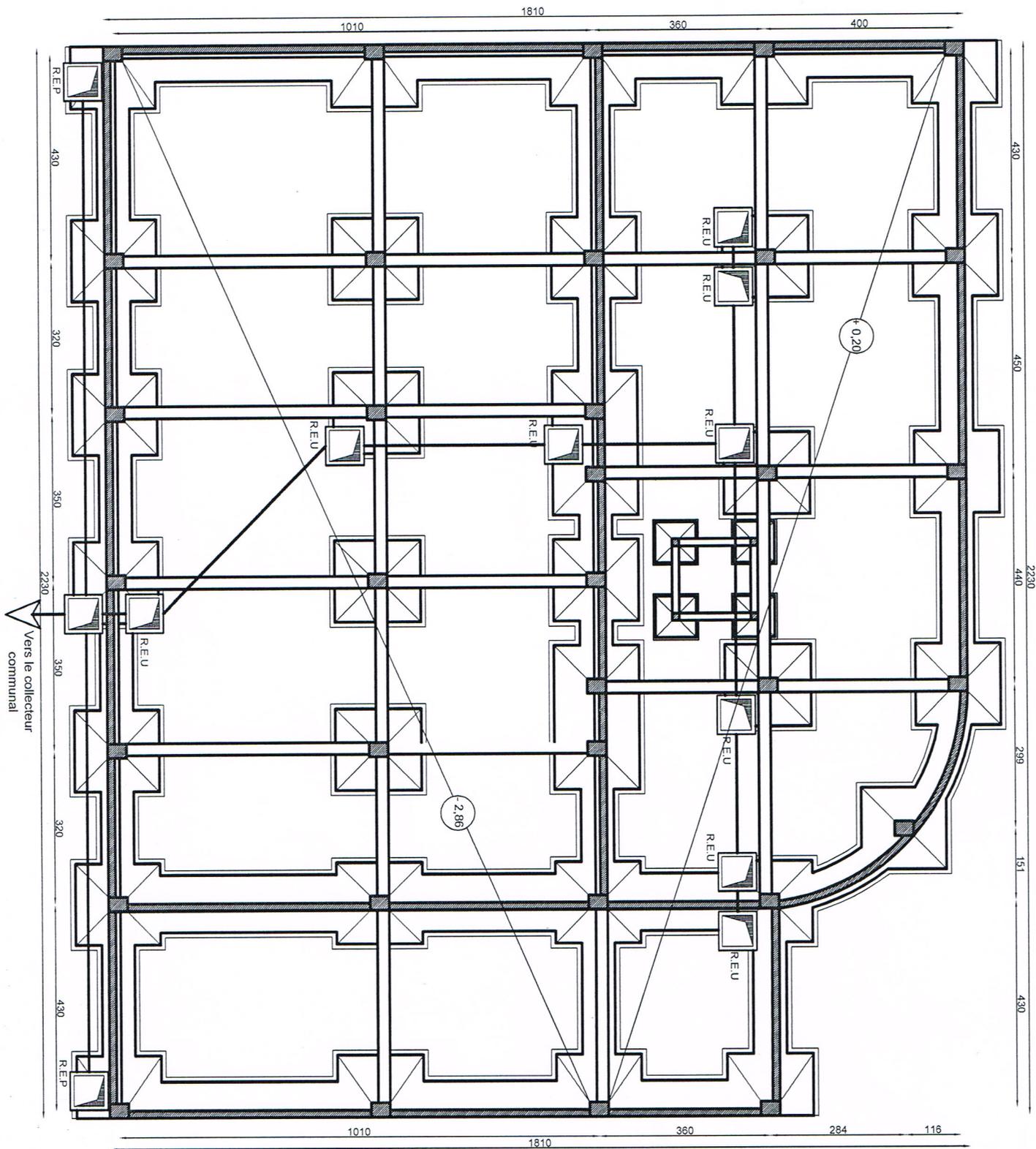
FACADE SUD Ech: 1/50



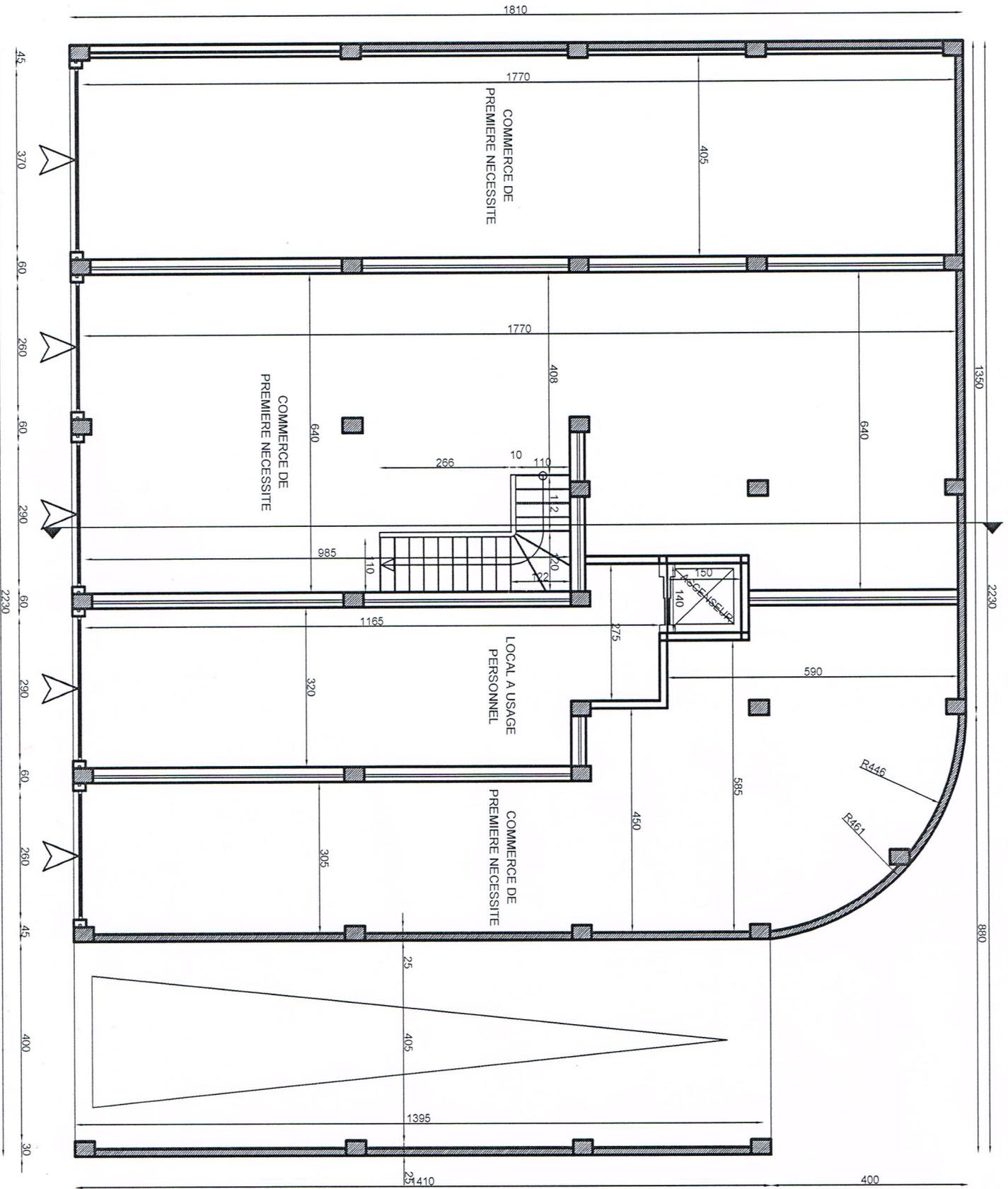
COUPE A-A Ech: 1/50



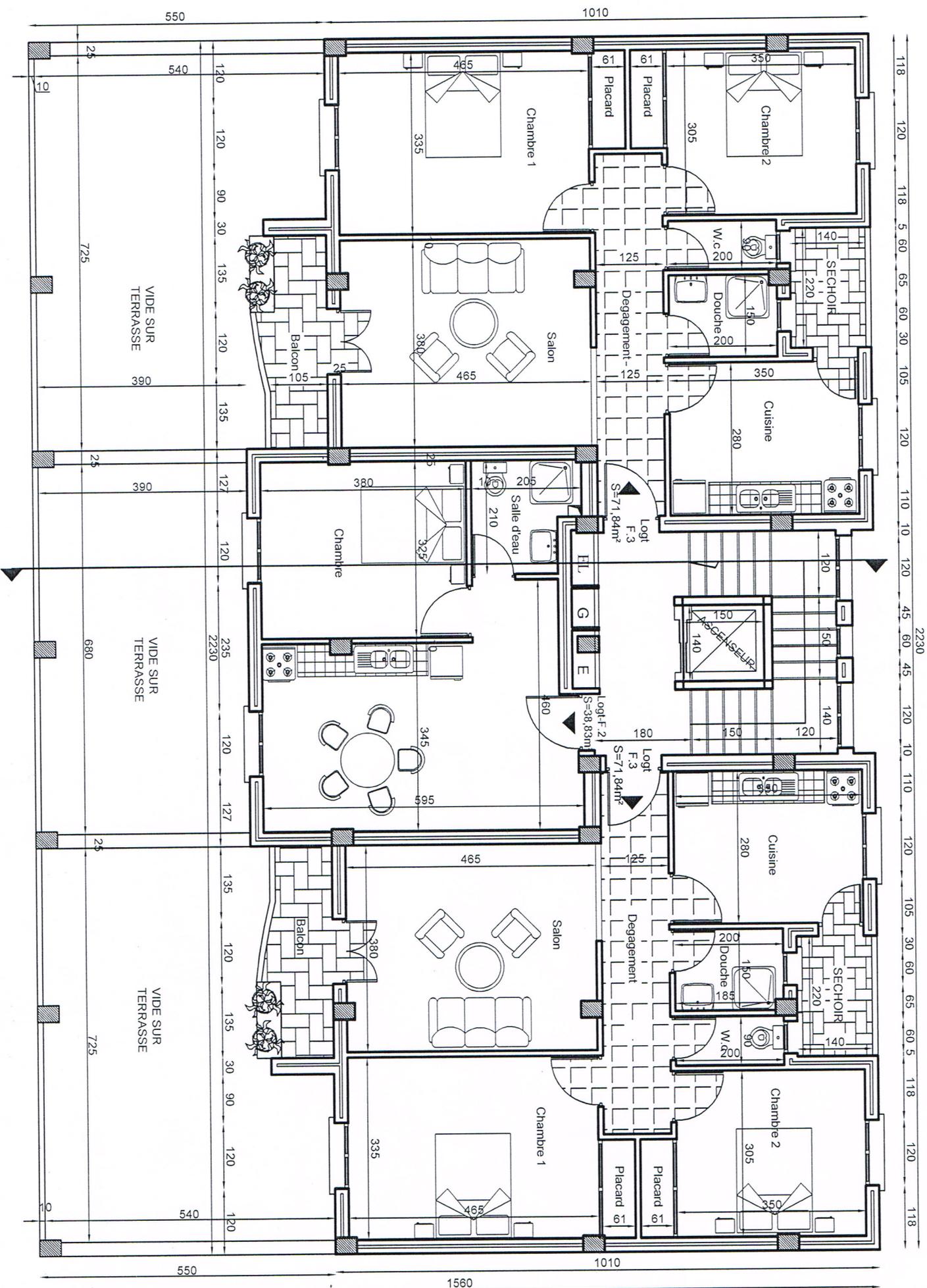
PLAN DE FONDATIONS Ech: 1/50



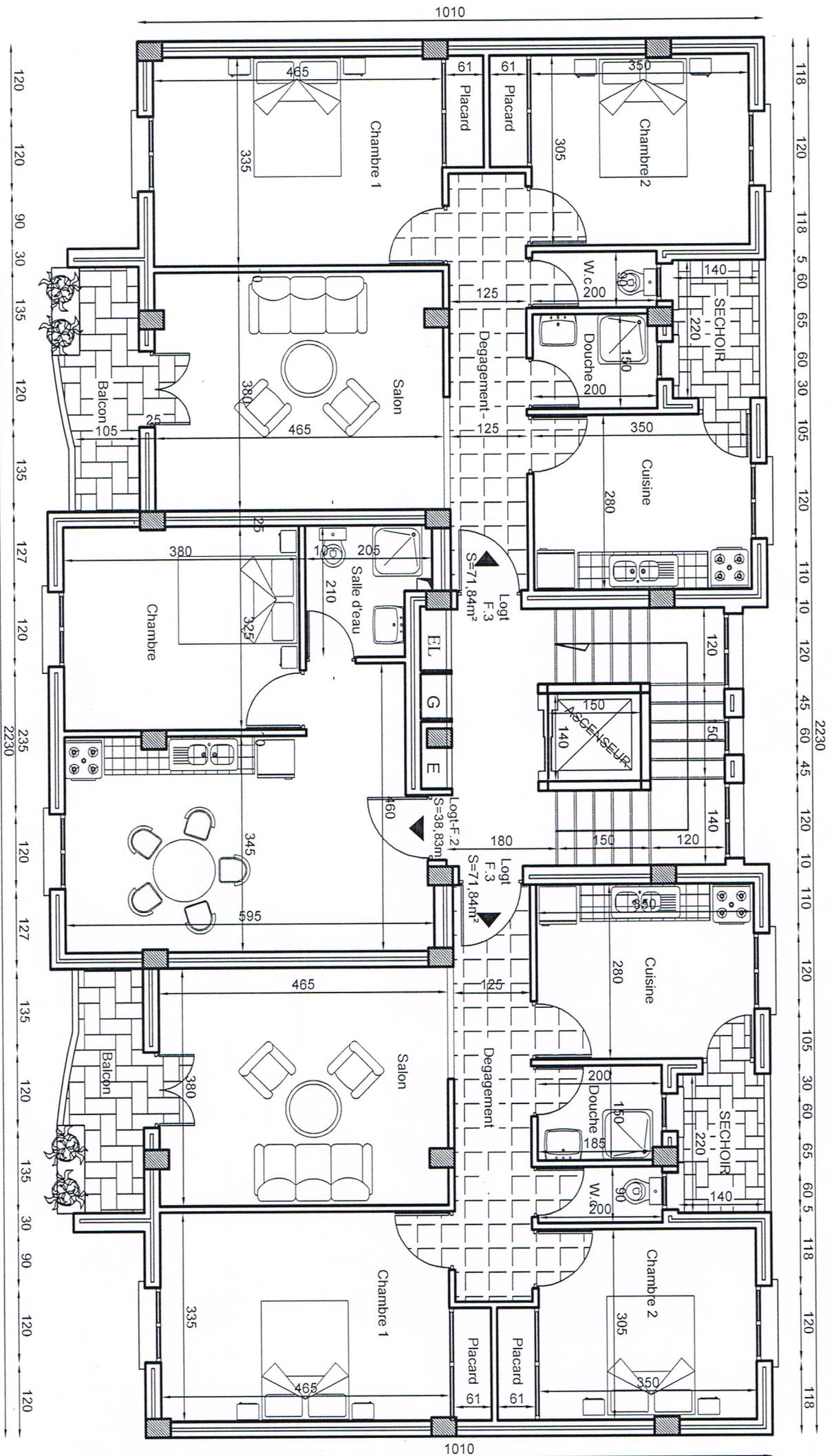
PLAN REZ DE CHAUSSEE Ech: 1/50 (Niv : + 0,20 m)



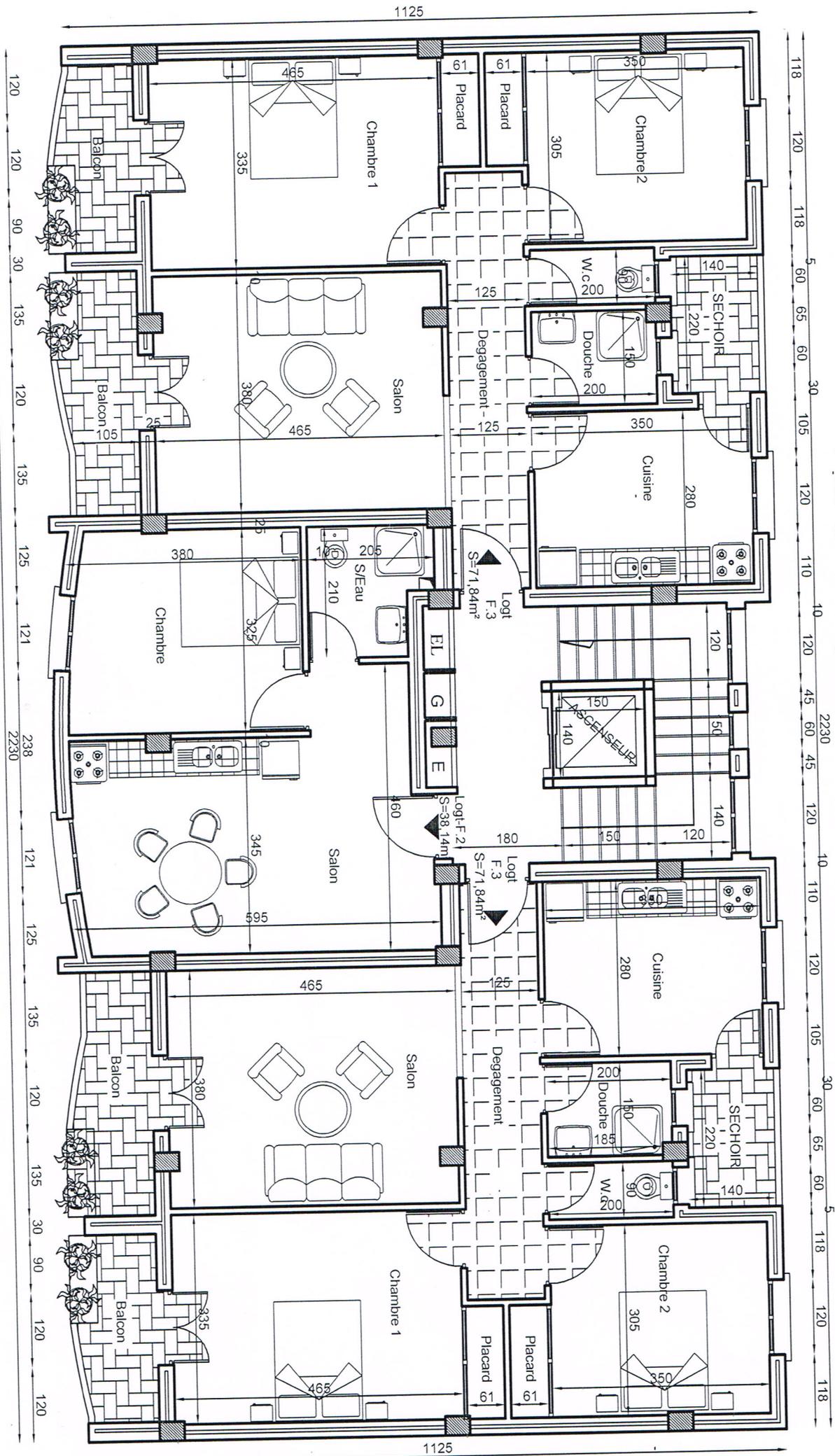
PLAN ETAGE 2 Ech: 1/50 (Niv : + 7,26 m)



PLAN ETAGES 3 & 4 Ech: 1/50 (Niv : + 10,32 m & 13,38 m)

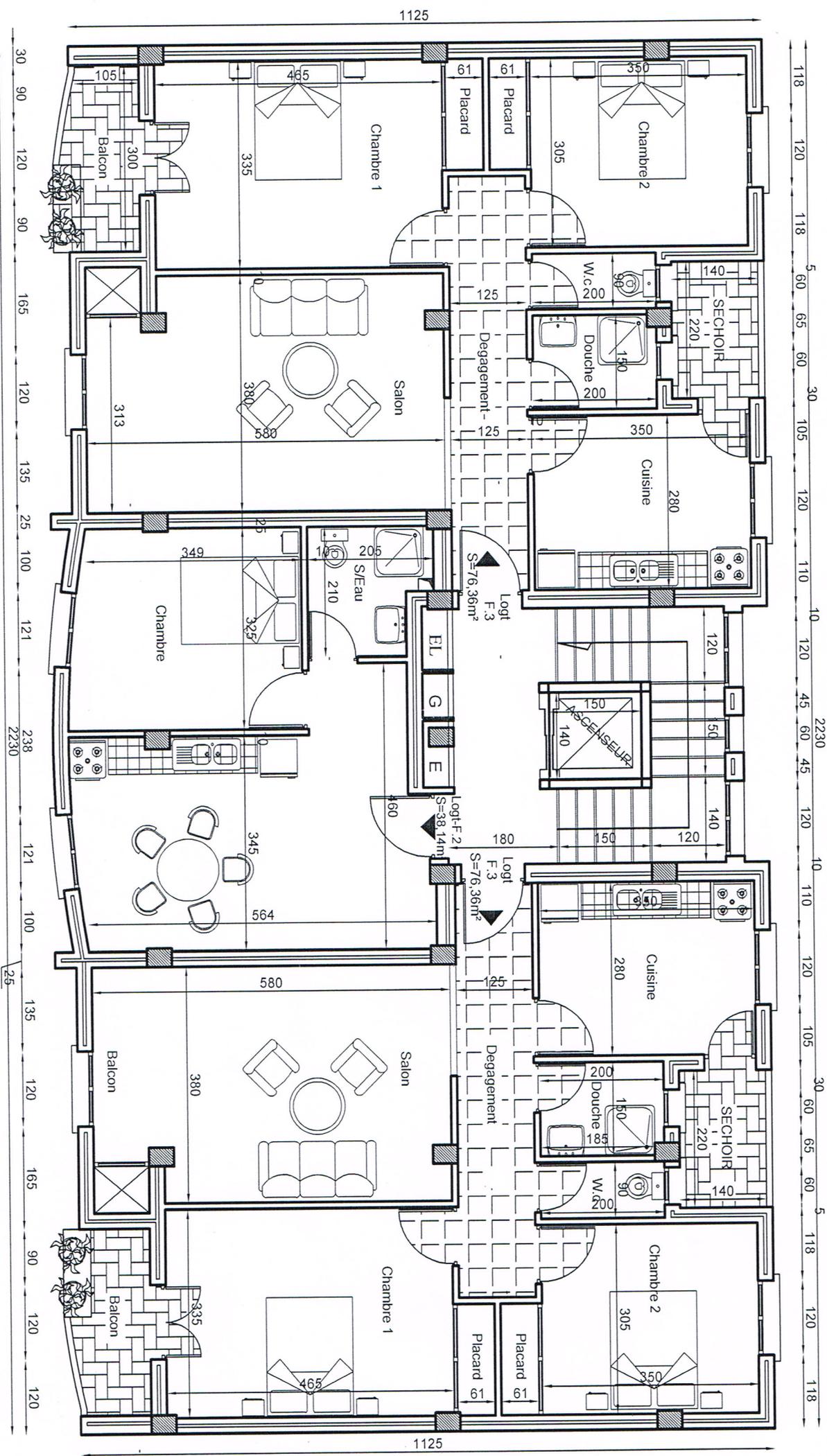


PLAN ETAGE 5 Ech: 1/50 (Niv : + 16,44)



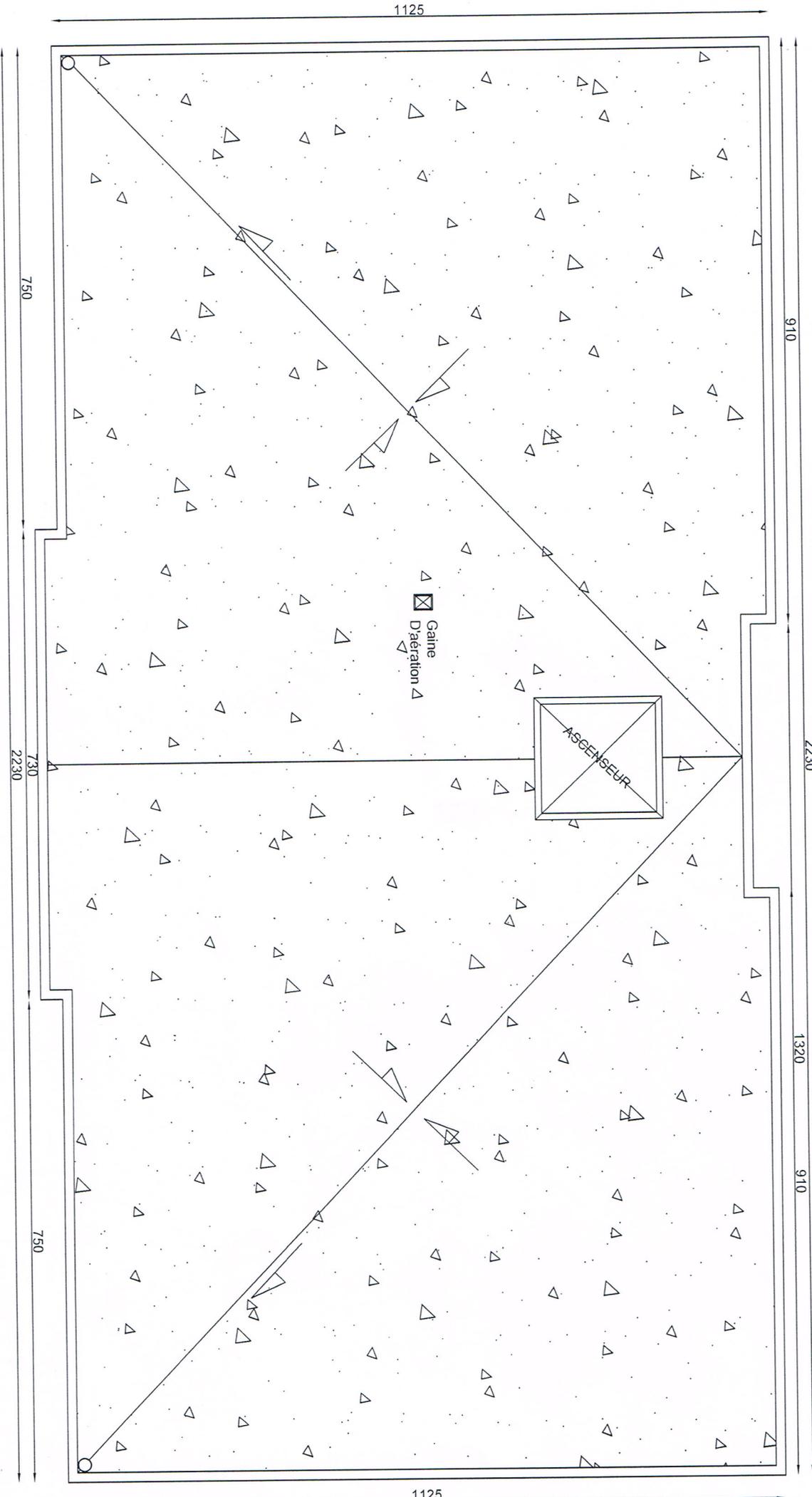
PLAN ETAGES 6 & 7 Ech: 1/50

(Niv : + 19,50 m & 22,56 m)



1125

1125



PLAN DE COUVERTURE Ech: 1/50 (Niv : + 25,62)

1125

910

750

730

2230

2230

1320

910

750

1125

Gaine
D'aération

ASCENSEUR

