

*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'étude

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

Option : matériaux et structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+7+entre-sol) à usage
habitation contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)*

Réalisé par :

M^r: KHOUAS Fouad

M^r: OUDIR Massinissa

Encadré par :

M^{me}: GUENOUNOU

Membres de jury:

M^r: ATTAL

M^r: LABIODH

Promotion: 2015 - 2016

Remerciements

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

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

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

A Mme K.GUENOUNOU : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

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

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

Fouad et Massinissa

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
 - *Mon frère.*
 - *Mes sœurs.*
- *Toute ma famille sans exception.*
 - *Mes ami(e)s.*
 - *Toute la Promotion 2015/2016.*
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

Fouad

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
 - *Mon frère.*
 - *Mes sœurs.*
- *Toute ma famille sans exception.*
 - *Mes ami(e)s.*
 - *Toute la Promotion 2015/2016.*
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

Massinissa

Sommaire

Introduction général1

Chapitre I : généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage1

I.2. Caractéristique de la structure.....1

I.3. Règlements et normes utilisés2

I.4. Les états limites (CBA 93)2

I.5. Actions et sollicitations3

I.6. Matériaux de construction6

I.7. Protection des Armatures12

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....13

II.2. pré dimensionnement des éléments13

II.3. Evaluation des charges et surcharges23

II.4. Descente de charge26

II.5. Vérifications 37

II.6. Conclusion40

Chapitre III : étude des éléments secondaires

III.1. Introduction.....41

III.2. Etude des poutrelles41

III.3. Ferrailage de la dalle de compression67

III.3. Ferrailage de la dalle de compression68

III.4. Étude de chaînages68

III.5. Etude des dalles pleines	71
III.6. Etude des balcons	83
III.7. Etude des escaliers	97
III.8. Etude de la poutre palière.....	102
III.8. Etude de l'acrotère	107

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	114
IV.2. Objectifs et exigences	114
IV.3. Méthodes de calcul	114
IV.4. Exigences du RPA 99 pour les systèmes mixtes	118
IV.5. Modélisation et résultats	119
IV.6. Conclusion	127

Chapitre V : calcul des éléments structuraux

V.1 : Etude des poteaux.....	128
V.2 : Etude des poutres	137
V.3 : Étude des voiles	148
V.4. : CONCLUSION	155

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	156
VI.2. Choix du type des fondations	156
VI.3. Combinaison d'action à considérer	156

VI.4. Etude des fondations	156
VI.5. Ferrailage du radier	161
VI.6. Etude des nervures	165
VI.7. Voile périphérique	172
VI.8. Conclusion.....	177
Conclusion général	178

Liste des tableaux

Tableau I.1 : L'enrobage des armatures	12
Tableau II.1 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :.....	23
Tableau II.2 : Evaluation des charges G et surcharges Q des planchers à dalle pleine :.....	24
Tableau II.3 : Evaluation de la charge G des murs extérieurs et intérieurs :	25
Tableau II.4 : Evaluation des charges G et surcharges Q des paliers des escaliers :.....	25
Tableau II.5 : Evaluation des charges G et surcharges Q de la volée 1 et 2 étage courant.....	26
Tableau II.6 : section des poteaux préalable.....	29
Tableau II.7 : Evaluation des surcharges Q pour le poteau P ₁	30
Tableau II.8 : La loi de dégression pour le poteau P ₁	30
Tableau II.9 : Evaluation des charges « G » pour le poteau P ₁	31
Tableau II.10 : Evaluation des charges « G » pour le poteau P ₂	34
Tableau II.11 : L'effort normal ultime « N _u » dans chaque niveau	36
Tableau II.12 : Vérification de la résistance (compression simple)	37
Tableau II.13 : Vérification au flambement	39
Tableau III.1 : Combinaisons d'action.....	45
Tableau III.2 : Les moments isostatiques max en travées.....	47
Tableau III.3 : Sollicitations à l'ELU (type 1).....	49
Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELS (type 1).	49
Tableau III.5 : Les moments isostatiques max en travées.....	51
Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELU (type 1).....	53
Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELS (type 1).....	53
Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELU (type 2).....	54
Tableau III.9 : Sollicitations à l'ELS (type 2).....	54
Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELU (type 2).....	55
Tableau III.11 : Sollicitations à l'ELS (type 2).....	55
Tableau III.12 : Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles.....	56
Tableau III.13 : Les Sollicitations maximales.....	56
Tableau III.14 : Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible... ..	66
Tableau III.15 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant.....	66
Tableau III.16 : Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant.....	66
Tableau III.17 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.	67
Tableau III.18 : Ferrailage des poutres de chaînage.....	69
Tableau III.19 : Calcul de la flèche.....	71
Tableau III.20 : Le ferrailage de la dalle D1.....	73
Tableau III.21 : Les résultats de ferrailage de la dalle D2.....	80
Tableau III.22 : Vérification des états limites de déformation.....	81
Tableau III.23 : Les résultats de ferrailage de la dalle B1.....	85
Tableau III.24 : Vérification des états limites de déformation.....	87
Tableau III.25 : Ferrailage de la dalle en console B2.....	90

Tableau III.26 : Le ferrailage de la dalle D1.....	94
Tableau III.27 : Vérification des états limites de déformation.....	95
Tableau III.28 : Tableau de ferrailage de la partie AC=DF de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis pour étage courant	100
Tableau III.29 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :.....	101
Tableau III.30 : Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :.....	101
Tableau III.31 : Les sollicitations de la poutre paliè.....	102
Tableau III.32 : Calcul des armatures principales.....	103
Tableau III.33 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	106
Tableau III.34 : Charge permanente revenant à l'acrotère	108
Tableau III.35 : Combinaisons d'action de l'acrotère	109
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	115
Tableau IV.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	120
Tableau IV.3 : Vérification sous charges verticales Analyse des résultats	123
Tableau IV.4 : Vérification sous charges horizontales dans le sens x-x (E_x).....	123
Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontales dans le sens y-y (E_y).....	124
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit :.....	124
Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques	125
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements	125
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ	126
Tableau V.1 : Sections finales des poteaux.....	128
Tableau V.2 : Armatures longitudinales minet max dans les poteaux exigés par le RPA.....	129
Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux.....	131
Tableau V.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	133
Tableau V.5 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	134
Tableau V.6 : Justification de l'effort normal réduit.....	135
Tableau V.7 : Vérification des contraintes dans le béton.....	136
Tableau V.8 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	137
Tableau V.9 : Schémas de ferrailage des poteaux.....	138
Tableau V.10 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	142
Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.....	144
Tableau V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	144
Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	145
Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux.....	147
Tableau V.15 : Moment résistant dans les poutres.....	148
Tableau V.16 : Vérification de la zone nodal.....	148
Tableau V.17 : Schémas de ferrailage des PP et PS.....	149
Tableau V.18 : Schémas de ferrailage des PP et PS.....	150
Tableau V.19 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_x // à x-x'.....	154
Tableau V.20 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_y // à y-y'.....	155

Tableau V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile V_x dans tous les niveaux.....	155
Tableau V.22 : Sollicitations de calcul dans le voile V_y dans tous les niveaux.....	156
Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.....	165
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.....	167
Tableau VI.3 : Recalcule des sections d'armatures à l'ELS.....	167
Tableau VI.4 : Revérifications des contraintes de radier.....	167
Tableau VI.5 : charge trapézoïdale et triangulaire.....	169
Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X).....	170
Tableau VI.7 : Sollicitations maximales (sens X-X).....	170
Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y).....	170
Tableau VI.9 : Sollicitations maximales(sens Y-Y).....	171
Tableau VI.10 : Tableau De ferrailage des nervures.....	171
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans les nervures.....	171
Tableau VI .12 : Recalcule des sections d'armatures à l'ELS.....	172
Tableau VI .13 : Revérifications des contraintes de radier.....	172
Tableau VI.14 : Schémas de ferrailages des nervures.....	173
Tableau VI.15 : Section des armatures du voile périphérique.....	176

Liste des figures

Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	7
Figure I.2 : diagramme des contraintes déformation du béton.....	8
Figure I.3 : Diagramme contraintes du béton à l'ELU (compression- flexion)	9
Figure I.4 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.....	11
Figure II.1 : plancher a corps creux.....	13
Figure II.2 : Dispositions des poutrelles dans entre-sol et RDC.....	14
Figure II.3 : Dispositions des poutrelles dans des étages courant.....	15
Figure II.4 : Schéma de poutrelle.....	15
Figure II.5 : les différents types des panneaux de dalles du balcon	19
Figure II.6 : coupe verticale d'un voile.....	19
Figure II.7 : Dimension de l'acrotère.....	20
Figure .II.8 : Escalier a deux volets.....	21
Figure. II.9 : schéma statique de la volées d'escalier étage courant.....	22
Figure .II.10 : Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.....	23
Figure .II.11 : Coupe transversale dans le plancher étage courant.....	23
Figure .II.12 : Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.....	24
Figure II.13 : les murs extérieurs et intérieurs.....	24
Figure.II.14 : représentation des poteaux les plus sollicité (p_1, p_2) en plan.....	27
Figure.II.15 : surface afférente du poteau p_1 pour RDC et les étages	27
Figure.II.16 : surface afférente du poteau p_1 pour entre sol.....	28
Figure .II.17 : surface afférente du poteau p_2	33
Figure .II.18. Section brute (B_r).....	38
Figure III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	42
Figure III.2 : diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	42
Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	43
Figure III.4 : diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus 2 travées.....	43
Figure III.5 : Schéma de disposition des poutrelles.(étage courant).....	44
Figure III.6 : Schéma statique d'une poutrelle.....	46
Figure III.7 : Schéma statique d'une poutrelle.....	50
Figure III.8 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	68
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la poutre de chinage.....	71
Figure.III 10. : Schéma de la dalle D1.....	72
Figure.III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle D1.....	77
Figure III.12 : Schéma de la dalle D2.....	77
Figure.III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle(D2).....	82
Figure III.14 : Schéma de la dalle (B1).....	83
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la dalle (B1).....	88
Figure III.16 : Schéma de la dalle en console (B2).....	89

Figure III.17 : schéma statique de la dalle B2.....	89
Figure III.18 : schéma de ferrailage de balcon B2.....	92
Figure III.19 : Schéma de la dalle (B3).....	93
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la dalle (B3).....	97
Figure. III.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	101
Figure III.22 : Schéma statique du la poutre palière.....	102
Figure III.23 : Section creuse équivalente.....	104
Figure III.24 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	107
Figure III.25 : Coupe transversale de l'acrotère.....	107
Figure III.26 : Section à ferrailer.....	110
Figure III.27 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).....	113
Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	119
Figure. IV.2 : Disposition des voiles.....	120
Figure IV.3 : 1 ^{er} mode T= 0.70564 (translation suivant y).....	121
Figure IV.4 : 2 ^{ème} mode T=0.70148 (translation suivant x).....	121
Figure IV.5 : 3 ^{ème} mode T=0.57414 (torsion autour de Z).....	122
Figure V.1 : Zone nodale.....	129
Figure V.2 : Section d'un poteau.....	135
Figure V.3 : Coupe longitudinale.....	137
Figure V.4 : les moments sur la zone nodale	147
Figure V.5 : Schéma d'un voile plein.....	153
Figure V.6 : Schéma de ferrailage du voile	156
Figure VI .1 : Vue en plan de la semelle.....	159
Figure VI.2 : Coupe P-P'	159
Figure VI .3. Semelle filante.....	159
Figure VI .4 : Schéma du rupture de dalle du radier	164
Figure VI.5 : Panneau de dalle.....	164
Figure VI.6 : Ferrailage d'un panneau du radier.....	168
Figure VI.7 : Section de la nervure à ferrailer.....	168
Figure. VI.8 : Répartition des contraintes sur le voile.....	175
Figure. VI.9 : Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	179

Liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

Introduction général

La sismicité historique de l'Algérie montre que 70% du nord du pays, est situé dans une zone exposée à des secousses sismique de fort intensité qui peuvent engendrer des dommages dans les constructions.

Un tel constat doit nous inciter à agir de façon résolue , il est possible d'engager des actions efficaces avant que le séisme n'est lieu.

Pour se mettre face à cet épineux problème ,les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leur savoir-faire dans la conception et l'étude des projets d'ouvrage, tout en augmentant la sécurité (protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques) ,en minimisant le cout (l'économie) et assurant une bonne esthétique ,ces dispositions visent à réduire significativement et à bas prix la vulnérabilité au séisme des structures .

Une étude fiable d'une structure est liée directement au choix judicieux d'un système de contreventement qui nous permet d'avoir un bon comportement dynamique et d'éviter tout risque qui mène à la ruine de la structure. Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règles parasismiques et règlement en vigueur.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation(R+7+entre-sol) contreventé par un système mixte (voiles +portiques).

Notre travail est organisé comme suite :

Le premier chapitre expose les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments composant notre structure. Le chapitre trois donne le calcul des éléments secondaires. Dans le quatrième chapitre, avons effectué une étude dynamique de notre structure, nous l'avons donc modélisé et adopté une disposition optimale des voiles de contreventement tout en respectant le règlement en vigueur. Le cinquième chapitre est consacré en une étude des éléments structuraux, le dernier chapitre portera sur une étude d'un type de fondation adéquat pour notre structure afin d'assurer une bonne transmission de charge de la superstructure vers le bas.

I.1.Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+7+entre-sol), implanté à Bejaia à IBOURASSEN, OUAD GHIR., cette structure est destinée à usage d'habitation elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes << RPA99/version 2003>> dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

I.2.Caractéristique de la structure :**I.2.1. Description architecturale :**

Hauteur totale du bâtiment : **25,25m.**

Hauteur de chaque étage : 2.97m.

Longueur de bâtiment : **18,00m.**

Largeur de bâtiment : **13,25 m.**

I.2.2. Description structurale :

Planchers : constitués de corps creux avec une dalle de compression, qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

Escalier : sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter-étage, seront réalisés en béton armé coulé sur place.

Maçonnerie : Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à doubles parois, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm, pour l'isolation thermique et phonique. Et les murs intérieurs sont en simples parois, réalisés en briques creuses d'épaisseur de 10 cm.

L'acrotère : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps.

balcons : sont réalisés en dalle pleine.

L'infrastructure : Elle assure les fonctions suivantes :

Transmission des charges verticales et horizontales au sol.

Limitation des tassements différentiels.

Le type de la fondation est déterminé en fonction de la charge de l'ouvrage, et de type de caractéristique de sol.

I.2.3. Choix de contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA 99 version 2003 dit, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, deux système de contreventement soit par voiles porteur ou bien mixte portique voiles avec justification de l'interaction.

I.3. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA99 /version 2003. (Règlement Parasismique Algérien)
- CBA93. (Code du béton armé).
- DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- DTR BC2.33.2.

I.4. Les états limites (CBA 93) :**I.4.1. Définition :**

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

b) Etat limite de service (ELS) :

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

- Etat limite de service d'ouverture des fissures. et de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

I.4.2. hypothèses de calcul :**I.4.2.1. E.L.U**

- 1- conservation des sections planes, avant et après déformation.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle dans tous les cas et le diagramme rectangulaire simplifié est utilisé lorsque la section n'est pas entièrement comprimée.
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.4.2.2. E.L.S

- 1- conservation des sections planes, avant et après déformation.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 5- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ pour béton et acier utiliser pour cet ouvrage

E_s : Module de Young de l'acier.

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

- 6- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.
- 7- Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.5. Actions et sollicitations :**I.5.1. Définition des actions :**

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

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

On distingue :

a) Actions permanentes (G)

Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure,
- Le poids des équipements fixes,
- Les forces de poussée des terres et des liquides
- Les déformations imposées à la structure.

b) Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitation.
- les charges appliquées durant l'exécution.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

c) Actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

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

I.5.2. Sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions soit permanentes (G), variables (Q), accidentelles (FA)

I.5.3. Combinaisons d'action

a). Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU : (CBA 93)

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

$\gamma_{Q1}=1.5$ En général.

$\gamma_{Q1} = 1.35$ Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine.

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.

$Q1$: action variable dite de base.

Qi : autres actions variables dites d'accompagnement.

b) Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELS :

$G_{\max} + G_{\min} + Q1 + \sum \Psi_{0i} Qi$ BAEL 91 (Article A.3.3,3)

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

c) Sollicitations accidentelles :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \Psi_{11} \times Q1 + \sum \Psi_{21} \times Qi$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

Qi : Charge variable d'accompagnement.

Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

I.5.4. Combinaisons d'action à considérer : (RPA99/2003 Article V.5.2)

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limites.

Les combinaisons d'actions de (article 5.2 page 38) à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G+Q\pm E \quad (5-1)$$

$$0.8G\pm E \quad (5-2)$$

pour les situations durable

$$1.35G+1.5Q \dots\dots\dots ELU$$

$$G+Q \dots\dots\dots ELS$$

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante : $G+Q+1.2E$ (5-3)

I.6. Matériaux de construction

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage, doivent être conformes aux normes et satisfaire aux exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalent BAEL 91).

I.6.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sable et gravillon) et de l'eau, et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.6.1.1. Composition du béton :

Pour un mètre cube de béton courant est composé de :

350 kg de ciment (CPA 325)

400 l sable ($0 < D_g < 5 \text{ mm}$)

400 l de gravillons ($5 < D_g < 15 \text{ mm}$)

400 l de gravier ($15 < D_g < 25 \text{ mm}$)

175 l d'eau de gâchage si les matériaux secs

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500 Kg/m³.

I.6.1.2. Caractéristiques mécaniques du béton: CBA93

a) Résistance caractéristique du béton à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . 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.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28} . (Figure 1)

$$\text{Si } j \leq 28j \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\text{Si } j \geq 28j \quad f_{cj} = f_{c28}.$$

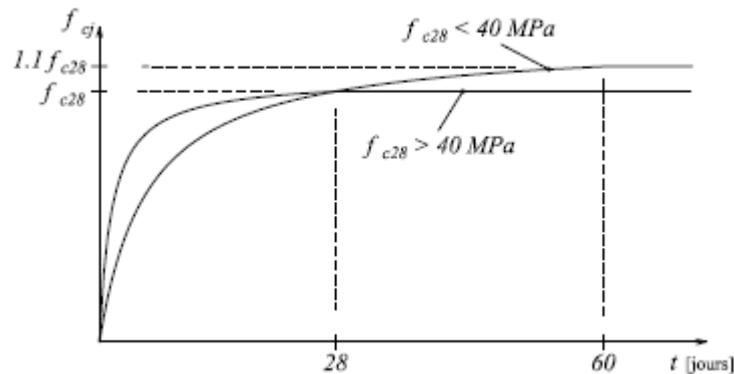


Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment (CPA 325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25MPa .

On prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

b) Résistance caractéristique du béton à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée f_{tj} , est définie par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \dots \text{(CBA93)}$$

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

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

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :

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

V_u : Effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

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

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

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

$\tau_{Adm} = 3,33\text{MPa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5\text{MPa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

d) Module déformation longitudinale du béton :

- **Les modules de Yong instantané E_{ij} :**

Sont calculer pour un chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots (CBA93)$$

$E_{ij} = 32164.2$ MPa. Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa

- **Les modules de Young différé**

Sont calculer pour un chargement de longue durée, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton,

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots (CBA 93)$$

$E_{v28} = 10721.4$ MPa. Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa

- **Module de déformation transversale du béton (G):**

Est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)} \dots\dots\dots (CBA93)$

Avec : E : module de Young

- **Coefficient de poisson :**

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversal}}{\text{Déformation longitudinal}}$$

Pour le calcul des sollicitations, à l'ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

Pour le calcul des déformations, à l'ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

f) Diagramme contraintes déformations du béton

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ϵ_{bc})

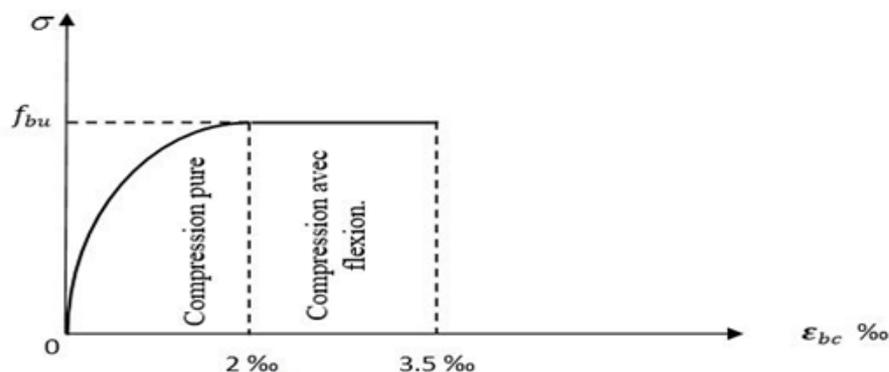


Figure I.2 : diagramme des contraintes déformation du béton.

f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges.

Les différentes valeurs de θ

$$\theta = \begin{cases} 1..si\ durée > 24h \\ 0.9..si\ 1h > durée < 24h \\ 0.8..si\ h < 1h \end{cases}$$

Le diagramme parabole rectangle est utilisés dans le calcul relatif à l'état limite de résistance,

le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3,5‰ : en flexion simple ou composée.

γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b \begin{cases} 1.5\ cas\ courants \\ 1.15\ combinisons\ accidentelles \end{cases}$$

G) contrainte de compression à l'ELU

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.4.3,41).}$$

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton tel que

$\gamma_b = 1.15$ pour une situation accidentelle

$\gamma_b = 1.5$ pour une situation courante

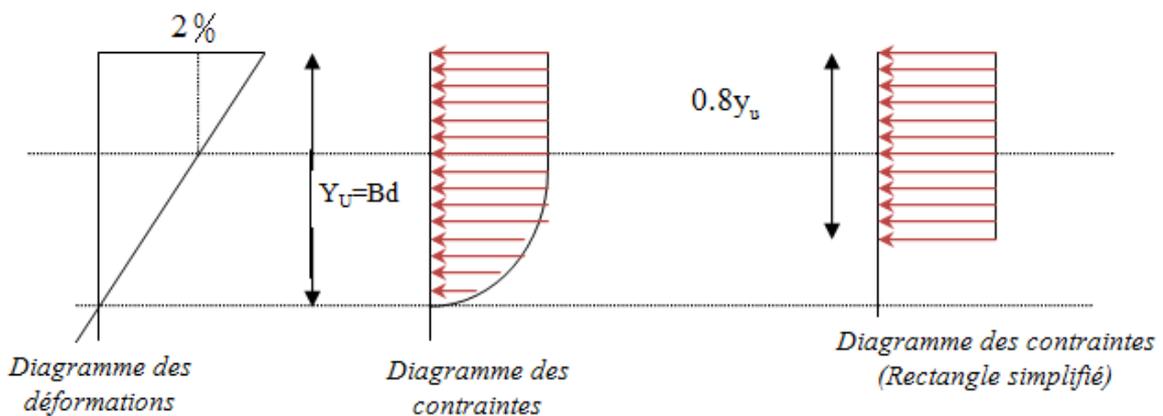


Figure I.3 : Diagramme contraintes du béton à l'ELU (compression- flexion)

I.6.2. L'acier :

Leurs rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E . On distingue :

- les ronds lisses (RL).
- les hautes adhérences (HA).

Selon le **RPA99** (Article 7.2.2), les armatures longitudinales doivent être :

- de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$.
- l'allongement total relatif sous charge maximal doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans notre ouvrage en utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) : feE400 pour les armatures longitudinales.
- L'acier a haute adhérence (HA) : feE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

I.6.2.1. caractéristique de l'acier :**a) ELU**

Selon le (**CBA93**), Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation. Où la

valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Tel que :

$\gamma_s = 1,15$ pour situation durable.

$\gamma_s = 1$ pour situation accidentelle.

$\sigma_s = 348$ En situation durable.

$\sigma_s = 400$ En situation accidentelle.

b) ELS

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

1-fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-fissuration nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min [(2/3)*f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{ij}}]$ BAEL91 (article A.4.5.32).

3-fissuration très nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min [0.5*f_e; 90 \sqrt{\eta * f_{ij}}]$ BAEL91 (article A.4.5.32).

$$\text{Avec } \eta \text{ coefficient de fissuration : } \eta = \begin{cases} 1.3 \dots\dots \text{pour les HA de } \varnothing < 6\text{mm.} \\ 1 \dots\dots \text{pour les ronds lisses.} \\ 1.6 \dots\dots \text{pour les HA de } \varnothing \geq 6\text{mm} \end{cases}$$

I.6.2.2. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties :

Droite de Hooke). ($\sigma = E\varepsilon$) de pente $E=2*10^5$ MPA indépendante de la nuance.

Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).

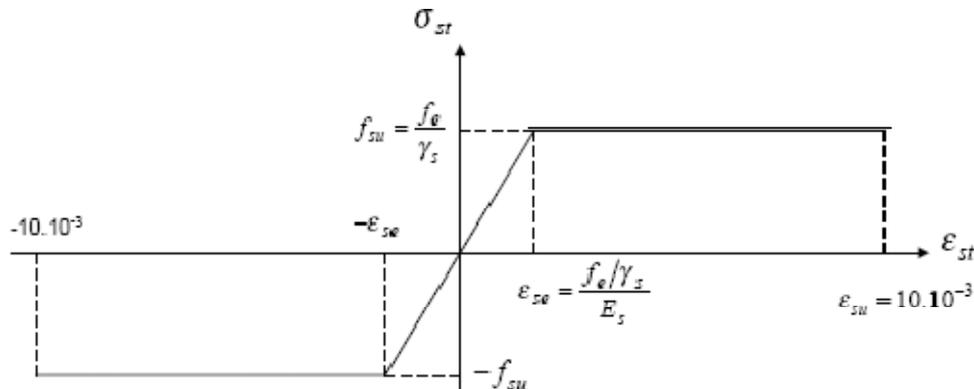


Figure I.4 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

- γ_s est le coefficient de sécurité :

1.15 cas courants.

1 combinaison accidentelle.

I.6.3. Contrainte limite des aciers :

Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à :

I.7. Protection des Armatures :

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets, un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

Soit (C) l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

Tableau I.1. L'enrobage des armatures

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de C
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5 cm (1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

(1) Cet enrobage de 5 cm peut être réduit à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3 cm peut être ramenée à 2 cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieurs à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet, le pré dimensionnement se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 /version 2003, BAEL 91, CBA 93,...).

II.2. pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils séparent entre deux étages d'un bâtiment, ils s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations et de résistance.

II.2.1.1. Planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \text{ (Art B.6.8.4.2 CBA 93). Avec :}$$

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

h_t : Hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 490 - 30 \text{ cm} \quad h_t \geq \frac{460}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 20,44 \text{ cm} \quad \Rightarrow h_t = 24 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_0 = 20 + 4$) = 24 cm

$h_{cc} = 20 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_0 = 4 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression

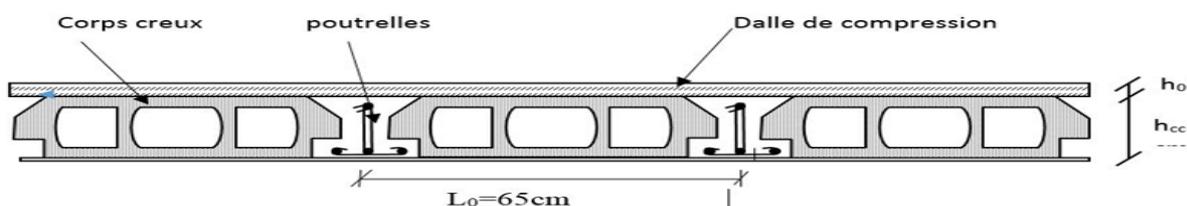


Figure II.1 : plancher a corps creux

II.2.2. Poutrelles

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres. Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

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

III.2.2.1. disposition des poutrelles.

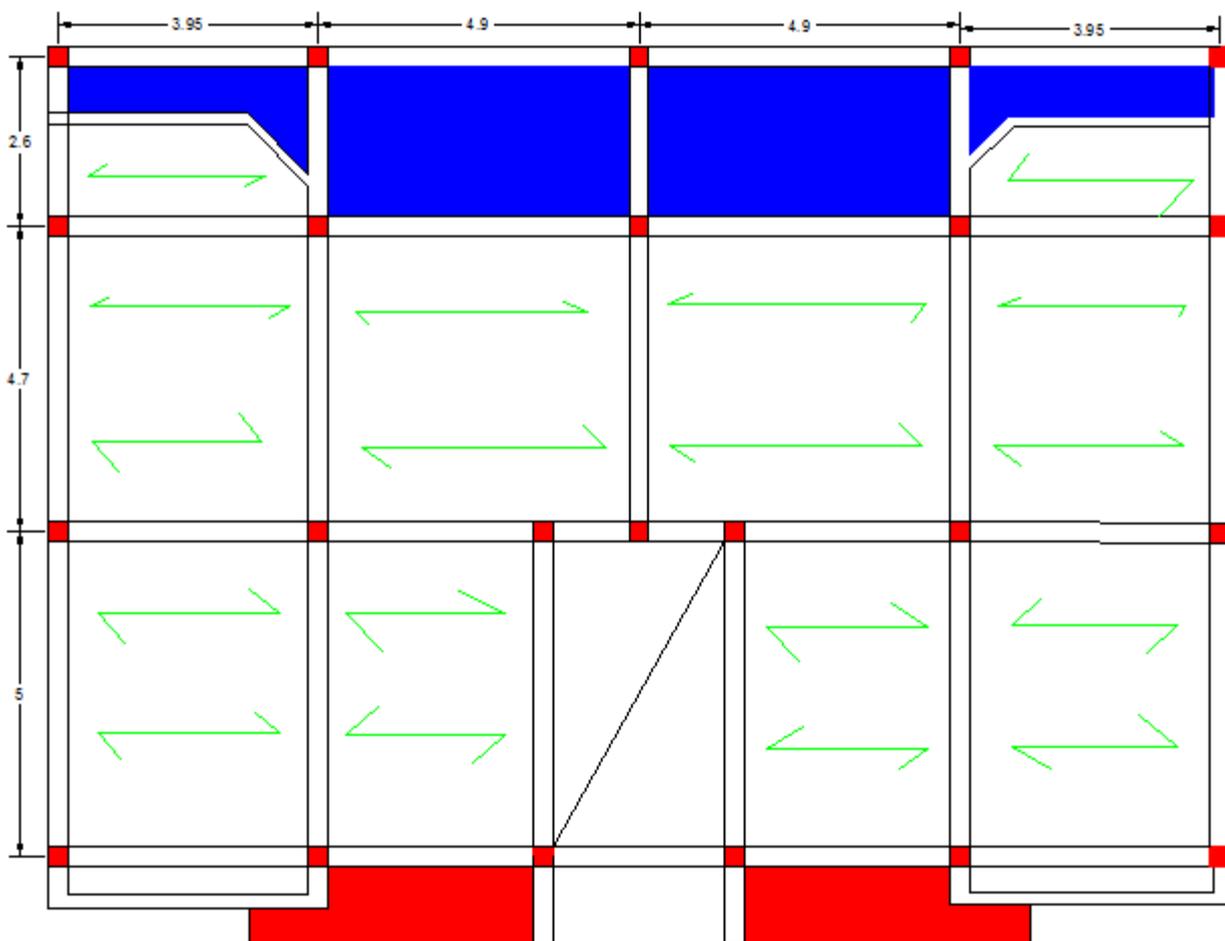


Figure II.2 : Dispositions des poutrelles dans entre-sol et RDC.

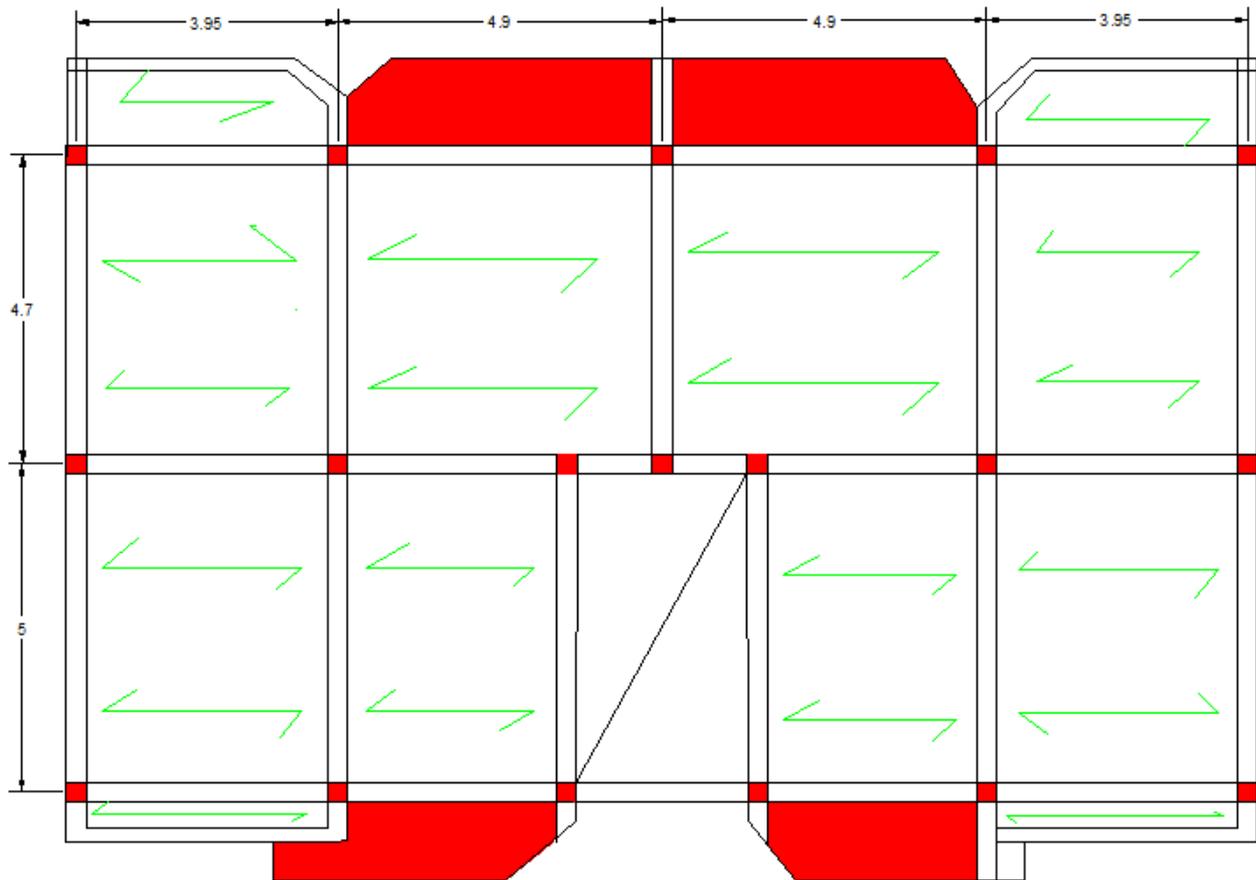


Figure II.3 : Dispositions des poutrelles dans des étages courant.

La dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right]$$

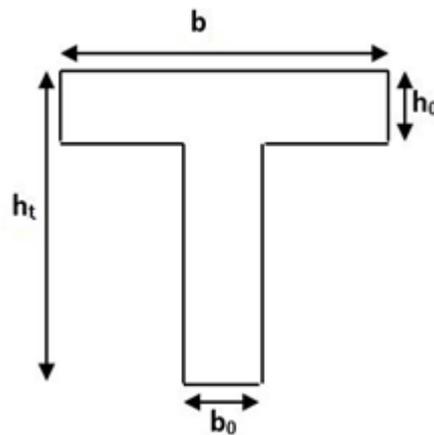


Figure II.4 : Schéma de poutrelle

Avec :

L_x : représente la distance entre nus de poutrelles ($l_x = 55$ cm).

L_y : représente la distance minimal entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_y = 345$ cm).

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

$$b_0 = (0.4 \div 0.6) h_t \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12 \quad ; \text{ On prend } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - b_0 \Rightarrow 65 - 10 = 55 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 345 - 30 = 315 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{315}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à : $b = 65$ cm

II.2.3. Poutres :

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad : \quad \text{Critère de la flèche}$$

Avec : L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens considéré.

II.2.3.1. Poutre principale :

On a $L_{max} = (5 - 0.3) = 4.7$ m.

$$\text{Donc,} \quad \frac{470}{15} \leq h_p \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h_s \leq 47 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 45 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

Vérification des conditions du RPA :

- ✓ $b_p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h_p = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $\frac{h_p}{b_p} = 1.5 < 4$, vérifiée.

II.2.3.2. Poutre secondaire :

On a $L_{max} = (4.9 - 0.3) = 4.6\text{m}$.

$$\text{Donc, } \frac{460}{15} \leq h_s \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66\text{cm} \leq h_s \leq 46\text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 40\text{ cm} \\ b_s = 30\text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

Vérification des conditions du RPA :

- ✓ $b_s = 30\text{ cm} > 20\text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h_s = 40\text{ cm} > 30\text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1.33 < 4$, vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

II.2.4. Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a) Résistance à la flexion

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire. Avec $\rho \leq 0,4$.
- $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur 1 ou 2 appuis parallèle à L_x .
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire. $\rho > 0,4$

L_x : est la plus petite portée de panneau sollicité. Avec $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

b) Résistance au feu

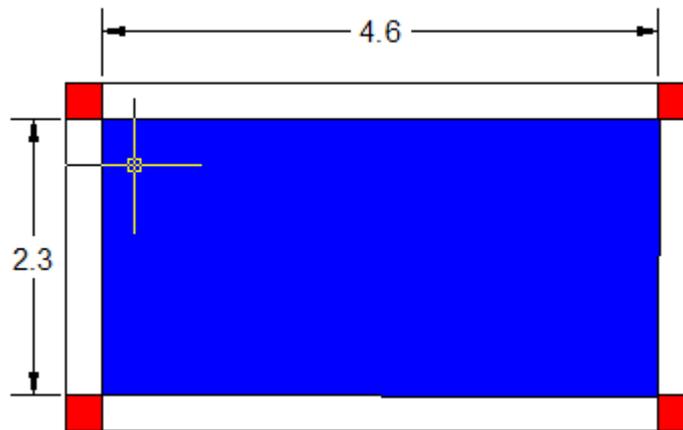
- $e \geq 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17.5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

c) Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

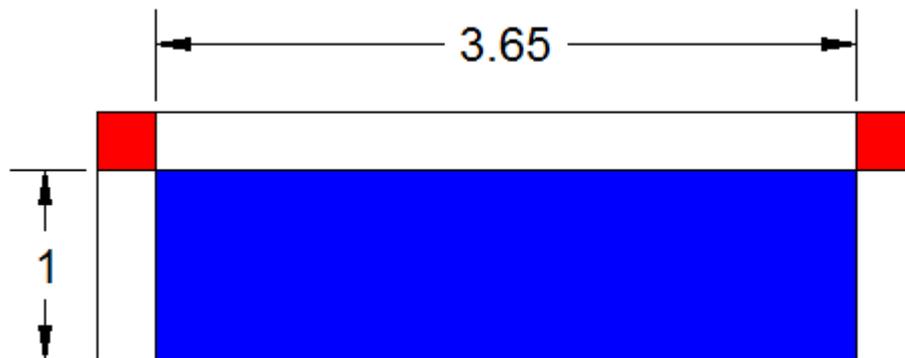
Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons et la cage des escaliers, et quelques panneaux. On distingue trois types :

- D_1 (dalle sur 4 appuis, $\rho = 0.5 > 0.4$)
 - ✓ Critère de résistance : $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$
 - e : épaisseur de la dalle.
 - l_x : le plus petit côté du panneau de la dalle.
 - ✓ Critère de coup feu : pour 2 heures de coup feu, $e \geq 11 \text{ cm}$



$$\begin{cases} \frac{230}{45} \leq e \leq \frac{230}{40} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5.11 \text{ cm} \leq e \leq 5.75 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Donc, } e = 12 \text{ cm}$$

- D_2 (dalle sur 3 appuis, $\rho = 0.27 < 0.4$)



$$\text{Donc, } \begin{cases} \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 2.85\text{cm} \leq e \leq 3.33\text{ cm} \\ e \geq 11\text{ cm} \end{cases} \quad \text{Donc, } e=12\text{ cm}$$

Les différents types des panneaux de dalles des balcons :

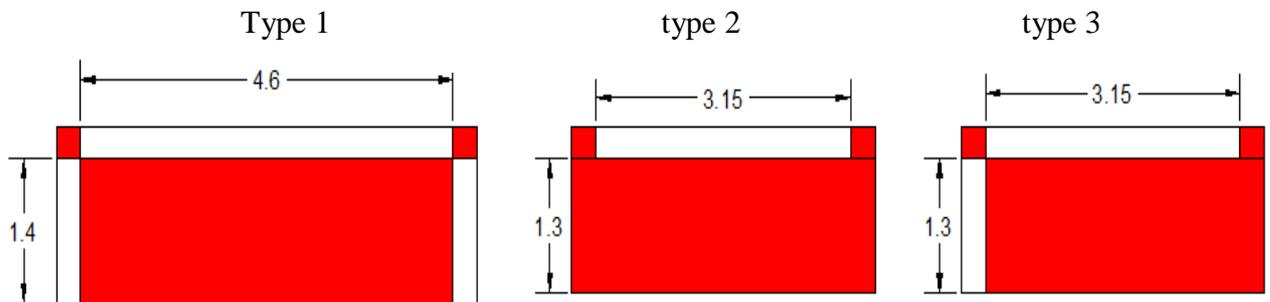


Figure II.5 : les différents types des panneaux de dalles du balcon

Conclusion : Tous les planchers en dalle pleine auront une épaisseur $e = 12\text{ cm}$.

Même les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe feu est la plus défavorable .On prend : $e = 12\text{ cm}$.

II.2.5. Les voiles :

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

1) cas de voile rectangulaire

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{pour les voiles simples.}$$

h_e : hauteur libre d'étage.

$$a \geq 15\text{ cm}$$

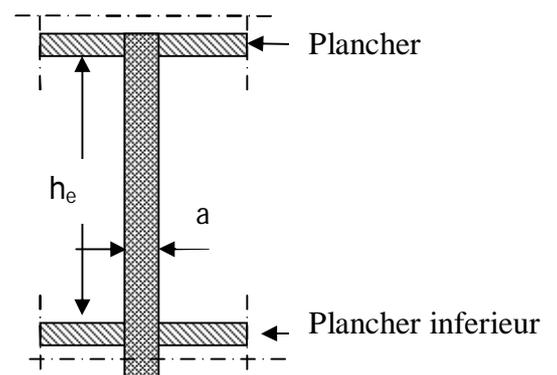


Figure II.6 : coupe verticale d'un voile

Voile simple :

$$a \geq \frac{273}{20} \Rightarrow a \geq 13.85\text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte pour le sous sol e, le RDC ,etage courant un voile : } a = 15\text{ cm.}$$

Voile périphérique : (au niveau d'entre-sol) :

Comme ce voile n'intervient presque pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera égale à 15 cm qui est l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.

II.2.6. Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural faisant partie du Plancher terrasse encastré sa base, et réalisé en béton armé.

calcul de la section de l'acrotère

$$S = 0.6 \times 0.15 + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2$$

$$S = 0.0985 \text{ m}^2$$

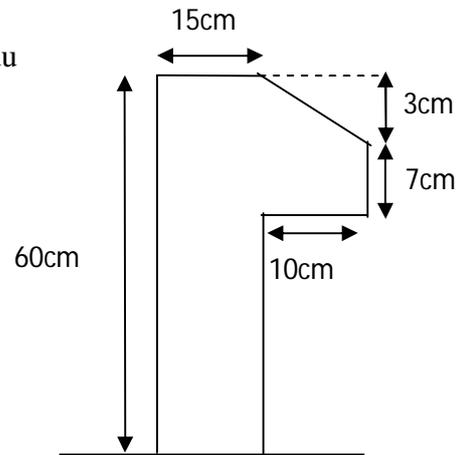


Figure II.7 : Dimension de l'acrotère

II.2.7. Pré dimensionnements des escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (projection horizontale de paillasse)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

H : Hauteur d'étage

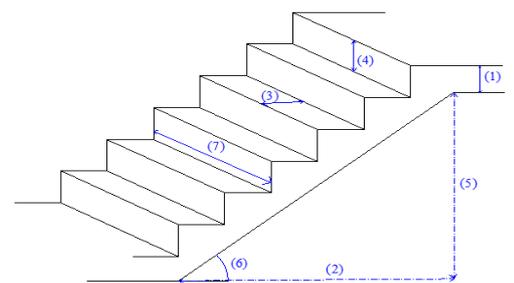


Figure II.8 : éléments constitutants

On utilise la formule de **BLONDEL**, qui est donnée par :

$$0.6 \leq g + (2 \cdot h) \leq 0.65 \text{m} \dots \dots \dots (1)$$

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

- $g = \frac{L_0}{n-1}$
- $h = \frac{H_0}{n}$

Si $g + 2 \cdot h = 64 \dots \dots \dots (2)$

On remplace dans (2)

- $\frac{L_0}{n-1} + 2 \cdot \frac{H_0}{n} = 64$

n est la solution de l'équation : $0,64 \cdot n^2 - (0,64 + 2 \cdot H_0 + L_0) \cdot n + 2 \cdot H_0$

Notre projet présente 1 seule type d'escalier :

-Ce type d'escalier a deux volées avec un palier intermédiaire .

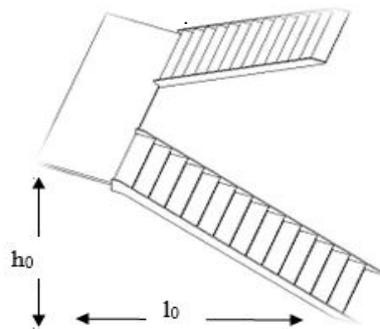


Figure .II.8 : Escalier a deux volets

1) Pour le type 1 étage courant et RDC

avec $L_0=2.24\text{m}$, $H_0 = 1.49\text{m}$, $L_p = 0.81\text{m}$.

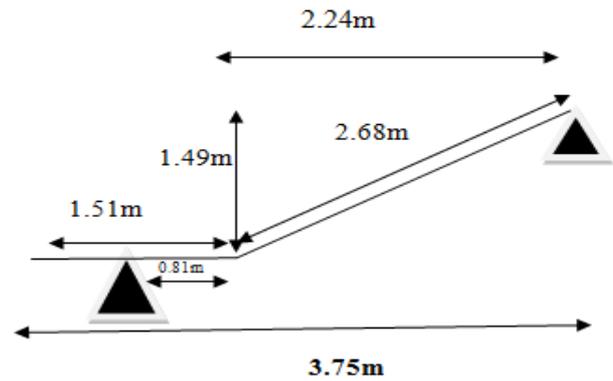


Figure. II.9 : schéma statique de la volées d'escalier étage courant.

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) = 0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1,49 + 2,24)n + 2 \times 1,49 = 0$$

Après résolution de l'équation (2)

On trouve : $n=9$ (nombre de contre marche).

$n-1=8$ (nombre de marche).

$$\text{Donc : } h = \frac{149}{9} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{224}{8} = 28 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1,49}{2,24} \Rightarrow \alpha = 33,63^\circ$$

$$L_v = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L_v = \frac{2,24}{\cos(33,63^\circ)} \Rightarrow L_v = 2,68\text{m}$$

$$\text{Epaisseur de la paillasse : } \frac{L_v + L_p}{30} \leq e \leq \frac{L_v + L_p}{20}$$

$$\frac{349}{30} \leq e \leq \frac{349}{20} \quad e = 15\text{cm}$$

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.3.1.1. Plancher terrasse inaccessible et plancher courant :

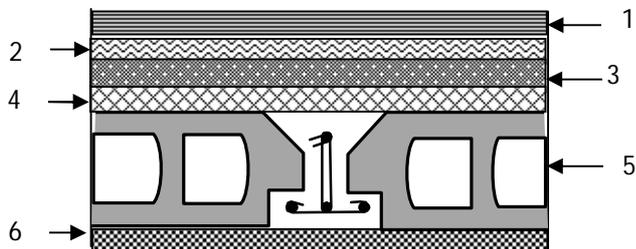


Figure .II.10 : Coupe transversale dans le plancher terrasse inaccessible.

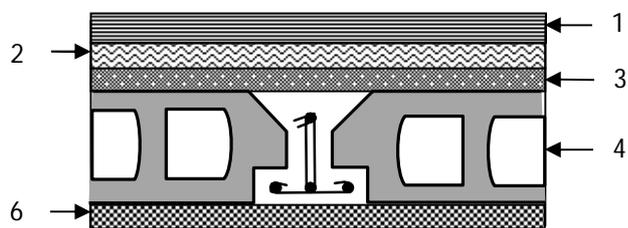


Figure .II.11 : Coupe transversale dans le plancher étage courant.

Tableau II.1 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.0675	1.48	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.3	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	6.25	1
Plancher Courant et RDC à usage d'habitation	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	3.3	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	/	5.78	1.5

II.3.1.2. plancher à dalle pleine :

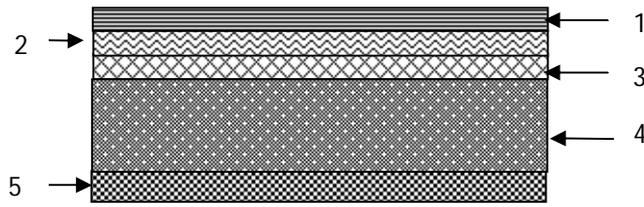


Figure II.12 : Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Tableau II.2 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine :

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine (balcons)	1	Revêtement carrelage	22	0.02	0.44	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	4.48	3.5

Avec :Q : charges d’exploitations , G : charges permanentes.

Q=3.5 KN/m² pour les balcons ,

II.3.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

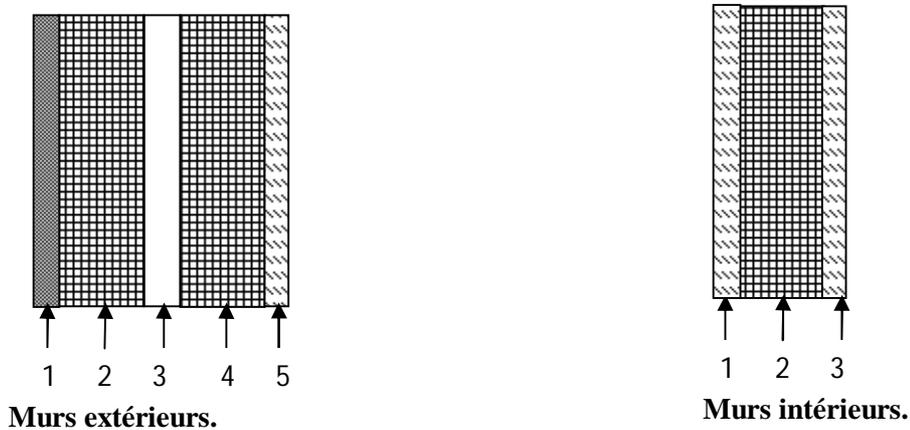


Figure II.13 : les murs extérieurs et intérieurs:

Tableau II.3 : Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	2.93
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	1.46

II.3.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.3.3.1. les paliers :

Tableau II.4 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	5.23	2.5

II.3.3.2. Les volées:

II.3.3.2.1: La volée 1 et 2 :

Les formules 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 : $\gamma \cdot h/2$

Poids du revêtement et du mortier de pose : Horizontal: $\gamma \cdot e$, Vertical: $\gamma \cdot e \cdot (h/g)$.

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

Tableau II.5 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 et 2 étage courant

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0.17	4.5	2.5
Les marches		22	0.17	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	0.02	0.26	
	Total			0.7	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	0.02	0.24	
	Total	/	/	0.64	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	8.03	

II.4. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

• **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur 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.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

II.4. 1. Les poteaux :

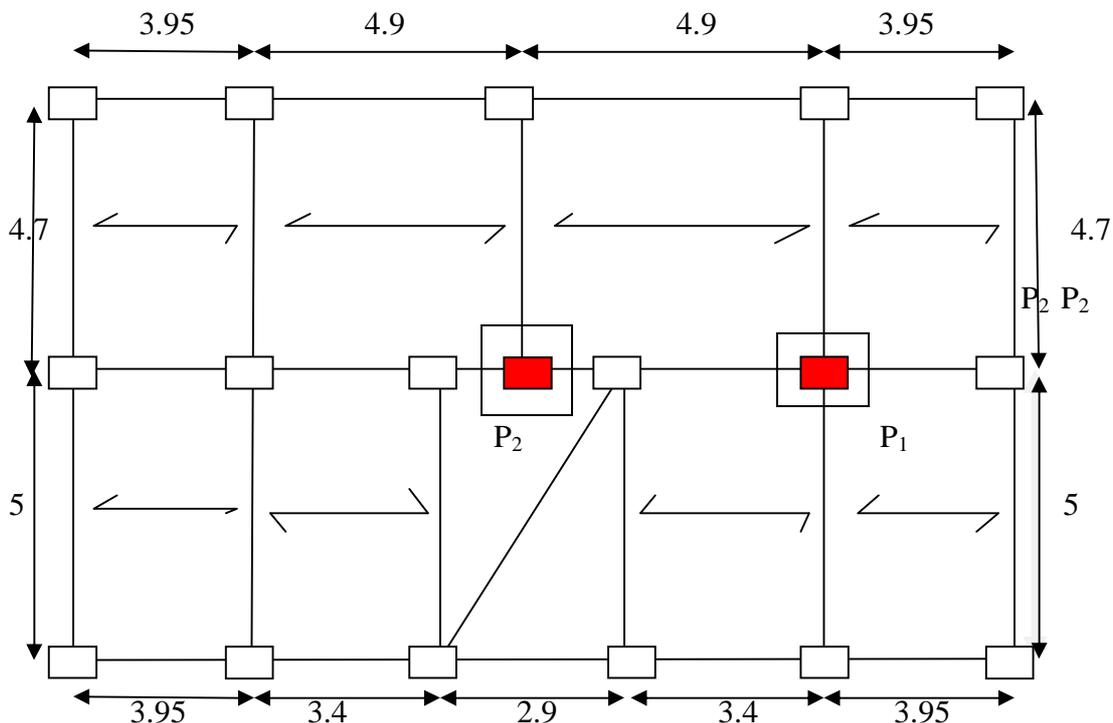


Figure.II.14 : représentation des poteaux les plus sollicités (p_1, p_2) en plan.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple selon le CBA 93 (article b .8.4.1) les exigences du RPA (Article 7.1.4)

II.4.2. Les charges revenant au poteau p_1 sont :

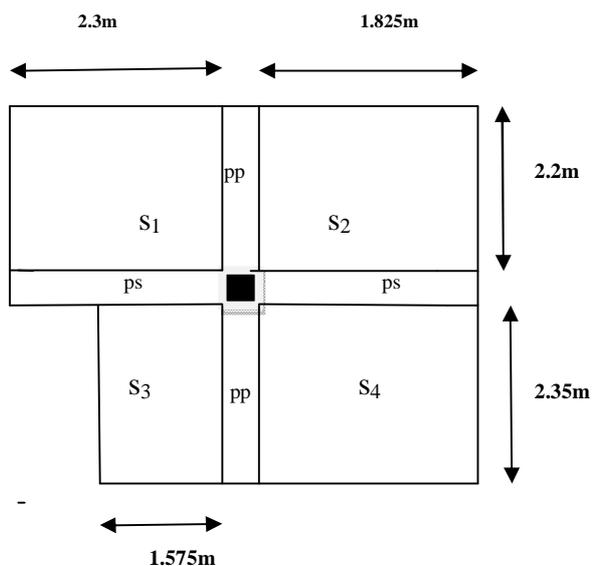


Figure.II.15 : surface afférente du poteau p_1 pour RDC et les étages .

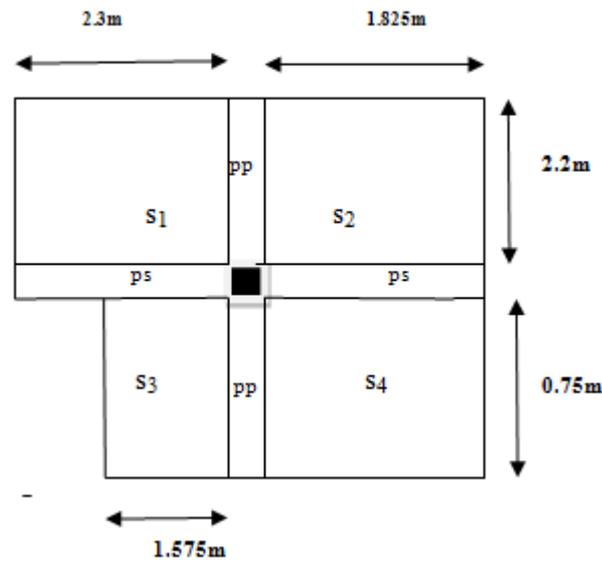


Figure.II.16 : surface afférente du poteau p_1 pour entre sol.

- **La longueur des pp.**

$L_{pp1} = 2.2 + 2.35 = 4.55$ m pour le RDC et l'étages courants

$L_{pp1} = 2.2 + 0.75 = 2.95$ m pour l'entre sol

- **La longueur des ps.**

$L_{ps1} = 1.825 + 2.3 = 4.125$ m

- **Calcul des surfaces afférentes :**

Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{pp} + S_{ps}$

Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

Pour RDC et étage courant

$$S_{\text{afférente}} = (2.3 * 2.2) + (1.825 * 2.2) + (2.35 * 1.575) + (2.35 * 1.825) = 17.065 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff1}} = 17.065 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{poutre}} = (4.55 + 4.125) * 0.3 = 2.6 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{total}} = 19.665 \text{ m}^2$$

Pour entre-sol

$$S_{\text{afférente}} = (2.3 \times 2.2) + (1.825 \times 2.2) + (1.825 \times 0.75) + (1.575 \times 0.75) = 11.625 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{affl}} = 11.625 \text{ m}^2 \text{ pour l' entre sol}$$

$$S_{\text{poutre}} = (2.95 + 4.125) \times 0.3 = 2.12 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{total}} = 13.745 \text{ m}^2$$

- **Les poteaux**

On suppose les sections des poteaux comme suit :

Tableau II.6 : section des poteaux préalable.

Etage	Entre sol	RDC	1-2	3-4	5-6	7
S (cm²)	60*60	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40
H (m)	2.97	2.97	2.97	2.97	2.97	2.97
G (KN)	26.73	26.73	22.46	18.56	15.03	11.88

- **Terrasse inaccessible :**

$$G = 6.02 \times 19.665 = 118.38 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 19.665 = 19.665 \text{ KN}$$

- **Plancher de étage courant et RDC :**

$$G = 5.78 \times 19.665 = 113.66 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 19.625 = 29.43 \text{ KN}$$

- **Plancher entre sol**

$$G = 5.78 \times 13.745 = 79.45 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 13.745 = 20.61 \text{ KN}$$

- **Les poutres :**

Poutres principales (PP₁) : PP = 25 x (0.3 x 0.45) x 4.45 = 15,01 KN (RDC et étages courants)

Poutres secondaires (PP₁) : PS = 25 x (0.3 x 0.45) x 2.95 = 9.96 KN (entre sol)

Poutres secondaires (PS) : PS = 25 x (0.3 x 0.40) x 4.125 = 12.37 KN

- MURS**

$$G=1.46*2.77*8.675=35.08 \text{ KN}$$

$$G=1.46*2.77*7.075=28.61 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II.7 : Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁

Niveau	q (KN/m ²)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	19,665
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 ^{ème} , étage	1,5	29,49
RDC et entre sol	1.5	20.61

- L'application de la loi de dégression :** les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II.8 : La loi de dégression pour le poteau P₁

Q _i	Q (KN)
Q ₀	19.665
Q ₁	29.49
Q ₂	29.49
Q ₃	29.49
Q ₄	29.49
Q ₅	29.49
Q ₆	29.49
Q ₇	29.49
Q ₈	29.49
Q ₉	20.61

$$N_1 : Q_0 = 19.665 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_0 + Q_1 = 49.15 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 75.7 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 99.29 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 119.93 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_0 + \frac{3+5}{2*5} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 137.62 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_0 + \frac{3+6}{2*6} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 152.37 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_0 + \frac{3+7}{2*7} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 167.12 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_0 + \frac{3+8}{2*8} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 175.75 \text{ KN}$$

II.4.3. Evaluation des charges « G et Q » pour le poteau P₁

Tableau .II.9 : Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁

N _I	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse	118.38	19.665
	Poutres	27.38	
	Poteau (40*40)	11.88	
	Total	157.84	
N ₂	Venant de N ₁	157.84	49.15
	Plancher corps creux	113.66	
	Poteau (45*45)	15.03	
	Poutres	27.38	
	Murs	35.08	
	Total	349	
N ₃	Venant de N ₂	349	75.7
	Plancher corps creux	113.66	
	Poteau (45*45)	15.03	
	Poutres	27.38	
	Murs	35.08	
	Total	537.2	
N ₄	Venant de N ₃	537.2	99.29
	Plancher corps creux	113.66	
	Poteau (50*50)	18.56	
	Poutres	27.38	
	Murs	35.08	
	Total	731.8	

	Venant de N ₄	731.8	119.93
	Plancher corps creux	113.66	
	Poteau (50*50)	18.56	
	Poutres	27.38	
	Murs	35.08	
	Total	926.5	119.93
N₆	Venant de N ₅	926.5	
	Plancher corps creux	113.66	
	Poteau (55*55)	22.46	175.75
	Poutres	27.38	
	Murs	35.08	
	Total	1125.02	137.62
N₇	Venant de N ₆	1125.02	
	Plancher corps creux	113.66	
	Poteau (55*55)	22.46	152.37
	Poutres	17.38	
	Murs	35.08	
	Total	1313.6	152.37
N₈	Venant de N ₇	1313.6	
	Plancher corps creux	113.66	
	Poteau (60*60)	26.73	167.12
	Poutres	17.38	
	Murs	35.08	
	Total	1506.45	167.12

N₉	Venant de N ₈	1506.45	181.53
	Plancher corps creux	79.45	
	Poteau (60*60)	26.73	
	Poutres	22.33	
	Murs	28.61	
	Total	1663.57	175.75

A la base : $\begin{cases} G = 1663.57 \text{ KN} \\ Q = 175.75 \text{ KN} \end{cases}$ et pour le poteau **P1**
 $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$Q = 1.35 (1663.57) + 1.5 (175.75) = 2509.44 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 1663.57 + 175.75 = 1839.32 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normale de compression ultime N_u

De 10% tel que $N_u = 1.1 * (1.35G + 1.5Q)$

Donc $N_u = 1.1 * 2509.44 = 2760.38 \text{ KN}$

II.4.4. : Evaluation des charges « G et Q » pour le poteau P₂

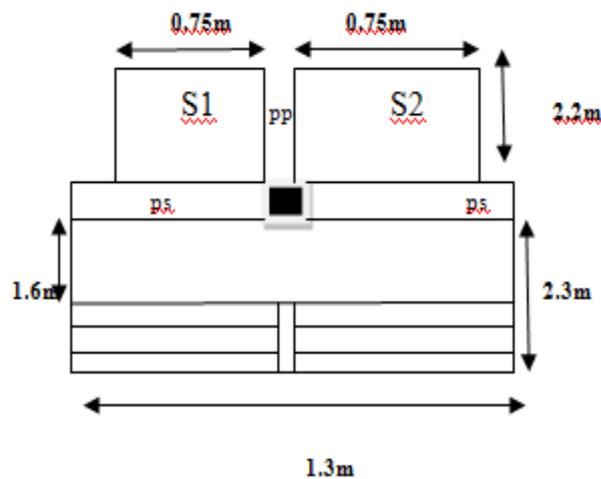


Figure .II.17 : surface afférente du poteau p₂.

Tableau .II.10 : Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂

N _i	Eléments	G (KN)	Q (KN)	
N ₁	Plancher terrasse	24.7	4.1	
	Poutres	11.92		
	Poteau (40*40) +C E	34.03		
	Total	70.65		
N ₂	Venant de N ₁	72.36	10.25	
	Plancher corps creux	23.7		
	Poteau (45*45)+CE	37.18		
	Poutres	11.92		
	Murs	4.5		
	Total	149.66		
N ₃	Venant de N ₂	149.66	15.78	
	Plancher corps creux	23.7		
	Poteau (45*45)+CE	37.18		
	Poutres	11.92		
	Murs	4.5		
	Total	226.96		
N ₄	Venant de N ₃	226.96	20.7	
	Plancher corps creux	23.7		
	Poteau (50*50)	40.71		
	Poutres	11.92		
	Murs	4.5		
	Total	307.8		
	Venant de N ₄	307.8		25
	Plancher corps creux	23.7		

	Poteau (50*50)	40.71	
	Poutres	11.92	
	Murs	4.5	
	Total	388.62	25
N₆	Venant de N ₅	388.62	
	Plancher corps creux	23.7	
	Poteau (55*55)	44.61	28.7
	Poutres	11.92	
	Murs	4.5	
	Total	473.35	28.7
N₇	Venant de N ₆	473.35	
	Plancher corps creux	23.7	
	Poteau (55*55)	44.61	31.8
	Poutres	11.92	
	Murs	4.5	
	Total	558.08	31.8
N₈	Venant de N ₇	558.08	
	Plancher corps creux	23.7	
	Poteau (60*60)	48.9	32.8
	Poutres	11.92	
	Murs	4.5	
	Total	647.1	32.8
N₉	Venant de N ₈	647.1	
	Plancher corps creux	23.7	
	Poteau (60*60)	48.9	38.92
	Poutres	11.92	
	Murs	4.5	
	Total	736.12	38.92

A la base : $\begin{cases} G = 736.12 \text{ KN} \\ \text{et} \\ Q = 38.92 \text{ KN} \end{cases}$ pour le poteau **P2**

$N_u = 1.35 G + 1,5 Q$

$Q = 1.35 (736.12) + 1,5 (38.92) = 1052.14 \text{ KN}$

$N_s = G + Q = 736.12 + 38.92 = 775.84 \text{ KN}$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normale de compression ultime N_u

De 10% tel que $N_u = 1.1 * (1.35G + 1.5Q)$

Donc $N_u = 1.1 * 1052.14 = 1157.35 \text{ KN}$

On prend le poteau (P_1) qui est le plus défavorable.

Tableau .II.11 : L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau

Niveau	Q (KN)	G(KN)	N_u (KN)
N₁	19.665	154.84	262.38
N₂	49.15	346	594.9
N₃	75.7	537.2	922.65
N₄	99.29	731.8	1250.55
N₅	119.93	926.5	1573.74
N₆	137.62	1125.02	1897.75
N₇	152.37	1313.6	2202.11
N₈	167.12	1506.45	2512.83
N₉(base)	175.75	1663.57	2760.38

II.5. Vérifications :

- **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité à la base :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2760.38 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.195 \text{ m}^2, B \geq 0,195 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau .II.12 : Vérification de la résistance (compression simple)

Niveau	N _U (MN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ $\overline{\sigma}_{bc}$
Entre sol	2760.38*10 ⁻³	3600*10 ⁻⁴	7.66	Vérifiée
RDC	2512.83*10 ⁻³	3600*10 ⁻⁴	6.98	Vérifiée
1^{ème} étage	2202.11*10 ⁻³	3025*10 ⁻⁴	7.27	Vérifiée
2^{ème} étage	1897.75*10 ⁻³	3025*10 ⁻⁴	6.27	Vérifiée
3^{ème} étage	1573.74*10 ⁻³	2500*10 ⁻⁴	6.15	Vérifiée
4^{ème} étage	1250.55*10 ⁻³	2500*10 ⁻⁴	5	Vérifiée
5^{ème} étage	922.65*10 ⁻³	2025*10 ⁻⁴	4.5	Vérifiée
6^{ème} étage	594.9*10 ⁻³	2025*10 ⁻⁴	2.93	Vérifiée
7^{ème} étage	262.38*10 ⁻³	1600*10 ⁻⁴	1.6	Vérifiée

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b, h) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h/b \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

• **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

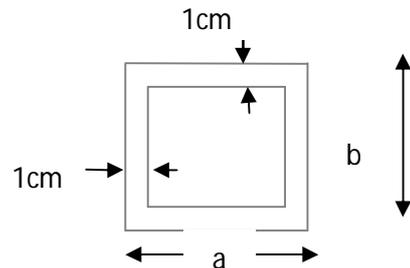


Figure .II.18. Section brute (Br).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$As \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend $A_s = 1\% \times Br$.

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91(7.4.2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2).$$

Il faut vérifier que: $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.13 : Vérification au flambement

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
60*60	3600	273	191	0.83	3364	2760.38	1511.7
60*60	3600	273	191	0.83	3364	2512.83	1376.13
55*55	3025	273	191	0.83	2809	2202.11	1205.6
55*55	3025	273	191	0.83	2809	1897.75	1039.3
50*50	2500	273	191	0.82	2304	1573.74	872.36
50*50	2500	273	191	0.82	2304	1250.55	693.2
45*45	2025	273	191	0.82	1849	922.65	511.44
45*45	2025	273	191	0.82	1849	594.9	329.76
35*35	1225	273	191	0.81	1089	262.38	147.23

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

Poutres principales : 30*45 cm²

Poutres secondaires : 30*40 cm²

Poteaux du RDC, entre sol : 60*60 cm²

Poteaux des étages 1 et 2 : 55*55 cm²

Poteaux des étages 3 et 4 : 50*50 cm²

Poteaux des étages 5 et 6 : 45*45 cm²

Poteaux de étage7 : 40*40 cm²

III.1.Introduction

La construction est ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories. Eléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaire (les différents planchers, les escaliers, l'acrotère).

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (B.A.E.L 91, C.B.A 93, RPA/2003)

III.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculent à la flexion simple comme des sections en T

III.2.1. Poutrelles des planchers à corps creux (20+4) :

Deux critères conditionnent le choix de la disposition des poutrelles :

- La plus petites portées : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petites portées.
- La continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens où il y a le plus grand nombres d'appuis disponibles.

III.2.2. Méthode de calcul :

Les méthodes appropriées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

a)Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Condition d'application (B.6.210) :

Pour appliquer la méthode forfaitaire il faut que les quatre conditions suivantes soient vérifiées :

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

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.

le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :**Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d

Doivent vérifier :

$$a) M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$$

$$b) M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

c) La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

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

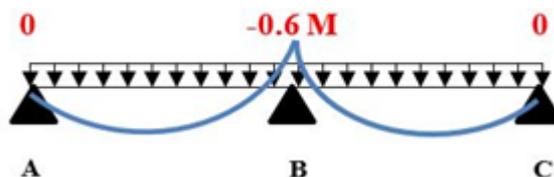


Figure III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

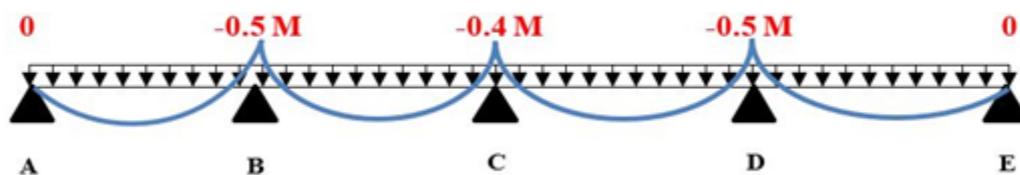


Figure III.2 : diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. Tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant est déterminé forfaitairement en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf sur le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

15% si c'est une poutre à deux travées.

10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

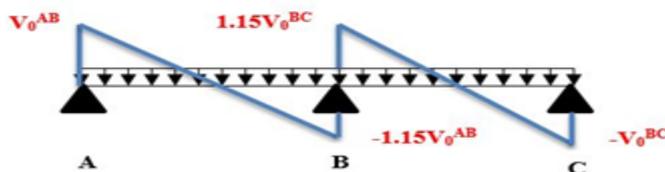


Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

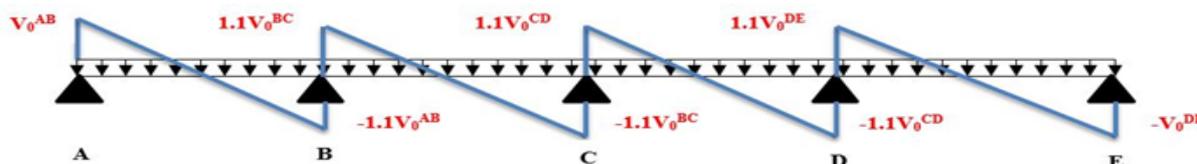


Figure III.4 : diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus 2 travées.

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5(\text{KN/m}^2))$).

Le principe est basé sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

La variation de moment d'inerties d'une poutre à une autre dus à la variation de la largeur de la table de compression (b) qui dépend de (L_y) de chaque travée.

L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

Calcul des moments :

1) Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g * (1 - \frac{x}{l}) + M_d * \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu * x}{2} * (l - x);$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu * l_i}.$$

2)En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g * l_g^3 + P_d * l_d^3}{8.5 * (l_g + l_d)} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

L'_g et L'_d : longueurs fictives.

q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

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

L'effort tranchant :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

III.2.3. Disposition des poutrelles

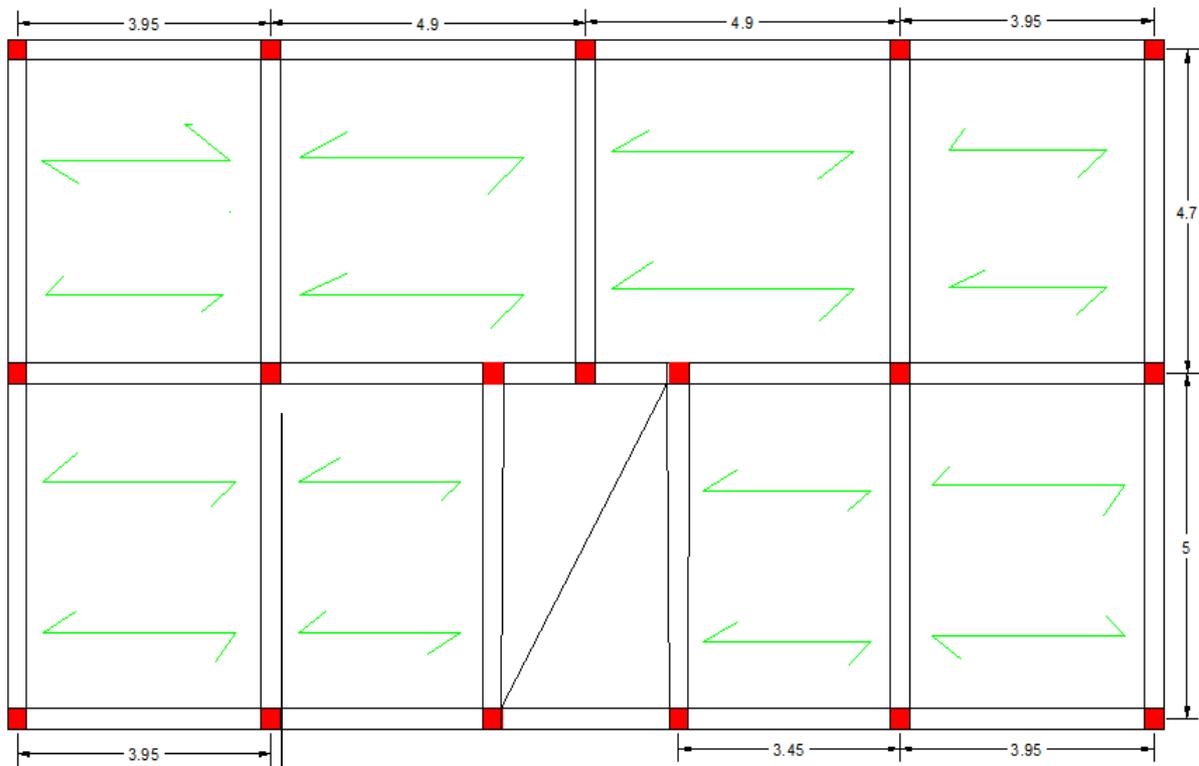
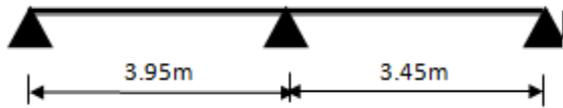


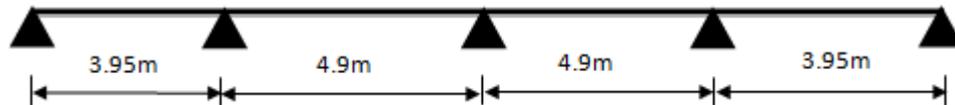
Figure III.5 : Schéma de disposition des poutrelles.(étage courant)

III.2.4. Différents types des poutrelles

Type 1



Type 2



III.2.5. calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles

Calcul des charges revenant aux poutrelles :

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

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

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6.2 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.41 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (6.25 + 1) \times 0.65 = 4.68 \text{ KN/ml}$.

➤ Plancher étage courant :

$G = 5.78 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 \times 5.78 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.53 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5.78 + 1.5) \times 0.65 = 4.73 \text{ KN/ml}$.

• Combinaisons d'actions et calculs des charges :

Tableau III.1 : Combinaisons d'action.

Désignation	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)
Terrasse inaccessible	6.2	1.0	9.93	6.45	7.25	4.71
Plancher à usage d'habitation	5.78	1.5	10.05	6.53	7.28	4.73

III.2.6. Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles

type 1

1) Application de la méthode forfaitaire pour le première type de plancher terrasse inaccessible :

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min}(2 \times 6.25 ; 5 \text{KN/m}^2) = 1 \text{KN/m}^2 < 5 \text{KN/m}^2$ vérifiée.

- $I = \text{constant}$ vérifiée.

- $l_i / l_{i+1} = \frac{3.95}{3.45} = 1.14$ compris entre 0.8 et 1.25 vérifiée.

- F.P.N vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées.

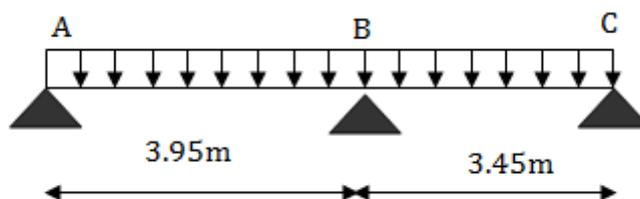


Figure III.6 : Schéma statique d'une poutrelle.

b) calcul des sollicitations :

À l'ELU :

$$P_u = 6.45 \text{ KN/m}$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.71 \text{ KN/m}$$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

Calcul des moments en travée :

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B: } M_0 = \frac{6.45 \times (3.95)^2}{8} = 12.57 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_0 = \frac{6.45 \times (3.45)^2}{8} = 9.59 \text{ KN/m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B: } M_0 = \frac{4.71 \times (3.95)^2}{8} = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_0 = \frac{4.71 \times (3.45)^2}{8} = 7 \text{ KN.m}$$

Tableau III.2 : Les moments isostatiques max en travées.

Travée	$M_0(\text{ELU})$ (KN.m)	$M_0(\text{ELS})$ (KN.m)
A-B	12.57	9.18
B-C	9.59	7

• **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0.15 \times M_0$.

$$\text{ELU : } M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 12.57 = -1.88 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 9.18 = -1.37 \text{ KN.m}$$

À l'LEU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(12.57; 9.59) = -7.54 \text{ KN.m}$$

À l'LES :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(9.18; 7) = -5.5 \text{ KN.m}$$

• **Les moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.25} = 0.137$$

$$\bullet (1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3(0.137) = 1.042$$

$$\bullet (1.2 + 0.3\alpha) = 1.2 + 0.3(0.137) = 1.242$$

Travée A-B :

$$a) M_t^{AB} + (M_A + M_B) / 2 \geq \text{Max} (1.05 ; (1+0.3\alpha)M_0^{AB})$$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05 ; 1+0.3\alpha)M_0^{AB} - (M_A + M_B) / 2$$

$$\text{(ELU)} : M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.042) * 12.57 - 7.54/2$$

$$M_t^{AB} = 9.42 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{(ELS)} : M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05; 1.042) * 9.18 - 5.5/2$$

$$M_t^{AB} = 6.89 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$b) M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0/2 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

$$\text{(ELU)} : M_t \geq 0.62 \times 12.57 = 7.79 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$$

$$\text{(ELS)} : M_t \geq 0.62 \times 9.18 = 5.7 \text{ KN.m} \dots\dots(4)$$

$$\Rightarrow \text{(ELU)} : M_t^{AB} \geq \text{Max} [(1); (3)] = 9.42 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{(ELS)} : M_t^{AB} \geq \text{Max} [(2); (4)] = 6.89 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$a) M_t^{BC} + (M_B + M_C) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0^{BC} ; (1+0.3\alpha)M_0^{BC})$$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} (1.05 ; 1+0.3\alpha)M_0^{BC} - (M_B + M_C) / 2$$

$$\text{(ELU)} : M_t^{BC} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.042)9.59 - 7.54/2$$

$$M_t^{BC} = 6.3 \text{ KN .m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{(ELS)} : M_t^{BC} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.042)7 - 5.5/2$$

$$M_t^{BC} = 4.59 \text{ KN .m} \dots\dots\dots(2)$$

$$a) M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0/2 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

$$\text{(ELU)} : M_t \geq 0.62 \times 9.59 = 5.96 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$$

$$\text{(ELS)} : M_t \geq 0.62 \times 7 = 4.7 \text{ KN .m} \dots\dots(4)$$

$$\Rightarrow \text{(ELU)} : M_t^{BC} \geq \text{Max} [(1); (3)] = 6.3 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{(ELS)} : M_t^{BC} \geq \text{Max} [(2); (4)] = 4.59 \text{ KN .m}$$

Calcul des efforts tranchants (ELU) :

L'effort tranchant isostatique a l'ELU

$$V_0 = \frac{P_u \times l}{2}$$

Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.45 \times 3.95}{2} = 12.73 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 * \frac{P_u \times l}{2} = -1.15 * \frac{6.45 \times 3.95}{2} = -14.64 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 * \frac{6.45 \times 3.45}{2} = 12.79 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6.45 \times 3.45}{2} = -11.12 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau III.3 : Sollicitations à l'ELU (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Plancher Terrasse inaccessible	AB	3.95	6.45	12.57	1.88	7.54	9.42	12.73	-14.64
	BC	3.45	6.45	9.59	7.54	1.88	6.3	12.79	-11.12

Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELS (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Plancher Terrasse Inaccessible	AB	3.95	4.71	9.18	1.37	5.5	6.3
	BC	3.45	4.71	7	5.5	1.37	4.59

2) Application de la méthode forfaitaire pour le première type de plancher étage courants

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.78, 5 \text{KN/m}^2) = 1.5 \text{KN/m}^2 < 5 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $I = \text{constant} \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $Li / li+1 = \frac{3.95}{3.45} = 1.14$ compris entre 0.8 et 1.25 $\dots\dots\dots$ vérifiée.
- F.P.N $\dots\dots$ vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées .

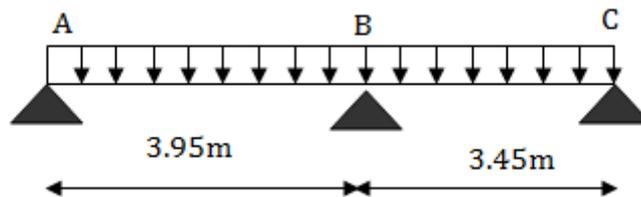


Figure III.7 : Schéma statique d'une poutrelle.

b) calcul des sollicitations :

À l'ELU :

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

À l'ELS :

$P_s = 4.73 \text{ KN/m}$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

Calcul des moments en travée :

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

Travée A-B: $M_0 = \frac{6.53 \times (3.95)^2}{8} = 12.74 \text{KN/m}$

Travée B-C: $M_0 = \frac{6.53 \times (3.45)^2}{8} = 9.7 \text{ KN/m}$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B: } M_0 = \frac{4.73 \times (3.95)^2}{8} = 9.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_0 = \frac{4.73 \times (3.45)^2}{8} = 7.03 \text{ KN.m}$$

Tableau III.5 : Les moments isostatiques max en travées.

Travée	M ₀ (ELU) (KN.m)	M ₀ (ELS) (KN.m)
A-B	12.74	9.22
B-C	9.7	7.03

• **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à -0.15 x M₀.

$$\text{ELU : } M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 12.74 = -1.9 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 9.22 = -1.38 \text{ KN.m}$$

À l'LEU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(12.37 ; 9.7) = -7.64 \text{ KN.m}$$

À l'LES :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(9.22 ; 7.03) = -5.53 \text{ KN.m}$$

• **Les moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.78} = 0.2$$

- (1 + 0.3α) = 1 + 0.3(0.2) = 1.06
- (1.2 + 0.3α) = 1.2 + 0.3(0.2) = 1.26

Travée A-B :

$$a) M_t^{AB} + (M_A + M_B) / 2 \geq \text{Max} (1.05 ; (1 + 0.3\alpha)M_0^{AB})$$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05 ; 1 + 0.3\alpha)M_0^{AB} - (M_A + M_B) / 2$$

$$\text{(ELU) : } M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.06) * 12.74 - 0.3 * 12.74$$

$$M_t^{AB} = 9.68 \text{ KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

(ELS) : $M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05; 1.06) * 9.22 - 0.3 * 9.22$

$M_t^{AB} = 7 \text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$

b) $M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

(ELU) : $M_t \geq 0.63 \times 12.74 = 6.75 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (3)$

(ELS) : $M_t \geq 0.63 \times 9.22 = 4.88 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (4)$

\Rightarrow (ELU): $M_t^{AB} \geq \text{Max} [(1); (3)] = 9.68 \text{ KN.m}$

\Rightarrow (ELS): $M_t^{AB} \geq \text{Max} [(2); (4)] = 7 \text{ KN.m}$

Travée B-C :

a) $M_t^{BC} + (M_B + M_C) / 2 \geq \text{Max} (1.05 M_0^{BC}; (1 + 0.3\alpha) M_0^{BC})$

$M_t^{BC} \geq \text{Max} (1.05; 1 + 0.3\alpha) M_0^{BC} - (M_B + M_C) / 2$

(ELU) : $M_t^{BC} \geq \text{Max} (1.05; 1.06) 9.7 - 7.64 / 2$

$M_t^{BC} = 6.46 \text{KN .m} \dots \dots \dots (1)$

(ELS) : $M_t^{BC} \geq \text{Max} (1.05; 1.06) 7.03 - 5.53 / 2$

$M_t^{BC} = 4.69 \text{ KN .m} \dots \dots \dots (2)$

a) $M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

(ELU) : $M_t \geq 0.63 \times 9.7 = 6.11 \text{KN.m} \dots \dots (3)$

(ELS) : $M_t \geq 0.63 \times 7.03 = 4.42 \text{ KN .m} \dots \dots (4)$

\Rightarrow (ELU): $M_t^{BC} \geq \text{Max} [(1); (3)] = 6.46 \text{ KN.m}$

\Rightarrow (ELS): $M_t^{BC} \geq \text{Max} [(2); (4)] = 4.69 \text{ KN .m}$

Calcul des efforts tranchants (ELU) :

L'effort tranchant isostatique a l'ELU

$$V_0 = \frac{P_u \times l}{2}$$

Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.53 \times 3.95}{2} = 12.89 \text{KN}$$

$$V_B = -1.15 * \frac{P_u \times l}{2} = -1.15 * \frac{6.53 \times 3.95}{2} = -14.83 \text{ KN}$$

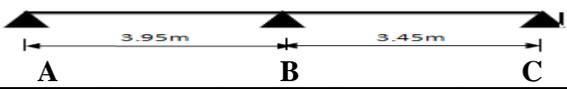
Travée B-C :

$$V_B = 1,15 \frac{Pu \times l}{2} = 1,15 * \frac{6.53 \times 3.45}{2} = 12.95 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{Pu \times l}{2} = -\frac{6.53 \times 3.45}{2} = -11.26 \text{KN}$$

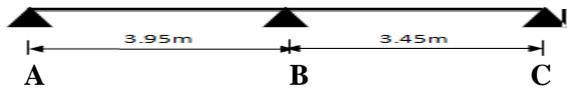
Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELU (type 1).



Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Plancher Etage habitation	AB	3.95	6.53	12.74	1.9	7.64	9.68	12.89	-14.83
	BC	3.45	6.53	9.7	7.64	1.9	6.46	12.95	-11.26

Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELS (type 1).



Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Plancher Etage habitation	AB	3.95	4.73	9.22	1.38	5.53	7
	BC	3.45	4.73	7.03	5.53	1.38	4.69

3) 1Application de la méthode forfaitaire pour le deuxième type de plancher terrasse inaccessible :

Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELU (type 2).

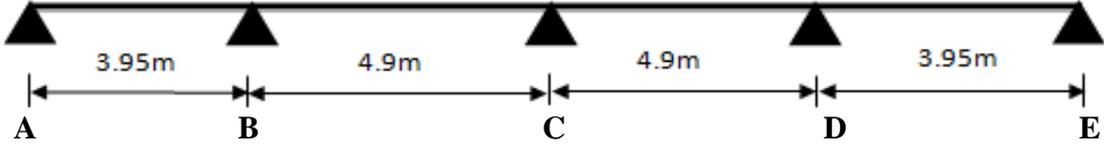
	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Plancher Terrasse inaccessible	A-B	3.95	6.41	12.5	1.87	9.62	8.31	12.65	-13.92
	B-C	4.9	6.41	19.24	9.62	7.7	11.54	17.27	-17.27
	C-D	4.9	6.41	19.24	7.7	9.62	11.54	17.27	-16.27
	D-E	3.95	6.41	12.5	9.62	1.87	8.31	13.62	-12.65

Tableau III.9 : Sollicitations à l'ELS (type 2).

	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Plancher Terrasse inaccessible	A-B	3.95	4,86	9.12	1.37	7.02	6.15
	B-C	4.9	4,86	14.04	7.02	5.62	8.42
	C-D	4.9	4,86	14.04	5.62	7.02	8.42
	D-E	3.95	4,86	9.12	7.02	1.37	6.15

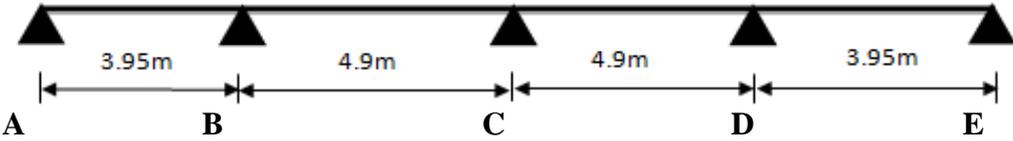
4) Application de la méthode forfaitaire pour le deuxième type de plancher étage courants

Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELU (type 2).



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Plancher D'habitation	A-B	3.95	6.53	12.74	1.9	9.79	8.59	12.89	-14.20
	B-C	4.9	6.53	19.60	9.79	7.84	11.96	17.6	-17.6
	C-D	4.9	6.53	19.60	7.84	9.79	11.96	17.6	-17.6
	D-E	3.95	6.53	12.74	9.79	1.9	8.59	14.2	-12.89

Tableau III.11 : Sollicitations à l'ELS (type 2).



	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Plancher D'habitation	A-B	3.95	4,76	9.22	1.38	7.1	6.22
	B-C	4.9	4.73	14.2	7.1	5.68	8.87
	C-D	4.9	4.73	14.2	5.68	7.1	8.87
	D-E	3.95	4.73	9.22	7.1	1.38	6.22

Tableau III.12 : Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles.

Type d'étage	Type de poutrelle	ELU				ELS		
		$M_{a\text{ riv}}^{\max}$ (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	v^{\max} (KN)	$M_{a\text{ int}}^{\max}$ (KN.m)	$M_{a\text{ riv}}^{\max}$ (KN.m)	$M_{a\text{ int}}^{\max}$ (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)
Terrasse inaccessible	Type 1	1.88	9.42	14.64	7.54	1.37	5.5	6.3
	Type 2	1.88	11.54	17.27	9.62	1.37	7.02	8.42
Plancher D'habitation	Type 1	1.9	9.68	14.83	7.64	1.38	5.35	7
	Type 2	1.9	11.96	17.6	9.79	1.38	7.1	8.87

6) Récapitulation des Sollicitations les plus défavorables :**Tableau III.13** : Les Sollicitations maximales.

Type d'étage	ELU				ELS		
	$M_{a\text{ riv}}^{\max}$ (KN.m)	M_t^{\max} KN.m	v^{\max} (KN)	$M_{a\text{ int}}^{\max}$ (KN.m)	$M_{a\text{ riv}}^{\max}$ (KN.m)	$M_{a\text{ int}}^{\max}$ KN.m	M_t^{\max} (KN.m)
Terrasse inaccessible	1.87	11.54	17.27	9.62	1.37	7.02	8.42
Habitation	1.9	11.96	17.6	9.79	1.38	7.1	8.87

III.2.7. Ferrailage de poutrelles

Le ferrailage se fait pour une section en Ten flexion simple avec les sollicitations maximales.

Calcul a l'ELU**Calcul Plancher terrasse inaccessible :**

Le calcul se fera pour une section en T. (flexion simple)

En travée

On ferraille toutes les travées de la même manière avec :

$$M_{t\text{ max}} = 11.54 \text{ KN.m}$$

En appuis

Appuis intermédiaire $M^{\max} = 9.62 \text{ KN.m}$

Appuis de rive $M^{\max} = 1.87 \text{ KN}$.

Ferraillage en travée :

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0/2) \dots \dots \dots$ Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.22 - 0.04/2) \Rightarrow M_{tu} = 0.07384 \text{ MN.m} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h_t$) = $(65 \times 24) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} ; \quad d = 0.9 \times h = 0.9 \times 24 = 22 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.54 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14.2} = 0,026$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A } A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0329$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.217 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{11.54 \times 10^{-3}}{0.217 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1.53 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.72 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.72 \text{ cm}^2 > A_t = 1.53 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ on ferraillez avec A_{\min}

On opte pour : $A_t = +3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Ferraillage en appuis :**En appui intermédiaire :**

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de $b_0 \times h$.

$$M_{a \text{ int}}^{\max} = 9.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.62 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.14;$$

$$\mu_{bu} = 0.14 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

Le diagramme passé par le pivot A.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.189$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.203m$$

$$A = \frac{M}{z * f_{st}} = \frac{9.62 * 10^{-3}}{0.203 * 348} = 1.36cm^2 \Rightarrow A_{int} = 1.36 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.22 * 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.26cm^2$$

$A_{min} = 0.26 cm^2 < A_{int} = 1.36 cm^2$ vérifiée.

On opte pour: $A_{int} = 1HA12 + 1HA10 = 1.92cm^2$

En appui de rive

$$M_{a\ rive}^{max} = 1.87 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.87 * 10^{-3}}{0.1 * (0.22)^2 * 14.2} = 0.027; \Rightarrow \mu_{bu} = 0.038$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ pivot A

$\mu_{bu} = 0.038 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.0342$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.217m$$

$$A = \frac{M}{z * f_{st}} = \frac{1.87 * 10^{-3}}{0.217 * 348} = 0.25cm^2$$

$A_{a\ rive} = 0.25 cm^2.$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.22 * 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.26cm^2$$

$A_{min} = 0.25 cm^2 < A_{ai} = 0.26 cm^2$ vérifiée.

On opte pour : $1HA10 = 0.79cm^2.$

Vérification des poutrelles à l'ELU**a) Cisaillement**

$$V_u = 17.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{17.27 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} \Rightarrow \tau_u = 0.785 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min [(0.2/\gamma_b) * f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Pas risque de cisaillement.

b) Choix des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_t^{\min}, \frac{b_0}{10} \right) \dots\dots \text{BAEL91 (Article H .III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{240}{35}, 8, \frac{100}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq 6.85 \text{ mm} \Rightarrow \text{on choisit un étrier } \Phi_t = 6 \text{ mm.}$$

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

c) L'espacement St :

L'espacement des courts successifs d'armatures transversal doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) St \leq \text{Min} (0.9d, 40 \text{ cm}) = St \leq \text{Min} (0.9 * 22; 40 \text{ cm}) \\ \Rightarrow St \leq 19.8 \text{ cm}$$

$$2) St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} K)} \Rightarrow St \leq 67.30 \text{ cm} \quad (\text{article A.5.1.2.2})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow K=1$$

$$3) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

$St = \min (1; 2; 3) \Rightarrow \text{on opte pour } St = 15 \text{ cm.}$

d) Vérification de la jonction table nervure :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 1.24 \text{ MPa} \quad (\text{Art. A.5.3.2})$$

$$\bar{\tau}_u = \min [(0.2/\gamma_b) * f_{c28}; 5 \text{ MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \overline{\tau}_u$ C'est vérifié

\Rightarrow Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

e) Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) au niveau l'appui :

En appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$$

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} = 3HA12 + 1HA10 = 3.39 + 0.79 = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 17.27 \times 10^{-3} = 0.49 \text{ cm}^2 \dots \text{C'est vérifié.}$$

En appuis intermédiaire :

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} = 3HA12 + 1HA12 + 1HA10 = 5.31 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 0.5 \text{ cm}^2 \dots \text{C'est vérifié.}$$

f) Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ (Art A.6.1.3 [1])}$$

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.22 = 19.8 \text{ cm}$$

$$V_u = 17.27 \text{ KN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.10 \times 25 \times 10^3 = 132.165 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des poutrelles à l'ELS

a) Etat limite de compression du béton

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

En travée

$$M_{ser} = 8.42 \text{ KN.m} \quad A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 \times (0.04)^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = -3.95 \times 10^{-4} < 0$$

donc l'axe neutre passe par la nervure

Vérification d'une section en T

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15 \times A + (b - b_0) \times h_0]y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.1}{2}y^2 + [15 \times 3.39 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04]y - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times 0.22 - (0.65 - 0.1) \times \frac{(0.04)^2}{2} = 0$$

$$0.05y^2 + 0.027y - 0.00135 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.0322$$

$$y = 5.2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{0.65 \times 0.052^3}{3} + (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^3}{12} + (0.65 - 0.1) \times 0.04 \times \left(0.052 - \frac{0.04}{2}\right)^2 + 15 \times 3.39 \times (0.22 - 0.052)^2$$

$$I = 19934.9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.42 \times 10^{-3}}{19934.9 \times 10^{-8}} \times 0.052$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 2.19 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

En appuis intermédiaire

$$M_{ser} = 7.02 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A = 1.92 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 \times (0.04)^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = 1.6 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$H = 1.6 \times 10^{-6} > 0$ donc l'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section rectangulaire (b×h)

⇒ Calcul d'une section rectangulaire (b×h)

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

$$\frac{0.65}{2}y^2 + (15 \times 1.92 \times 10^{-4})y - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times 0.22 = 0$$

$$0.325y^2 + 0.00288y - 0.0006336 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.028$$

$$y = 3.99 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie :

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

$$I = \frac{65 \times 3.99^3}{3} + 15 \times 1.92(22-3.99)^2$$

$$\Rightarrow I = 10717.86 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{7.02 \times 10^{-3}}{10717.86 \times 10^{-8}} 0.0399 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b) Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service. L'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

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

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{24}{490} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée donc on doit faire une

vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Poutre inférieure à 5m, La flèche admissible pour est de :

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{500} = \frac{490}{500} \Rightarrow f_{\text{adm}} = 0.98 \text{ cm}$$

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

f_{ji} : 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 au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.85 = 2.5 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.2 = 4.03 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times 7.2 = 4.68 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \cdot l^2 \cdot 0.75}{8} = \frac{2.5(4.9)^2 \cdot 0.75}{8} = 5.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \cdot l^2 \cdot 0.75}{8} = \frac{4.03(4.9)^2 \cdot 0.75}{8} = 9.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \cdot l^2 \cdot 0.75}{8} = \frac{4.68(4.9)^2 \cdot 0.75}{8} = 10.53 \text{ KN.m}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre $\Rightarrow y = 5.2 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = \frac{\frac{10 \times 24^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.39 \times 22)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15 \times (3.39)}$$

$$v = 9.42 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 9.42^3}{3} + \frac{10 \times (24 - 9.42)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (9.42 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.39 (22 - 9.42)^2$$

I₀=33570.6 cm⁴..... (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm⁴))

As=3.39 cm²

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.22} \Rightarrow \rho = 0.0154$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0.05 \times 65 \times 2.1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0.0154} = 2.77 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.1 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

Calcul des déformations E_i et E_v :

E_i= 11000 × (f_{c28})^{1/3} Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_i=32164.20 MPa.

E_v = 1/3 × E_i Module de déformation longitudinale différée du béton

E_v=10721.40 MPa.

Contraintes :

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

y=5.2 cm , I=19934.9cm⁴ , I₀=33570.6 cm⁴ , A_s=3.39cm²

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{iser} \times (d - y)}{I} ;$$

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

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{5.62 \times (0.22 - 0.052)}{19934.9 \times 10^{-8}} = 71.04 \text{ MPA}$$

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

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{9.07 \times (0.22 - 0.052)}{19934.9 \times 10^{-8}} = 114.65 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{10.53 \times (0.22 - 0.052)}{19934.9 \times 10^{-8}} = 133.11 \text{ MPa}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0154 \times 71.04 + 2.1} = 0.43 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0154 \times 114.65 + 2.1} = 0.6 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0154 \times 133.26 + 2.1} = 0.64 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 10402.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8503 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8069.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13477.8 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{5.62 \times 10^{-3} \cdot 4.9^2}{10 \times 321642 \times 10402.46 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 4 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{9.07 \times 10^{-3} \cdot 4.9^2}{10 \times 32164.2 \times 8503 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 7.96 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{10.53 \times 10^{-3} \cdot 4.9^2}{10 \times 321642 \times 8069 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 9.74 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{9.07 \times 10^{-3} \cdot 4.9^2}{10 \times 10721.04 \times 13477.8 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 15.07 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 15.07 - 4 + 9.74 - 7.96 = 12.85 \text{ mm}$$

$\Delta f > f_{adm}$ la flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier $\begin{cases} A_{st} = 3HA14 = 4.62cm^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79cm^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible.

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.86	22413	36453	16200	15707	15355	24535	0.89	0.98

Pour le plancher étage courant, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.15 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant.

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)
En travée	11.96	0.174	0.24	0.198	1.73	1.72	3HA12 3.39
En appui intermédiaire	9.72	0.141	0.191	0.203	1.37	0.26	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	1.9	0.027	0.035	0.217	0.25	0.26	1HA10 0.79

Pour le ferrailage choisit (A_{st}=3.39 cm²) au niveau des poutrelles étage courant ne vérifie pas

la flèche, alors on augmente la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 2HA12 + 1HA14 = 3.8cm^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79cm^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 : Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant.

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.9	3.8	5.25	7.89	9.94	19119	34374
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.39	13803	13279	12915	21743	0.96	0,98

Tableau III.17 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
	Plancher terrasse inaccessible		

III.3. Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

$5\text{TS6/ml} = 1.41 \text{cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20 \text{cm} \leq 20 \text{cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

On choisit :

$3TS6/ml=0.85cm^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St=30cm < 30cm \dots \dots \dots \text{condition}$
vérifiée.

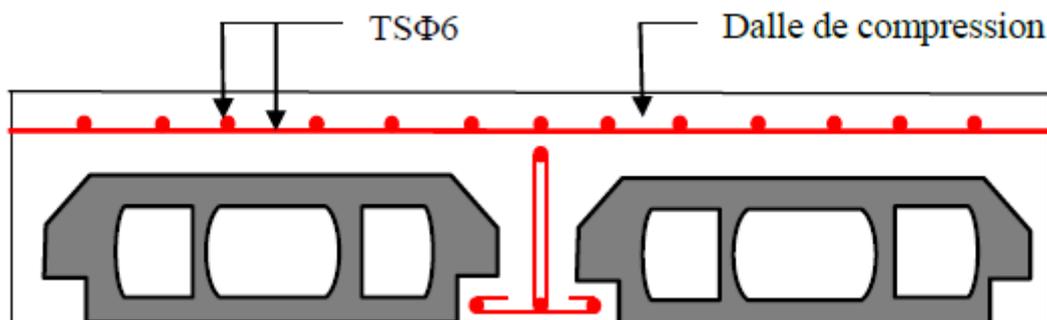


Figure III.8 : schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.4. Étude de chaînages :

C'est des poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.

Dimensionnement :

Les dimensions des poutres de chaînage sont donnée par :

h : est égale à la hauteur du plancher = 24 cm

b : est égale à la largeur du mur = 30 cm

La longueur maximum $L_{max} = 3.95$ cm

Selon le **RPA 99 (Art : 9.3.3)** :

$$h \geq 15 \text{ cm et } b \geq \frac{2}{3} \times h$$

D'où $h = 35$ cm et $b = 30$ cm

Sollicitation :

$$p_p = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$p_{mur} = 2,93 \times 2,62 = 7.67 \text{ KN/ml}$$

-Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times (p_p + p_{mur}) = 1.35 \times (2.625 + 7.67) = 13.9 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 2.625 + 7.67 = 10.29 \text{ KN/ml}$$

Ferrailage :

Armature longitudinale :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13.9 \times 3.95^2}{8} = 27.1 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : Ferrailage des poutres de chaînage.

$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$z \text{ (m)}$	$A_{\text{calculé}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
27.1	0.018	0.022	0.317	2.45	3 T12 = 3.39

Vérification à l'état limite ultime :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$A = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = \frac{q l}{2} = \frac{13.9 \times 3.95}{2} = 27.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27.45 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.28 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

Calcul des armatures transversales :

On choisit un cadre et un étrier $4 \phi 8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$S_t \leq \min(0.9 \times d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq 28.8 \text{ cm (1)}$

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

$K=1$: Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 2.01}{30 \times (0.28 - 0.3 \times 1 \times 2.1)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$

$$\frac{30 \times y^2}{2} + 15 \times 3.39 \times y - 15 \times 3.39 \times 32 = 0 \Rightarrow y = 8.85 \text{ cm}$$

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$

$$I = \frac{30 \times (8.85)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (32 - 8.85)^2 \Rightarrow I = 34183. \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = \frac{(2.625 + 7.67) \times 3.95^2}{8} = 20.07 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 5.19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

État limite de déformation :

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.088 < 0.1 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0035 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{500} = 7.9mm$

Le calcul de la flèche est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Calcul de la flèche

L(m)	A_s (cm ²)	f_{ij} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)	f_{pi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
3.95	3.39	0.123	0.268	0.805	0.268	0.681	7.9

Schéma de ferrailage

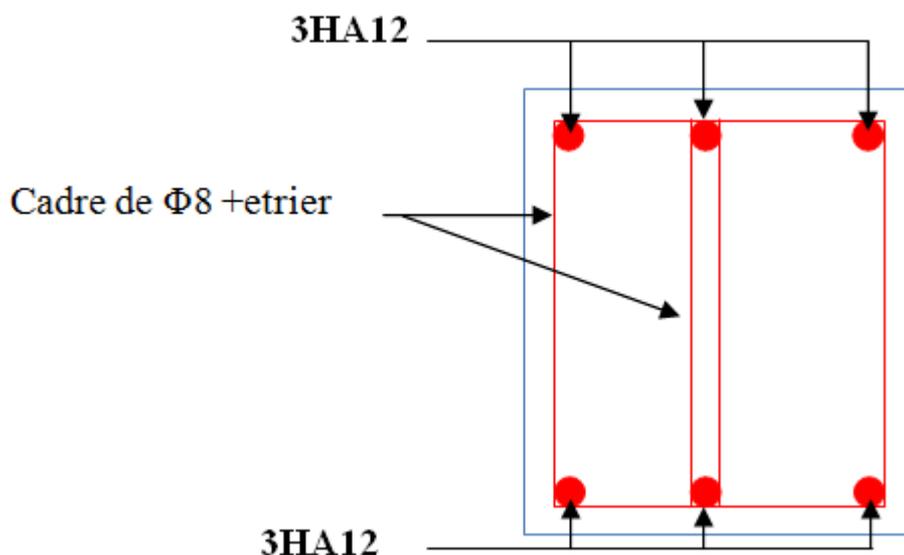


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la poutre de chinage

III.5. Etude des dalles pleines :

III.5.1. Introduction :

Une dalle pleine est une surface plane mince en béton armé dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 01 ou plusieurs appuis, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en deux type :

Dalle sur trois appuis.

Dalle sur quatre appuis.

L_x : la plus petite portée du panneau ,

L_y : la plus grande portée du panneau.

A) Dalle sur 04 appuis (D1) (e=12cm)

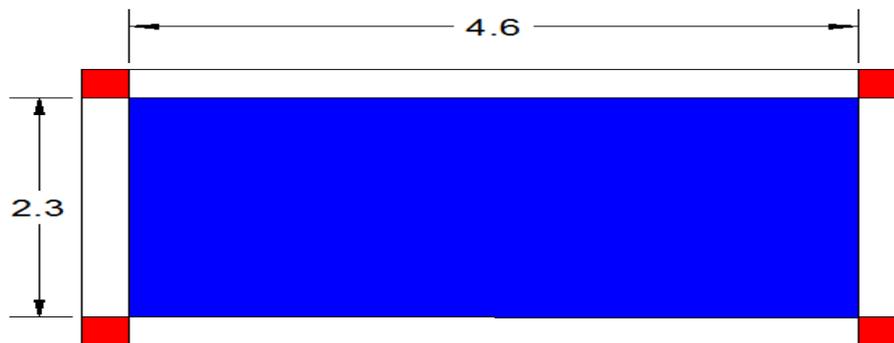


Figure.III :10. Schéma de la dalle D1

Evaluation des charges

$$L_x = 2.3\text{m} \cdot L_y = 4.6\text{m}$$

$$G = 4.48\text{KN/m}^2$$

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.5 > 0.4$$

La dalle D1 travail suivant les deux sens

Calcul des sollicitations :**A L'ELU et L'ELS**

Le calcul se fait pour une bande de 1m en flexion simple :

$$q_u = 1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5 = 11.29\text{KN/m}$$

$$q_s = 4.48 + 3.5 = 7.98\text{KN/m}$$

Calcul des**Calcul de M_{x0} et M_{y0} :**

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0966 \times 11.29 \times 2.3^2 = 5.77\text{KN.m}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 5.77 = 1.44\text{KN.m}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1000 \times 7.98 \times 2.3^2 = 4.22\text{KN.m}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3671 \times 4.22 = 1.55\text{KN.m}$$

Tel que μ_x et μ_y sont des coefficients tirés des tableaux BAEL en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

En travées :

On a un panneau de rive alors :

$$M_u^x = 0.85 \times M_{0u}^x = 4.90 \text{KN.m}$$

$$M_u^y = 0.85 \times M_{0u}^y = 1.22 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 3.58 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 1.31 \text{KN.m}$$

En appuis :

Les appuis intermédiaires sont les plus défavorables

$$M_u^x = M_u^y = -0.5 \times M_{0u}^x = -2.88 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 \times M_{0ser}^x = -2.11 \text{KN.m}$$

Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bonde de (1 ml)

$$M_x^t = 4.90 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.034 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.034 \leq \mu_l = 0.3916$$

Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.105$$

$$A_s = \frac{M_u}{d_x (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 1.43 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4\text{HA8} = 2.01 \text{cm}^2$$

Tableau III.20 : Le ferraillage de la dalle D1

En travée				
Sens x	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
	1.63	1.2	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.39	0.96	3HA8=1.51	33
En appuis				
Sens -x, Sens-y	0.93	0.96	3HA8=1.51	33

Avec : $A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$ $A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e$

Vérification l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.29 \times 2.3}{2} \times \frac{4.6^4}{4.6^4 + 2.3^4} = 12.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de y :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$Y = 2.04 \text{ cm}$$

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

$$I = 1743.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La flèche

Sens x-x:

$$\frac{h_t}{l_x} > \max \left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80} \right) \Rightarrow \frac{12}{230} = 0.052 > \frac{3.58}{20 \times 4.22} = 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 9} = 0.0022 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

la vérification de la flèche n' est pas nécessaire .

Sens y-y:

$$\frac{h_t}{l_y} > \max\left(\frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{12}{460} = 0.026 < \frac{1.31}{20 \times 1.55} = 0,042 \dots \dots \text{n'est pas vérifie}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,51}{100 \times 9} = 0.0016 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

la vérification de la flèche est nécessaire

La flèche totale est définie d'après le **BAEL91** comme suit :

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

La flèche admissible pour une poutre inferieur à 5m (CBA 93) :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0.92cm$$

Evaluation des moments en travée selon le chargement considérée :permanente et la surchage d'exploitation .

Dalle isostatique :

$$M_{serg} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times \frac{4.48 \times 4.6^2}{8} = 8.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times \frac{3.5 \times 4.6^2}{8} = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times \frac{7.98 \times 4.6^2}{8} = 15.83 \text{ KN.m}$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ip}}$$

$$y = 2.04cm$$

$$I = 1743.5cm^4$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 356.28MPa$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 531.73 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 947.89 \text{MPa}$$

Calcul des déformations E_i et E_v :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$E_i = 32164.19 \text{MPa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_v = \frac{E_i}{3}$$

$E_v = 10721.4 \text{MPa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 13.12$$

$$\rho = 0.0016$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 5.25$$

Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{gj} + f_{t28}}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{pj} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}, \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}, \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 28.5108 - 8.4068 + 48.0755 - 19.0582$$

$$\Delta f_t = 4.91 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = 4.91 \text{cm} < 0.92 \text{cm} \dots \dots \dots \text{pas vérifiée.}$$

La flèche n'est pas vérifiée on augmente la section des aciers donc :

$A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml}$.dans le sens y-y , avec vérification de toutes les condition de la flèche.

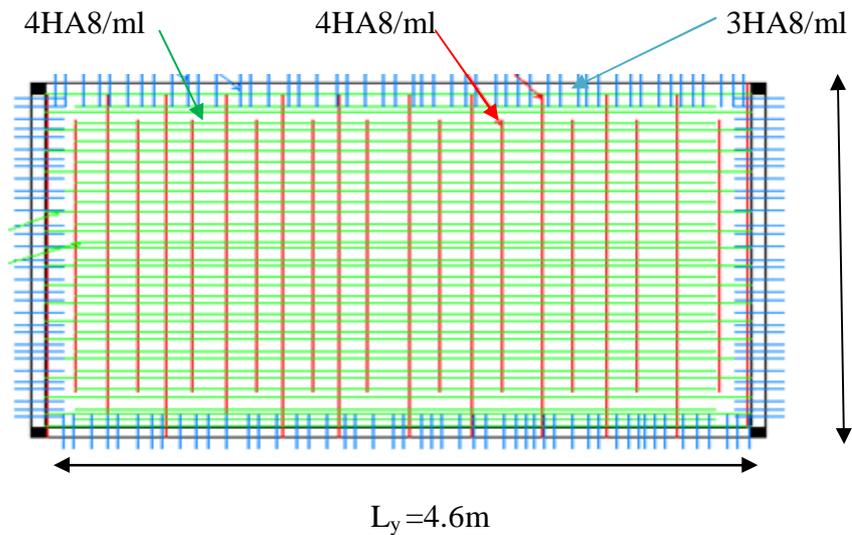


Figure.III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle D1.

B) Dalle sur 03 appuis (D2)

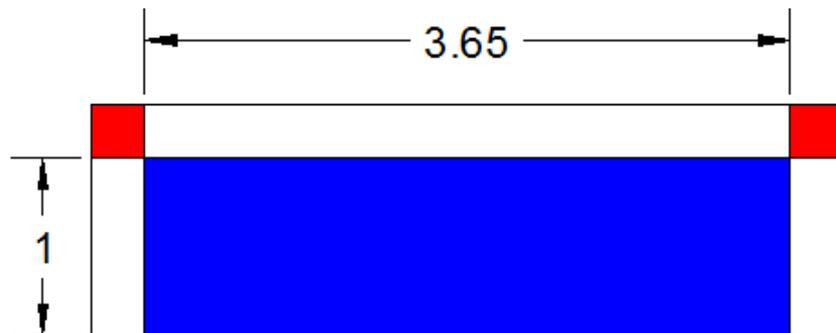


Figure III.12 : Schéma de la dalle D2

Il est de type dalle pleine appuyée sur trois appuis ; donc pour le calcul, on procède par la méthode des lignes de rupture.

$$\rho = \frac{1}{3.65} = 0,27 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{oy} = \frac{P * l_x^3}{6} \\ M_{ox} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

Charges permanentes :

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = 7.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On a : } l_x = 1 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1.825 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{oy} = \frac{P * l_x^3}{6} = 1.88 \text{ KN} \\ M_{ox} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} = 28.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M_x^t = 0.85 M_x = 23.91 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 1.59 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_y^a = -0.5 M_y = -14.06 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

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

En travée :

Sens X-X :

$$M_x^t = 23.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.168 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.186 \leq \mu_l = 0.3916$$

Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.26$$

$$A_s = \frac{M_U}{d_x (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 7.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 7 \text{ HA } 12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008, e \geq 12 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min}$$

Sens y-y :

$$M_y^t = 1.59 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.011 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.011 \leq \mu_l = 0.3916$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0138$$

$$A_s = \frac{M_U}{d_x (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 3 \text{ HA } 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Aux appuis :

$$M_a = 14.06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.099 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.099 \leq \mu_l = 0.3916$$

Les armatures comprimées sont pas nécessaire s.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.130$$

$$A_s = \frac{M_U}{d_x (1 - 0.4\alpha) * f_{st}} = 4.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau III.21 : Les résultats de ferrailage de la dalle D2

En travée				
Sens-x	$A_{cal} (cm^2/m_l)$	$A_{min} (cm^2/m_l)$	$A_{opt}(cm^2/m_l)$	$S_t (cm)$
	7.63	0.96	7HA12=7.92	14
Sens-y	0.46	0.96	3HA8=1.51	33
En appuis				
Sens-x, Sens-y	4.3	0.96	4HA12=4.52	25

Vérification diverse :

Vérification l'effort tranchant :

A l'ELU :

$$V_y = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}}$$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{3}$$

$$V_y = 4.97 \text{ KN} \quad , \quad V_x = 3.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b * d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{3.76 * 10^{-3}}{0.09 * 1} = 0,041 < 1,25 \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{4.97 * 10^{-3}}{0,09 * 1} = 0,05 < 1,25 \quad \text{c'est vérifié.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

A l'ELS :

La vérification de la contrainte dans le béton :

Selon x :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \quad , \quad I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A * (d - y)^2$$

$$y = 3.8 \text{ cm}$$

$$I = 5576.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 11.51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

Etat limite de déformation :

Sens x-x :

$$\frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{12}{100} = 0.12 > \frac{23.91}{20 \times 28.13} = 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92}{100 \times 10} = 0.00792 > 0.005 \dots\dots\dots \text{pas vérifie}$$

Sens y-y :

$$\frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0y}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{12}{100} = 0.12 > \frac{1.59}{20 \times 1.88} = 0,042 \dots\dots\dots \text{véri ie}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{100 \times 10} = 0.00151 < 0.005 \dots\dots\dots \text{pas vérifie}$$

On va calculer la flèche dans les deux sens .

La flèche totale est définie d’après le BAEL91 comme suit :

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

Tableau III.22 : Vérification des états limites de déformation.

		Sens x-x	Sens y-y
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	3.5	3.5
	q_{gser} (KN/m)	4.48	4.48
	q_{pser} (KN/m)	7.98	7.98
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	2.95	0.42
	M_{gser} (KN.m)	4.41	0.63
	M_{pser} (KN.m)	7.85	1.13
I_0 (Cm ⁴)		15647.4	14603.9
ρ		0.0102	0.0016
λ_i		2.0454	12.5165
λ_v		0.818	5.0066
σ_{sj} (Mpa)		41.332	33.5138

σ_{sg} (Mpa)	61.722	50.0473
σ_{sp} (Mpa)	109.943	89.1468
μ_j	0.0322	0
μ_g	0.2070	0
μ_p	0.4444	0
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	16147.7	16064
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	12090.9	16064
$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	9055.8	16064
$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	14718.4	16064
f_{ji} (mm)	0.0563	0.1085
f_{gi} (mm)	0.1124	0.1621
f_{pi} (mm)	0.2685	0.2888
f_{gv} (mm)	0.2770	0.4865
Δf (mm)	0.37	0.50
f_{adm} (mm)	2	7.3
$\Delta f < f_{adm}$	Vérifié	Vérifié

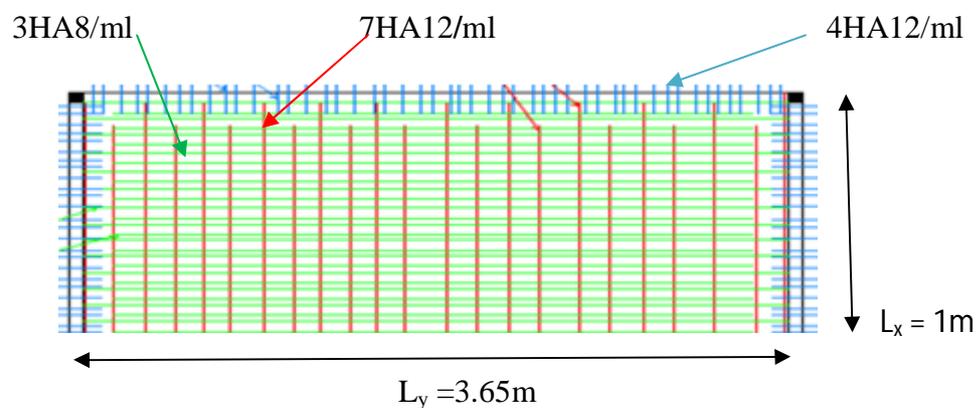
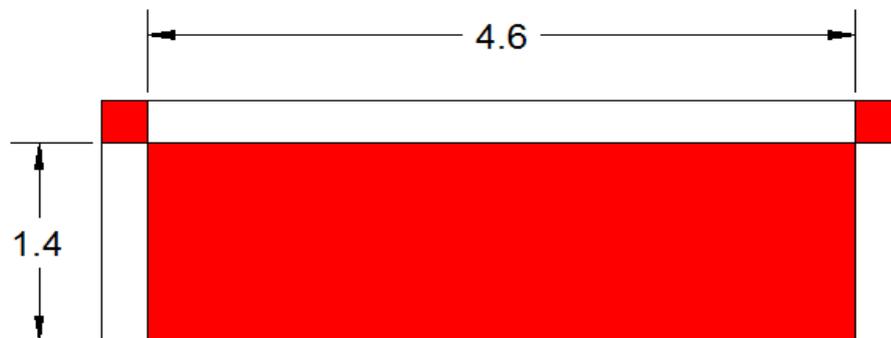


Figure.III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle(D2)

III.6. Etude des balcons :**A) Dalle sur 03 appuis :(B1)****Figure III.14 : Schéma de la dalle (B1)**

Il est de type dalle pleine appuyée sur trois appuis ; donc pour le calcul, on procède par la méthode des lignes de rupture.

On a : $L_x = 1.4\text{m}$

$L_y = 4.6\text{ m}$

$\rho = \frac{1.35}{4.6} = 0,29 < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{oy} = \frac{P * l_x^3}{6} \\ M_{ox} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

Surcharges d'exploitation :

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

Charges permanentes :

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.29\text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = 7.78\text{KN/m}^2$$

$$\text{On a : } l_x = 1.4\text{m} < \frac{l_y}{2} = 2.3\text{m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{oy} = \frac{P * l_x^3}{6} = 5.16 \text{ KN} \\ M_{ox} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} = 30.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M_x^t = 0.85 M_x = 25.70 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 4.38 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_y^a = -0.5 M_y = -15.12 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

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

En travée :

Sens X-X :

$$M_x^t = 25.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.180 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.25$$

$$A_s = \frac{M_u}{d_x (1 - 0.4 \alpha) * f_{st}} = 8.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 8 \text{ HA } 12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$e \geq 12 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min}$$

Sens y-y :

$$M_y^t = 4.38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.03 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.038$$

$$A_s = \frac{M_u}{d_x (1 - 0.4 \alpha) * f_{st}} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_s$$

Donc on ferraille avec $A_s \quad A_s = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

Aux appuis

$$M_a = -14.4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.10 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.10 \leq \mu_l = 0.3916$$

Les armatures comprimées sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.133$$

$$A_s = \frac{M_u}{d_x (1 - 0.4 \alpha) * f_{st}} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau III.23 : Les résultats de ferrailage de la dalle B1

En travée				
Sens-x	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{opt}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
	8.2	0.96	8HA12=9.05	12.5
Sens-y	1.28	0.96	3HA8=1.51	33
En appuis				
Sens-x, Sens-y	4.4	0.96	4HA12=4.52	20

Vérification l'effort tranchant A l'ELU :

$$V_y = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}}$$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{3}$$

$$V_y = 6.87 \text{ KN} \quad , \quad V_x = 5.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b * d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{5.26 * 10^{-3}}{0.09 * 1} = 0,058 < 1,25 \text{ c'est vérifié.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{6.87 * 10^{-3}}{0,09 * 1} = 0,076 < 1,25 \text{ c'est vérifié.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

A l'ELS :

La vérification de la contrainte dans le béton :

Selon x :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A * (d - y)^2$$

$$y = 3.9 \text{ cm}$$

$$I = 5898.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 11.70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

Selon y :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \quad , \quad I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A * (d - y)^2$$

$$y = 1.8 \text{ cm}$$

$$I = 1368.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

Etat limite de déformation :

Sens x-x :

$$\frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{12}{140} = 0.085 > \frac{17.71}{20 \times 20.84} = 0,042 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.05}{100 \times 9} = 0.011 > 0.005 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifie}$$

Sens y-y :

$$\frac{h_t}{l_y} > \max\left(\frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{12}{460} = 0.026 > \frac{3.01}{20 \times 3.55} = 0,042 \dots \text{n'est pas vérifie}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{100 \times 9} = 0.0061 < 0.005 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifie}$$

Donc on calcul la flèche dans les deux sens :

Tableau III.24 : Vérification des états limites de déformation

		Sens x-x	Sens y-y
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	3.5	3.5
	q_{gser} (KN/m)	4.48	4.48
	q_{pser} (KN/m)	7.98	7.98
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	6.83	1.16
	M_{gser} (KN.m)	10.20	1.74
	M_{pser} (KN.m)	18.16	3.10
I_0 (Cm ⁴)		15756.8	14603.9
ρ		0.0111	0.0016
λ_i		1.8805	12.5165
λ_v		0.7522	5.0066
σ_{sj} (Mpa)		88.32	91.96
σ_{sg} (Mpa)		131.90	137.32
σ_{sp} (Mpa)		234.94	244.61

μ_j	0.3920	0
μ_g	0.5401	0
μ_p	0.7082	0.0178
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)	9976.34	16064
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)	859.834	16064
$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)	7432.93	13135
$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)	12324.7	16064
f_{ji} (mm)	0.4134	0.4732
f_{gi} (mm)	0.7163	0.7067
f_{pi} (mm)	1.4761	1.5397
f_{gv} (mm)	1.4993	2.1203
Δf (mm)	2.4	1.8
f_{adm} (mm)	9.2	2.8
$\Delta f < f_{adm}$	Vérifié	Vérifié

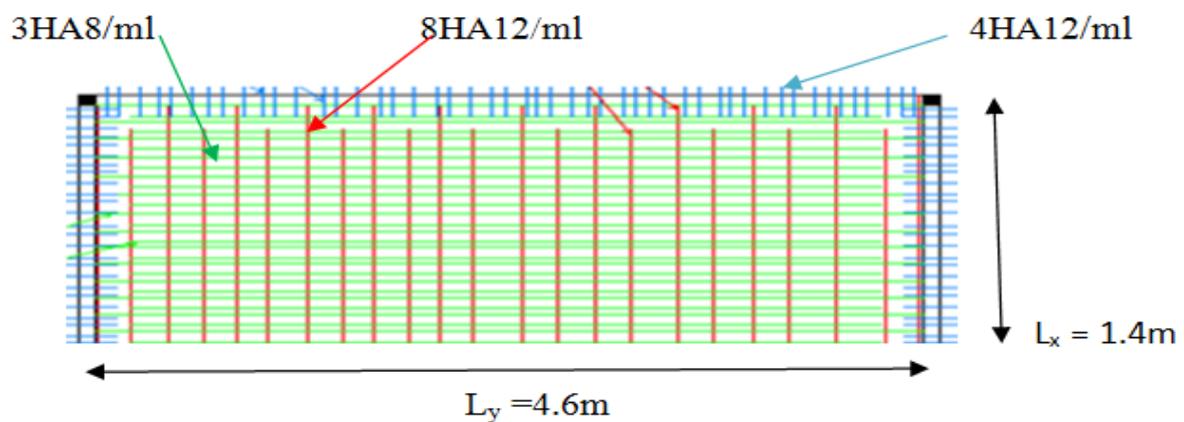


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la dalle (B1).

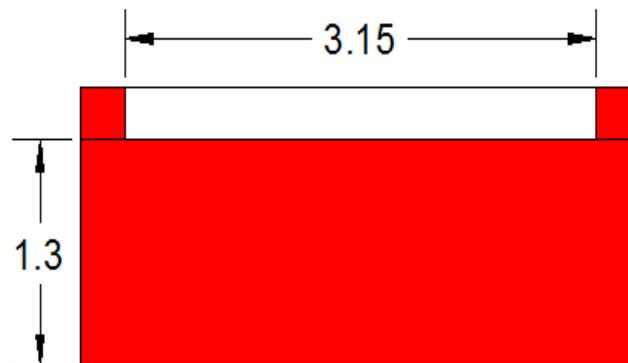
B) Dalle pleine sur un seul appui (B2)

Figure III.16 : Schéma de la dalle en console (B2)

Evaluation des charges :Charges permanentes : $G = 4.48 \text{ KN/m}^2$.Charge mur garde corps : $P = 3 \text{ KN/m}^2$.Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.**Les sollicitations à l'ELU**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5 = 11.29 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1.35 \times 3 = 4.05 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = -\frac{p_u \times l^2}{2} - P \times l$$

$$M_u = 14.80 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} + p$$

$$V_u = 11.38 \text{ KN}$$

Sens x-x :**Les armatures principales**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 12 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

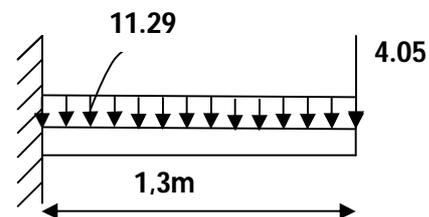


Figure III.17 : schéma statique de la dalle B2

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.104 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc pas d'aciers comprimé

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.137$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.094m$$

$$\mu_{bu} = 0.128 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc : } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348Mpa$$

Tableau III.25 : Ferrailage de la dalle en console B2

	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/ml)$	$A_{adp}(\text{cm}^2/ml)$
Armatures principales	14.80	0,104	0,137	0,094	4.53	5HA12 = 5.65

Sens y-y :

Les armatures de répartition :

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2/ml; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2/ml.$$

Calcul des espacements :

$$S_{TX} = \min(33\text{cm}, 3 \times e) = \min(33\text{cm}, 3 \times 12): \text{ soit } S_{TX} = 20\text{cm}.$$

$$S_{TY} = \min(45\text{cm}, 4 \times e) = \min(45\text{cm}, 4 \times 12): \text{ soit } S_{TY} = 25\text{cm}.$$

Vérifications:[BAEL91] :

l'effort tranchant

$$b = 100 \text{ cm}, d = 9\text{cm}, V_u = 11.38\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.126\text{Mpa} < \bar{\tau} = 1.25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,09.2,1/400 = 1.08\text{cm}^2/ml.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée

Les sollicitations à l'ELS

$$q_s = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/m}$$

$$P = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = 10.64 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

$$y = 3.15 \text{ cm}$$

$$I = 3942.21 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

$$\text{On à : Fissuration nuisible} \rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 10.64 \times 10^3 \times (9 - 3.15)] / 3942.21 = 236.83 \text{ MPa.} \dots$$

..... Fissuration nuisible

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{10,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 201,63} = 6,51 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.34$

$$A_{st} = 6,61 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Etat limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{0.12}{1.3} = 0.092 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = 0.422 \geq 0.1 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} = 0.006 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de Ferrailage

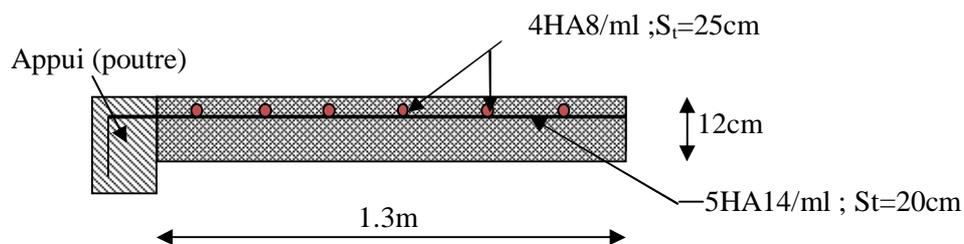
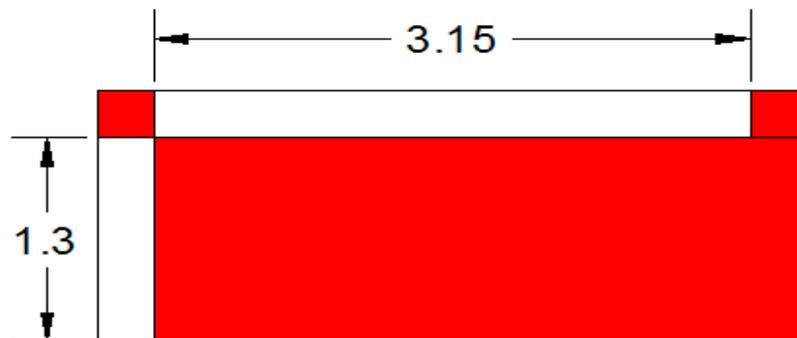


Figure III.18 : schéma de ferrailage de balcon B2

C) Dalle sur deux appuis: (B3)**Figure III.19** : Schéma de la dalle (B3)

Il est de type dalle pleine appuyée sur deux appuis ; donc pour le calcul, on procède par la méthode des lignes de rupture.

On a : $L_x = 1.3\text{m}$

$$L_y = 3.15\text{ m}$$

$$\rho = \frac{1.3}{3.15} = 0,41 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul des sollicitations :**Charges permanentes :**

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.29\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = 7.78\text{KN} / \text{m}^2$$

Calcul de M_{x0} et M_{y0} :

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1088 \times 11.29 \times 1.3^2 = 2.07\text{KN.m}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 2.07 = 0.51\text{KN.m}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1110 \times 7.78 \times 1.3^2 = 1.46\text{KN.m}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2924 \times 1.46 = 0.42\text{KN.m}$$

Tel que μ_x et μ_y sont des coefficients tirés des tableaux BAEL en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**En travées :**

On a un panneau de rive alors :

$$M_u^x = 0.85 \times M_{0u}^x = 1.76 \text{ KN.m}$$

$$M_u^y = 0.85 \times M_{0u}^y = 0.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^x = 0.85 \times M_{0ser}^x = 1.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.85 \times M_{0ser}^y = 0.35 \text{ KN.m}$$

En appuis :**Les appuis intermédiaires sont les plus défavorables**

$$M_u^x = M_u^y = -0.5 \times M_{0u}^x = -1.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 \times M_{0ser}^x = -1.48 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1 ml

Tableau III.26 : Le ferraillage de la dalle D1

En travée				
Sens x	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
	0.56	1.24	3HA8=1.51	33
Sens-y	0.13	0.96	3HA8=1.51	33
En appuis				
Sens -x, Sens-y	0.28	0.96	3HA8=1.51	33

$$\text{Avec : } A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e$$

Vérification l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.29 \times 1.3}{2} \times \frac{3.15^4}{3.15^4 + 1.3^4} = 7.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.08 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa}$ Condition vérifié

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A P'ELS :

La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de y :

$$y = 1.8 \text{ cm}$$

$$I = 1368.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La flèche

Sens x-x:

$$\frac{h_t}{l_x} > \max\left(\frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{12}{130} = 0.092 > \frac{1.76}{20 \times 1.46} = 0.060 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{100 \times 9} = 0.0016 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

la vérification de la flèche n' est pas nécessaire .

Sens y-y:

$$\frac{h_t}{l_y} > \max\left(\frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}}; \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{12}{315} = 0.038 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{véri ie}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{100 \times 9} = 0.0016 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Tableau III.27 : Vérification des états limites de déformation.

		Sens y-y
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	3
	q_{gser} (KN/m)	4.48
	q_{pser} (KN/m)	7.98

M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	0.11
	M_{gser} (KN.m)	0.17
	M_{pser} (KN.m)	0.31
I_0 (Cm ⁴)		14603.9
ρ		0.0016
λ_i		12.5165
λ_v		5.0066
σ_{sj} (Mpa)		9.24
σ_{sg} (Mpa)		13.80
σ_{sp} (Mpa)		24.58
μ_j		0
μ_g		0
μ_p		0
$I_{f_{ij}}$ (cm ⁴)		16064
$I_{f_{ig}}$ (cm ⁴)		16064
$I_{f_{ip}}$ (cm ⁴)		16064
$I_{f_{vg}}$ (cm ⁴)		16064
f_{ji} (mm)		0.0223
f_{gi} (mm)		0.0333
f_{pi} (mm)		0.0593
f_{gv} (mm)		0.0999
Δf (mm)		0.10
f_{adm} (mm)		6.3
$\Delta f < f_{adm}$		Vérifié

Schéma de ferrailage

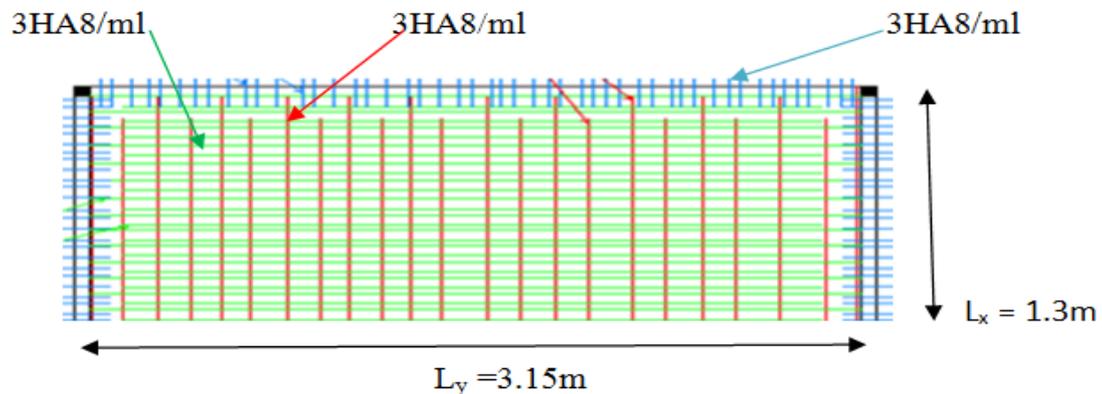


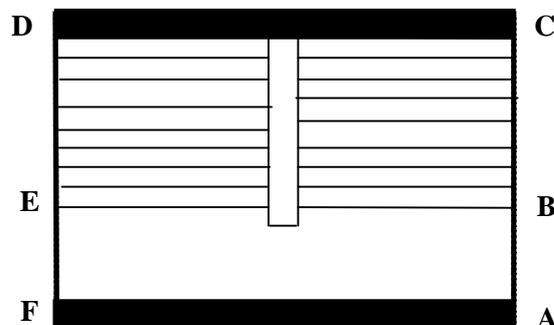
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la dalle (B3).

III.7. Etude des escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier escalier à deux volées qui est identique pour tous les étages, sauf le entre sol.

A) pour type d'escalier des étages courant.



Ce type se calcule comme suit

Partie AC=DF :

La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\left[\begin{array}{l} G=8.03 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.23 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Calcul à l'ELU:

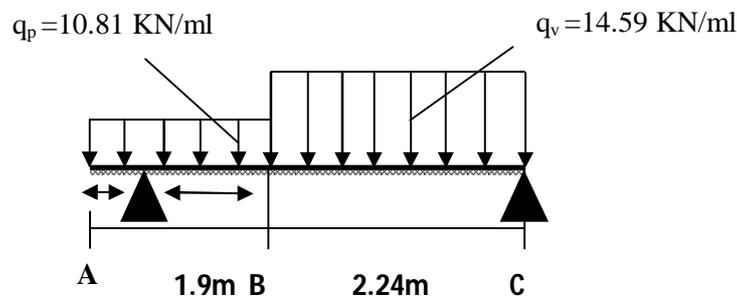
La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.03) + (1.5 \times 2.5) = 14.59 \text{ KN/ml.}$$

La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.23) + (1.5 \times 2.5) = 10.81 \text{ KN/ml.}$$

Schema statique:



Calcul des sollicitations:

calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 31.91 \text{ KN.}$$

$$R_C = 21.31 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

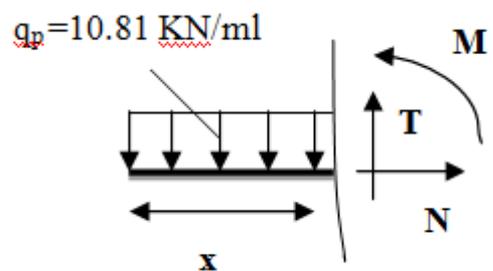
1^{er} tronçon : $0 < x < 0.94\text{m}$

Pour $x=0$

$$\begin{cases} M=0 \text{ KN/m} \\ T=0 \text{ KN} \end{cases}$$

$x=0.94\text{m}$

$$\begin{cases} M=-4.77 \text{ KN/m} \\ T=10.16 \text{ KN} \end{cases}$$



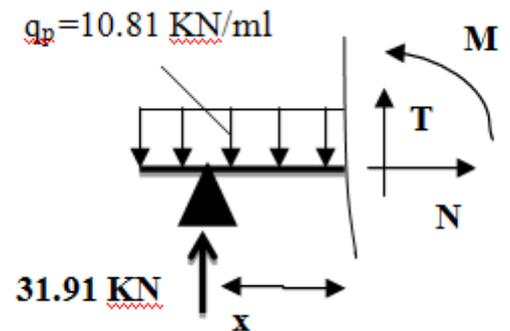
2^{ème} tronçon : $0.94 < x < 1.9$ m

Pour $x=0.94$ m

$$\begin{cases} M=10.89 \text{ KN/m} \\ T=-11.58 \text{ KN} \end{cases}$$

$x=1.9$ m

$$\begin{cases} M=17.03 \text{ KN/m} \\ T=-1.2 \text{ KN} \end{cases}$$



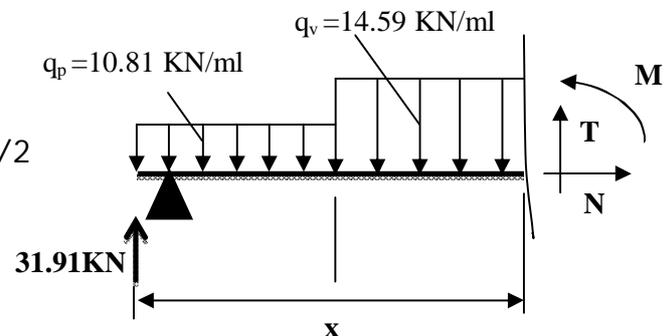
3^{ème} tronçon : $1.9 < x < 4.14$ m

$$T = 14.59x - 25.38$$

$$M = 31.91x - 20.53(x - 0.95) - 14.59(x - 0.96)^2/2$$

$$\text{Pour } x=1.9 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} M=34.67 \text{ KN.m} \\ T=2.34 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=4.14 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} M=-7.15 \text{ KN.m} \\ T=35.02 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul de x :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 1.74 \text{ m}$$

Donc $M^{\max} = 34.86 \text{ KN.m}$.

Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 34.86 = -17.43 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 34.86 = 26.1450 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.28 : Tableau de ferrailage de la partie AC=DF de l’escalier à deux volées en travée et aux appuis pour étage courant

En travée							
Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
26.145	0.081	0.106	0.143	5.25	1.81	5.65=5HA12	20
En appui							
17.43	0.054	0.07	0.145	3.45	1.81	4.52=4HA12	25

Vérification de l’effort tranchant :

$$T = 35.02KN$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{35.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.233$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa \rightarrow \bar{\tau} > 0.233 \text{ pas d'armatures transversales.}$$

Armatures de répartition :

$$Ar = As / 4 = 5.65 / 4 = 1.41cm^2/ml)$$

$$\text{Soit : } Ar = 4HA8 = 2.01cm^2/ml \text{ et } St = 25cm.$$

Vérification des espacements :

$$\text{Armatures principales : } St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 20cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Armatures secondaires : } St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à l’ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A’ est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6.f_{c28} = 15MPa$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 8.03 + 2.5 = 10.53 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.23 + 2.5 = 7.73 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.29 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R _A (KN)	R _C (KN)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée									
20.57	17.7	1.74	20.10	17.08	3.7	8117.4	7.79	15	vérifiée
En appui									
20.57	17.7	1.74	20.10	8.04	3	5400	4.47	15	vérifiée

Etat de déformation :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{15}{3.2} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.30 : Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
3.2	5.65	8.17	12.55	17.08	8995.2	190064
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.92	126392	82125	66581	129191	0.176	0,828

Schéma de ferrailage.

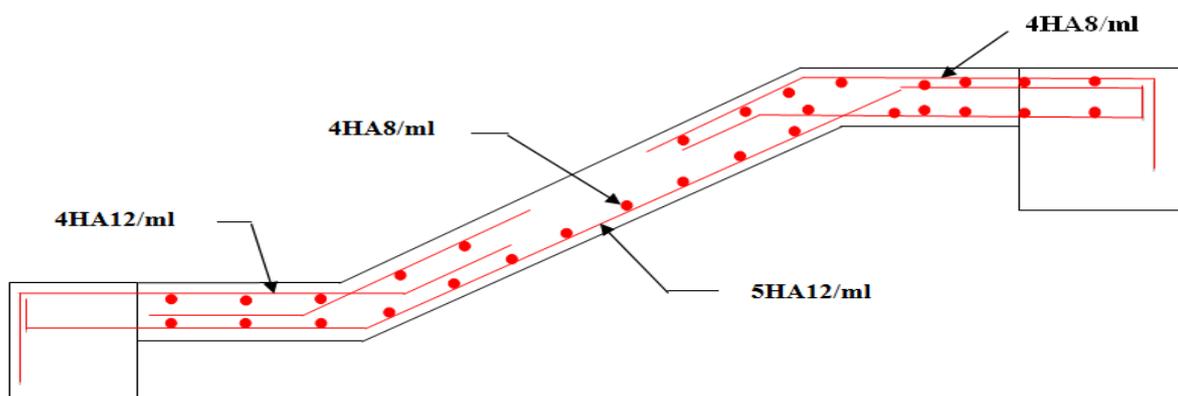


Figure. III.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.8. Etude de la poutre palière.

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

Dimensionnement

Condition de la flèche :

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

$$L = 2,9m \Rightarrow$$

$$19,33 \leq h \leq 29$$

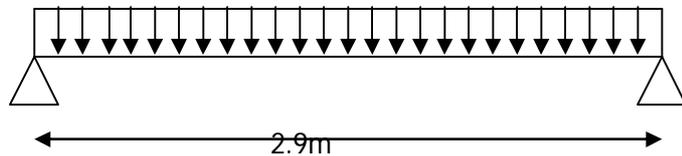


Figure III.22 : Schéma statique de la poutre palière

Vérifications RPA99 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

On prend : $h=35cm$; $b=30cm$.

Les charges sur la poutre

G_0 : Poids propre de la poutre

$$G_0 = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations de la poutre palière

Tableau III.31 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 29,57 \text{ KN}$	$R_B = 27,03 \text{ KN}$
$P_u = 1,35 G_0 + R_B$	$P_s = G_0 + R_B$
$P_u = 33,10 \text{ KN/m}$	$P_s = 29,65 \text{ KN/m}$
$M_0 = P_u \cdot L^2 / 8 = 34,8 \text{ KN.m}$	$M_0 = P_s \cdot L^2 / 8 = 31,17 \text{ KN.m}$
$M^t = 0,85 M_0 = 29,58 \text{ KN.m}$	$M^t = 0,85 M_0 = 26,5 \text{ KN.m}$
$M^a = -0,5 M_0 = -17,4 \text{ KN.m}$	$M^a = -0,5 M_0 = -15,58 \text{ KN.m}$
$V_u = P_u \cdot L / 2 = 48 \text{ KN}$	$V_u = P_s \cdot L / 2 = 43 \text{ KN}$

Ferraillage de la poutre palière en flexion simple

b =30cm h =35cm d =32cm $f_{c28} =25\text{Mpa}$ $f_{bu} =14,2\text{Mpa}$ $f_{st}=400\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.32 : Calcul des armatures principales.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Travée	29.58	0.020	0.025	0.316	2.69	5.25
Appui	17.4	0.012	0.015	0.318	1.57	5.25

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 5.25cm^2$

Vérification à l'ELU

l'effort tranchant

$$T_u = V_u / b .d = 48.10^{-3} / 30.32.10^{-4} = 0,5\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible . $T_u = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\delta b}, 4\text{MPa} \right) =$

$$\text{Min} (3.33, 4\text{Mpa}) = 3.33 \text{ MPA} .$$

La condition est vérifié.

Calcul de l'espacement S_t

$$S_t \leq \text{min}(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.8\text{cm}$$

On adopte : $\begin{cases} S_t=15\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en travée} \\ S_t=10\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en appui} \end{cases}$

Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$$\phi \leq \text{min}\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\text{min}}\right) \Rightarrow \phi \leq 10\text{mm} ; \text{ On prend } S_t=15\text{cm}$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3f_{tj}) \times b \times S_t}{0.8f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.3 \times 0.15}{0.8 \times 400} \times (0.5 - 0.3 \times 2.1) = -0.182 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t < 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.3 \times 0.15 / 400$$

$$A_t \geq 0.45$$

On adopte $A_t = 0.5\text{cm}^2$

Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier

$$M^{\text{torsion}} = M_{T_u} = 23.08 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

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

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

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

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.35 - 0.05) = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0.30 - 0.05) + (0.35 - 0.05)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_l = \frac{23.08 \times 10^{-3} \times 1.1}{2 \times 0.075 \times 348} = 4.86 \text{ cm}^2$$

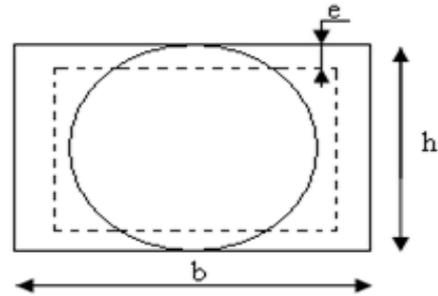


Figure III.23 : Section creuse équivalente

Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\tau_T = \frac{23.08 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 3.07 \text{ MPa.}$$

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

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

$$\tau = \sqrt{(\tau_T)^2 + (\tau_u)^2} = \sqrt{(3.07)^2 + (0.5)^2} = 3.11 \text{ MPa}$$

$\tau = 3.11 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots$ Pas de risque de rupture par cisaillement

Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement comme suit :

En travée : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_t = \frac{23.08 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.66 \text{ cm}^2$$

En appuis : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_t = \frac{23.08 \times 10^{-3} \times 0.1 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de la poutre palière :**Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_t = 0.5 + 0.66 = 1.16 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinales :**En appui :**

$$A_a^l = A_a^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_l^{\text{torsion}}$$

$$A_a^l = 7.68 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t^l = A_l^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_l^{\text{torsion}}$$

$$A_t^l = 7.68 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage $\left\{ \begin{array}{l} \text{pour travée on choisit} \Rightarrow A_t^l = 4HA14 + 2HA12 = 8.42\text{cm}^2 \\ \text{pour travée on choisit} \Rightarrow A_a^l = 4HA14 + 2HA12 = 8.42\text{cm}^2 \\ \text{pour Appui on choisit 2 cadre de } \Phi 8 = 2.00\text{ cm} \end{array} \right.$

Vérification à l'ELS

Etat limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.33 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	26.5	11.31	62900.89	4.76	15	
Appui	15.58	11.31	62900.89	2.80	15	

État limite de déformation

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

Etat limite de déformation :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.120 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Rightarrow 0.120 \geq 0.0425 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0087 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

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

Schéma de ferrailage de la poutre palière

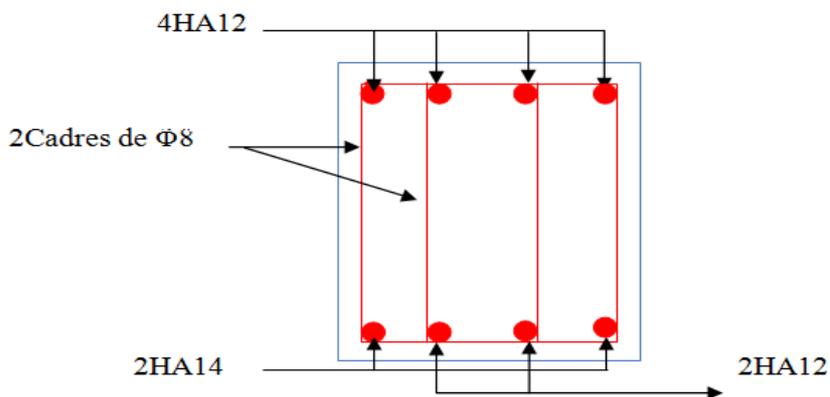


Figure III.24 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.9. Etude de l’acrotère :

L’acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l’infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l’accrochage du matériel des travaux d’entretiens des bâtiments.

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

III.5.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l’acrotère sera calculé en flexion composée.

III.5.2 Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0,0985 = 2,4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d’exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

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

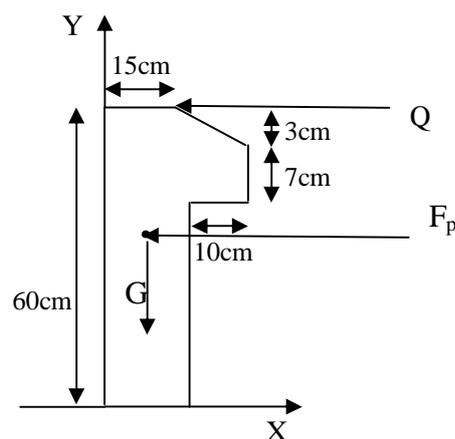


Figure III.25 : Coupe transversale de l’acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.5.2.1. Charge verticale :

Tableau III.34 : Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

III.5.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225KN / ml. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588KN$$

III.5.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.085m \\ Y_G = 0.32m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.6225 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.2588 \times 0.32 \Rightarrow M_{F_p} = 0.4 \text{ KN.m}$$

Tableau III.35 : Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	1	0.9	0.6

A ELU

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{3.54} = 0.25m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

A ELA

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1}{2.6225} = 0.38m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul de ferrailage par assimilation a la flexion simple soumise à un moment

$$M_{ua} = N_u \times e$$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (Art A.4.3.5)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad \text{(RPA Article A.4.3.5)}$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576m$$

D'où : $e = 0.25 + 0.02 + 0.00576 = 0.276m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3.54 \text{ KN.}$

$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.276 = 0.976 \text{ KN.m}$

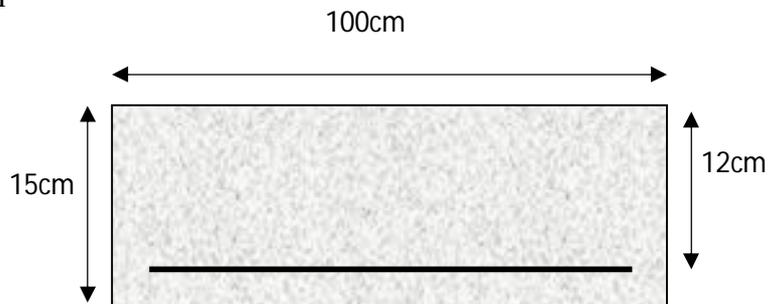


Figure III.26 : Section à ferrailler

Ferraillage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.976 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.135 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0056 < \mu_1 = 0.3916 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.006; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.135 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.17 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

• **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

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

• **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12) = 0.0188 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.0188 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25$ cm. On adopte $S_t = 25$ cm.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.053 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10053) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.208 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

- **Vérification à l'ELS :**

$d = 0.12$ m ; $N_{ser} = 2.6225$ KN ; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6$ KN.m; $\eta = 1.6$ pour les HR

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153$ m.

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

Schéma de ferrailage de l'acrotère.

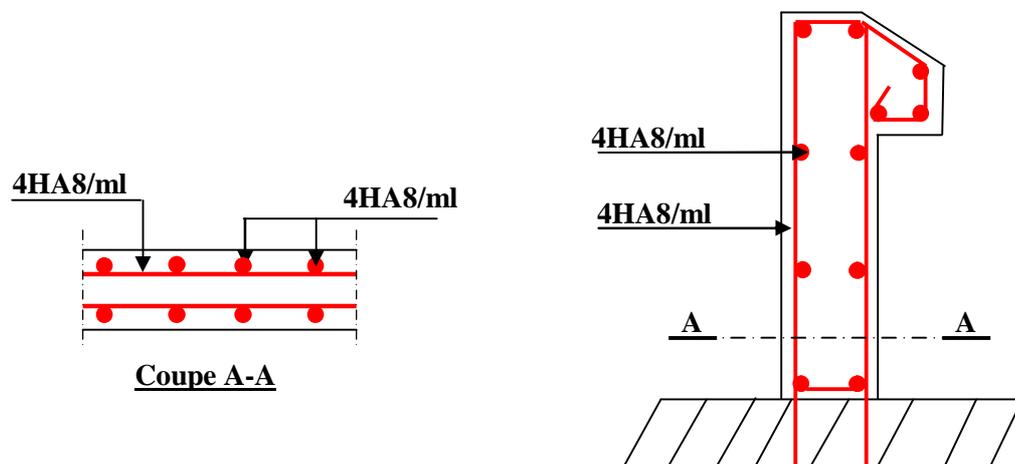


Figure III.27 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique, cette dernière nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans

les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule : $V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$

Avec

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : groupe **2**

Zone sismique : zone **IIa** $A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

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	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

W: poids total de la structure.

Il est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W_x = W_y \text{ Avec : } W_i = \sum_{i=1}^n (W G_i + \beta W Q_i).$$

$W G_i$: poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

✓ $\beta = 0.2$ pour usage d'habitation.

$W = 24977.63 \text{KN}$.

✓ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

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

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.86 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_N = 26.73 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.05 \times (26.73)^{3/4} = 0.58s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H/\sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 18\text{m}, \quad L_y = 13.25\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.56s \\ T_y = 0.588s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.56s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.58s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.56} \right)^{2/3} = 1.87 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.58} \right)^{2/3} = 1.83 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.56 = 0.73s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.58 = 0.76s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad , \quad V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.87 \times 1.2}{5} \times 24977.63 = 1681.5 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.83 \times 1.2}{5} \times 24977.623 = 1645.52 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique s'approche probablement mieux d'une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant: RPA99/2003 Art (4. 3.3) [1]

IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Schéma du spectre de calcul :

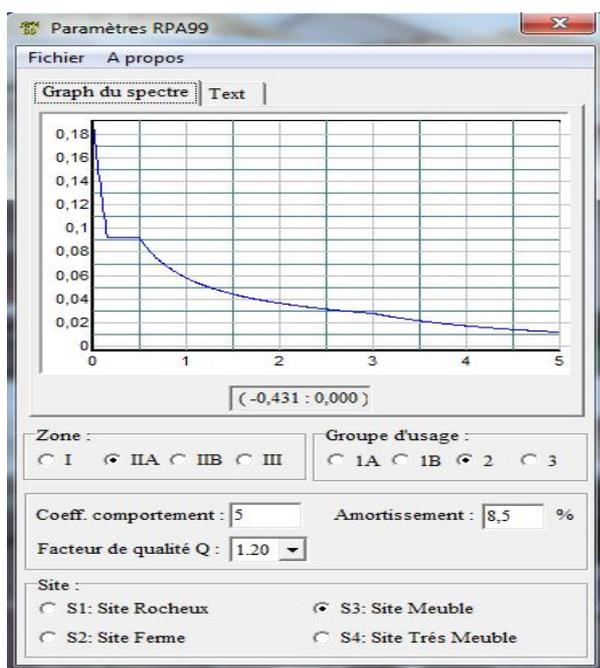


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :

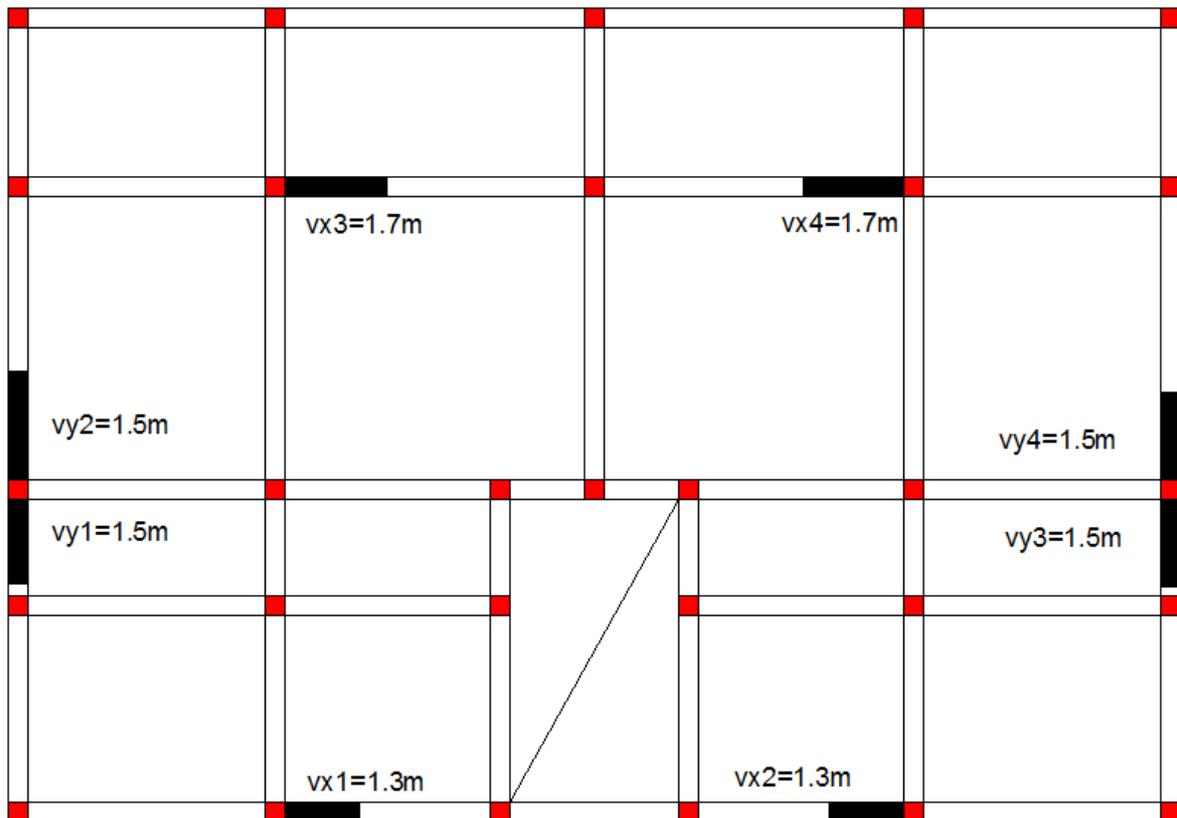


Figure. IV.2 : Disposition des voiles.

Résultats obtenus :

a). Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.70564	0.00506	0.6576	0.50	65.76
Mode 2	0.70148	0.64787	0.005	65.29	66.26
Mode 3	0.57414	0.02422	3.482 E-06	67.72	66.26
Mode 4	0.2199	0.12548	1.484 E-05	80.26	66.26
Mode 5	0.21555	7.53 E-0.6	0.13471	80.26	79.73
Mode 6	0.17454	0.00034	9.401 E-0.6	80.29	79.73
Mode 7	0.14786	1.259 E-10	0.0017	80.29	79.90
Mode 8	0.14196	1.4 E-05	0.00012	80.3	79.91
Mode 9	0.14139	1.2E-04	0.00072	80.31	79.98
Mode 10	0.10105	0.12121	1.597E-07	92.43	79.98
Mode 11	0.09936	1.284 E-13	0.11537	92.43	91.52
Mode 12	0.06853	2.21 E-13	1.163 E-11	92.43	91.52

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Figures IV.1, IV.2, IV. 3

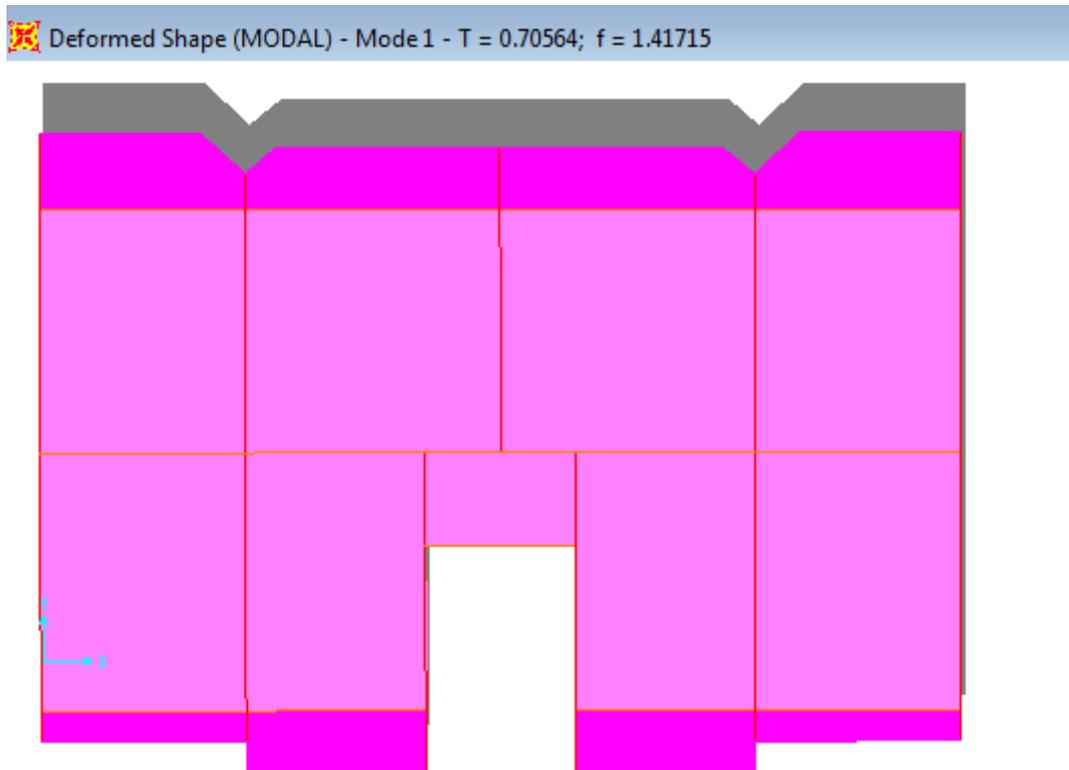


Figure IV.3 : 1^{er} mode T= 0.70564 (translation suivant y)

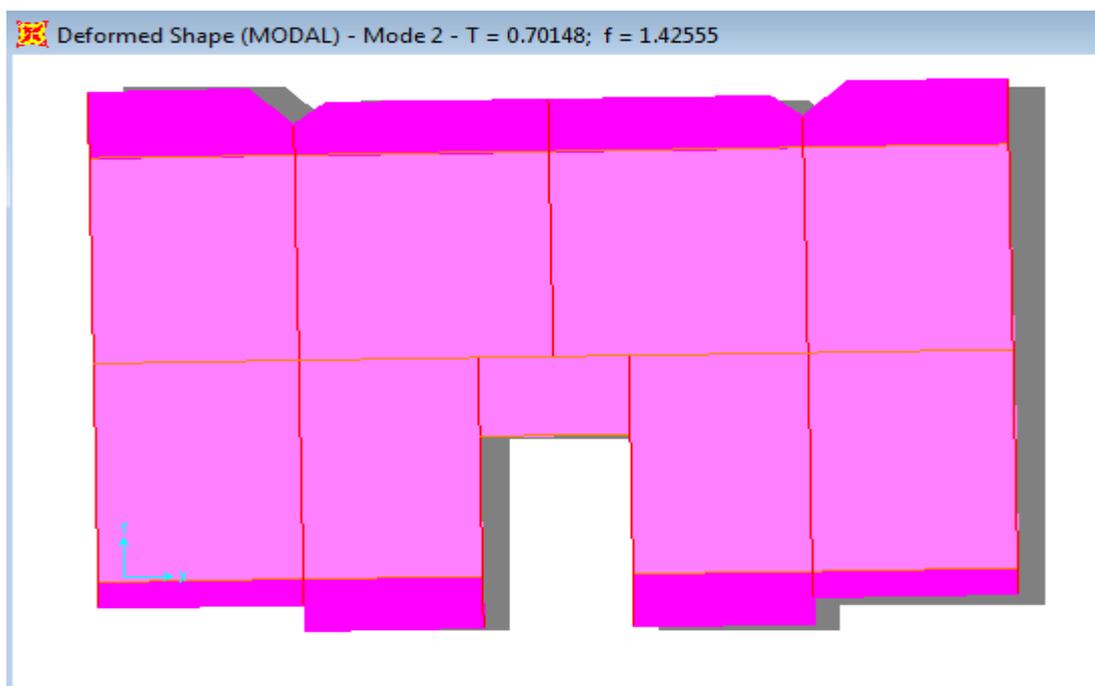


Figure IV.4 : 2^{ème} mode T=0.70148 (translation suivant x)

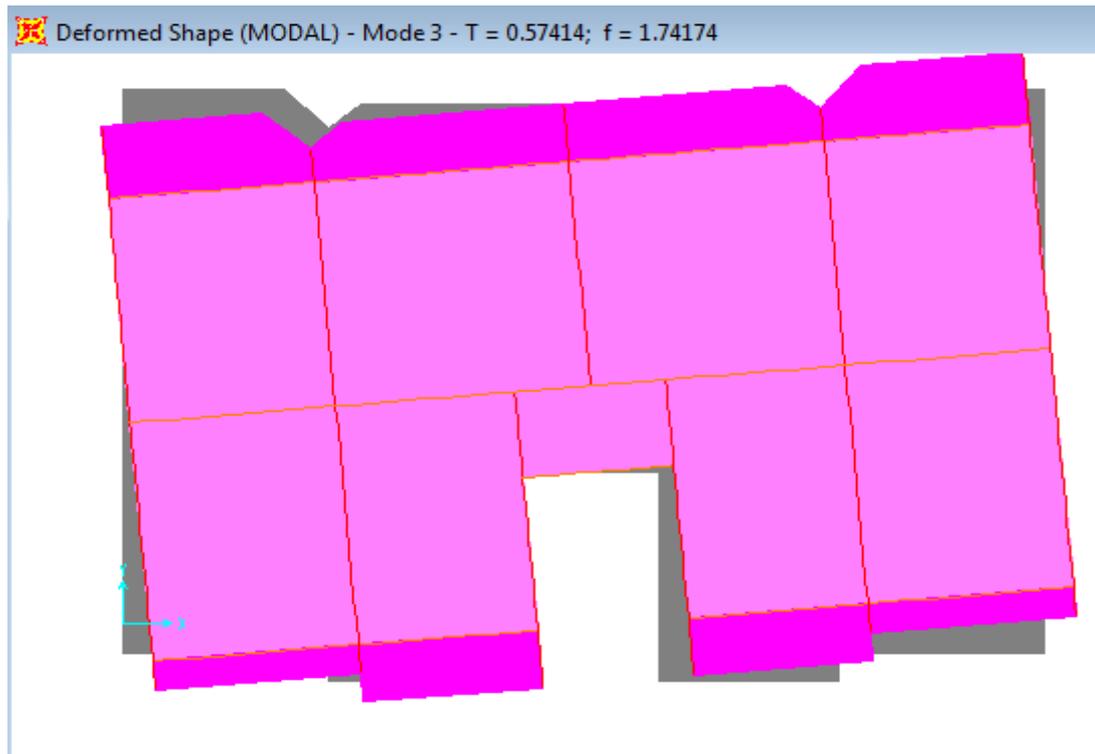


Figure IV.5 : 3^{ème} mode T=0.57414 (torsion autour de Z)

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles. Les}$$

résultats sont regroupés dans le tableau IV.3

Tableau IV.3 : Vérification sous charges verticales Analyse des résultats

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Entre-sol	15431.491	3542.832	18974.32	81.32	18.67
RDC	19580.178	4667.073	24247.251	80.75	19.24
Etage 1	16364.183	4289.038	20653.221	79.23	20.76
Etage 2	13125.024	3412.71	16537.737	79.36	20.63
Etage 3	11097.442	2923.561	14021.003	79.14	20.85
Etage 4	8678.992	2348.719	11027.71	78.70	21.3
Etage 5	6220.089	1732.036	7952.125	78.21	21.78
Etage 6	3973.38	1064.11	5037.49	78.87	21.12
Etage 7	2152.053	709.82	2861.873	75.19	24.80

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est pas vérifiée dans tous les niveaux avec quelques écarts minimes, a cause de nombre de portique selon y-y est supérieure par rapport a x-x

b) Sous charges horizontales (Ex et Ey)

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

Tableau IV.4 : Vérification sous charges horizontales dans le sens x-x (Ex)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Entre-sol	1578.031	1221.047	2799.078	56.73	43.62
RDC	8417.435	8497.064	16914.49	49.76	50.23
Etage 1	8522.982	7628.592	16151.57	52.76	47.23
Etage 2	7812.162	6497.789	14309.95	54.6	45.4
Etage 3	7367.132	6273.099	13640.23	54.01	45.98
Etage 4	7088.366	4562.841	11651.21	60.83	39.16
Etage 5	5021.157	4269.444	9290.61	54.04	45.95
Etage 6	4235.261	2272.725	6507.98	65.07	34.92
Etage 7	2427.774	874.781	3302.55	73.51	26.48

Analyse des résultats

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales dans le sens x-x est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV.5 : Vérification sous charges horizontales dans le sens y-y (Ey)

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Entre-sol	998.397	1477.935	2476.332	40.31	59.68
RDC	12436.08	4617.084	17053.16	72.92	27.07
Etage 1	7930.697	8394.913	16325.61	48.57	51.42
Etage 2	8242.572	6697.095	14939.66	55.17	44.82
Etage 3	7390.271	6477.054	13867.325	53.29	46.7
Etage 4	72557.282	4634.658	11891.94	61.02	38.97
Etage 5	5224.458	4307.327	9531.785	54.81	45.18
Etage 6	4750.255	1995.831	6746.086	70.41	29.58
Etage 7	2753.751	788.131	3541.882	77.74	22.25

Analyse des résultats

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales dans le sens y-y (avec quelques écarts minimes) est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Où } B \text{ est l'aire de la section transversale du poteau considéré.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau(IV.6)

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteaux	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
Entre sol+RDC	65×60	3900	2083.192	0.214	vérifiée
1 ^{ème} , 2 ^{ème} , étage	60×55	3300	1639.184	0.199	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	55×50	2750	1128.625	0.164	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	50×45	2250	657.096	0.117	vérifiée
7 ^{ème} étage	40×40	1600	220.1	0.055	vérifiée

IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	1395.51	1681.5	0.83	vérifiée
Sens y-y	1404.02	1645.52	0.85	vérifiée

IV.5.4. Justification vis à vis des déformations

Selon le RPA99 (Art 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 à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	h_K (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
entre-sol	0.005	0.025	0	0.03	297	0.008	0.003	0.45	0	0.02	0.005
RDC	0.019	0.096	0.02	0.07	297	0.024	0.02	1.55	0.015	0.09	0.029
Etage 01	0.044	0.22	0.096	0.12	297	0.042	0.04	2.7	0.1	0.1	0.034
Etage 02	0.072	0.36	0.22	0.14	297	0.047	0.06	4	0.2	0.1	0.034
Etage 03	0.1	0.5	0.36	0.14	297	0.047	0.09	5.2	0.3	0.15	0.051
Etage 04	0.12	0.6	0.5	0.1	297	0.034	0.12	6.35	0.45	0.15	0.051
Etage 05	0.15	0.75	0.6	0.15	297	0.051	0.14	7.3	0.6	0.1	0.034
Etage 06	0.16	0.8	0.75	0.05	297	0.017	0.16	8.1	0.7	0.1	0.034
Etage 07	0.18	0.9	0.8	0.1	297	0.034	0.18	8.7	0.8	0.1	0.034

Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet 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 à 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",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi})$$

$i=K$

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.9.

Tableau IV.9 : 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
entre-sol	297	24247.3	0.03	2799.078	0.0009	0.02	2476.332	0.0007
RDC	297	20653.2	0.07	16914.49	0.0003	0.09	17053.16	0.0004
Etage 1	297	16887.7	0.12	16151.57	0.00004	0.1	16325.61	0.00035
Etage 2	297	14421.0	0.14	14309.95	0.00005	0.1	14939.66	0.00033
Etage 3	297	11377.7	0.14	13640.23	0.00004	0.15	13867.325	0.0004
Etage 4	297	8352.1	0.1	11651.21	0.00002	0.15	11891.94	0.00035
Etage 5	297	5387.5	0.15	9290.61	0.00003	0.1	9531.785	0.00019
Etage 6	297	2461.9	0.05	6507.98	0.00001	0.1	6746.086	0.00012
Etage 7	297	0	0.1	3302.55	0.00	0.1	3541.882	0.00

IV.6. Conclusion

Après avoir fait plusieurs essais , nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale)

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 la forme de notre structure,

Dans notre cas, on n'a pas pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, comme le comportement de la structure.

V.1 : Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{corr}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

Pour notre structure, nous avons 5 types de poteaux à étudier

Tableau V.1 : Sections finales des poteaux

Etage	Entre sol et RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} étage
Section (cm ²)	(65×60)	(60×55)	(55×50)	(50×45)	40× 40

V.1.1 :Recommandations du RPA99

Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone (IIa)

Leur pourcentage maximal sera de :

4 % de la section du poteau en zone courante.

6 % de la section du poteau en zone de recouvrement

Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm

La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

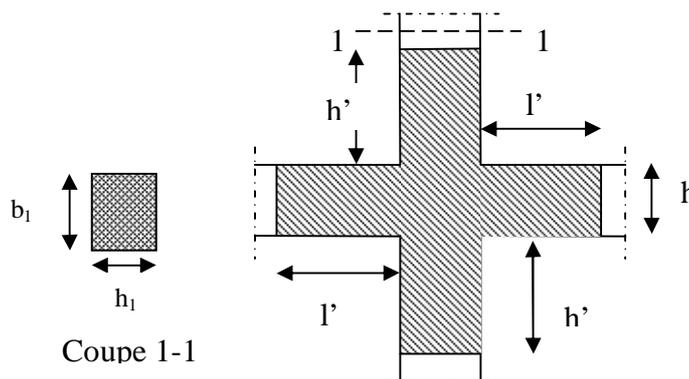


Figure V.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Armatures longitudinales min et max dans les poteaux exigés par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Entre sol RDC	65 × 60	31.2	156	234
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	60 × 55	26.4	132	198
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55 × 50	22	110	165
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	50 × 45	18	90	135
7 ^{ème} étage	40 × 40	12.8	64	96

Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$ (λ_g élancement géométrique).

$\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone

IIa :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau .

La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes .

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau .

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000/V14.0 qui a été utilisé dans l'étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	combi	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		combi	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		combi	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
		N (KN)	M (KN.m)		M (KN.m)	N (KN)		N (KN)	M (KN.m)
65x60	1	-2083.19	-20.91	3	190.91	958.401	5	209.609	25.54
60x55	1	-1639.18	-36.2	3	114.23	758.66	5	156.571	47.81
55x50	1	-1128.62	-18.36	3	96.45	316.011	5	115.162	46.85
50x45	1	-657.09	-4.51	3	72.1294	92.409	5	19.627	21.82
40x40	1	-220.1	-3.51	3	60.08	85.45	5	1.27	21.07

V.1.2 :Ferrailage des poteaux

Armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple .

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$N_{max} = -2083.192 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = -20.91 \text{ KN.m (ELU)}$$

$$M_{max} = 190.91 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 958.401 \text{ KN (G+Q+E)}$$

$$N_{min} = 209.609 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 25.54 \text{ KN.m (0.8G-E}_y)$$

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 60\text{cm}; d' = 5\text{cm.}$$

$$N = 2083.192 \text{ KN (de traction)(ELU)}$$

$$M = 20.91 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.01 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.65/2 = 0.325 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \text{.....(I).}$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 2083.192 + 20.91 \times (0.6 - 0.65/2) = 578.62 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.65 \times 14.2 = 0.89 > [2083.192.165 \times (0.6 - 0.05) - 578.62] \times 10^{-3} = 0.567$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{578.62 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.60^2 \times 14.2} = 0.188$$

$$\mu_{bu} = 0.188 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.26 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 9.92 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.537 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{578.62 \times 10^{-3}}{0.537 \times 348} = 30.96 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 30.96 - \frac{2083.192 \times 10^{-3}}{348} = -28.90 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 190.91 \text{ KN.m, } N = 958.401 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.2 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 190.91 + 958.401 \times (0.6 - 0.65/2) = 316.06 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.82 > [958.401 \times (0.6 - 0.05) - 316.06] \times 10^{-3} = 0.258$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 316.06 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.087 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.115 \rightarrow z = 0.572 \rightarrow A_1 = 38.91 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 209.609 \text{ KN} \rightarrow M = 25.54 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.121 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 25.54 + 209.609 \times (0.6 - 0.6/2) = 64.66 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.65 \times 14.2 = 0.89 > [209.609 \times (0.6 - 0.05) - 64.66] \times 10^{-3} = 0.061$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 64.66 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0179 < \mu_1 = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.022 \rightarrow z = 0.594 \text{ m} \rightarrow A_1 = 3.12 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu. Après comparaison entre les ferrailages

Donnés par le RPA, et le ferrailages calculé,

les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.4 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section du poteaux (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²) RPA99	A _{adop} (cm ²)
Entre sol, RDCe	65x60	19.5	31.2	4HA20+10HA16=32.66
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	60x55	16.5	26.4	4HA20+8HA16=28.65
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55x50	13.8	22	8HA16+4HA14=22.24
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50x45	11.3	18	12HA14=18.47
7 ^{ème} étage	40x40	8	12.8	12HA12=13.55

Tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui de RPA99/03 car il est supérieur au ferrailage calculé.

Armatures transversales

Tableau V.5 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Entre-sol RDC	1 et 2 ^{ème} étages	3 et 4 ^{ème} étages	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Section (cm)	65x60	60x55	55x50	55x45	40 x 40
ϕ_l^{\max} (cm)	2	2	1.6	1.4	1.2
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2
l_f (cm)	208	208	208	208	208
λ_g	3.46	3.78	4.16	4.62	5.2
V_u (KN)	118.351	147.052	162.088	135.921	31
SAP2000					
l_r (cm)	80	80	64	56	48
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10

$t_{\text{zone courante}} \text{ (cm)}$	15	15	15	15	15
$A' \text{ (cm)}$	2.77	3.75	4.55	4.24	1.08
$A'_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$ Zone nodale	3.57	3.3	3.025	2.75	2.2
$A'_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$ Zone courante	4.95	4.53	4.12	3.71	3.3
$A'_{\text{adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	8HA10=6.28	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **(CBA)**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\text{max}} \Rightarrow 10\text{cm} \geq \frac{20\text{cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 6.67 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

V.1.3 : Vérifications

Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right) \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif (RDC) :

$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.08\text{m}$ (Longueur de flambement).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.6 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.08}{0.6} \Rightarrow \lambda = 3.46 \Rightarrow \alpha = 0.83, B_r = 3654 \text{ cm}^2 (\text{Section réduite}).$$

$$N_u = 0.83 \times \left(\frac{0.3654 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 31.2 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6519.83 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 2083.192 \text{ KN} < N_u = 6519.83 \text{ KN}$ condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de flambement.

Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Tableau V.6 : Justification de l'effort normal réduit.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_{\max} (KN)	N_u (KN)
Entre-sol +RDC	65x60	2.97	2.08	0.6	3.46	0.83	31.2	3654	2083.192	6519.83
1 ^{ère} + 2 ^{ème} étage	60x55	2.97	2.08	0.6	3.46	0.83	26.4	3074	1639.184	5493.16
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55x50	2.97	2.08	0.6	3.46	0.83	22	2544	1128.625	4544.43
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50x45	2.97	2.08	0.6	3.46	0.83	18	2064	657.096	3603.64
7 ^{ème} étage	40x40	2.97	2.08	0.6	3.46	0.83	12.8	1444	220.1	2585.63

Au tableau V.6 on constate que $N_{\max} < N_u$ donc c'est vérifiée.

Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

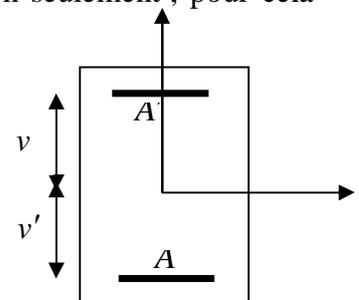


Figure V.2 : Section d'un poteau.

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	V (cm)	v' (cm)	I (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Entre sol RDC	65x60	58.5	32.68	35	30	0.0178	1515.836	25.63	4.4	15
1 ^{er} et 2 ^{ème} Etages	60x55	54	28.65	32.7	27.3	0.0130	1191.964	33.48	4.45	15
3,4 étages	55x50	49.5	20.36	25	30	0.00964	820.981	33.91	3.9	15
5 et 6 étages	50x45	45	18.47	27.5	22.5	0.0062	479.743	33.14	3.6	15
7 ^{ème} étage	40x40	36	13.55	22	18	0.0026	161.344	29.51	3.5	15

Sur le tableau V.7 on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

Vérification aux sollicitations tangentielles

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que :

$\rho_d = \begin{cases} 0.075 si \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 si \lambda_g \leq 5 \end{cases}$ $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	Observation
E-sol+RDC	65x60	2.08	3.46	0.04	58.5	118.351	0.337	1	Vérifiée
1 , 2 étages	60x55	2.08	3.78	0.04	54	147.052	0.49	1	Vérifiée
3et 4 ^{ème} étages	55x50	2.08	4.16	0.04	49.5	162.088	0.654	1	Vérifiée
5,6 ^{ème} étage	50x45	2.08	4.62	0.04	45	135.921	0.671	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	40x40	2.08	5.2	0.075	36	31	0.215.	1	Vérifiée

V.1.4 disposition constructive des poteaux

Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II.

$\phi = 20$ mm donc $L_r > 80$ cm ; on adopte $L_r = 80$ cm.

Les zones nodales

La détermination de la zone est nécessaire à ce niveau, on disposera les armatures 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. ,

On opte pour $h' = 60$ cm pour tous les étag

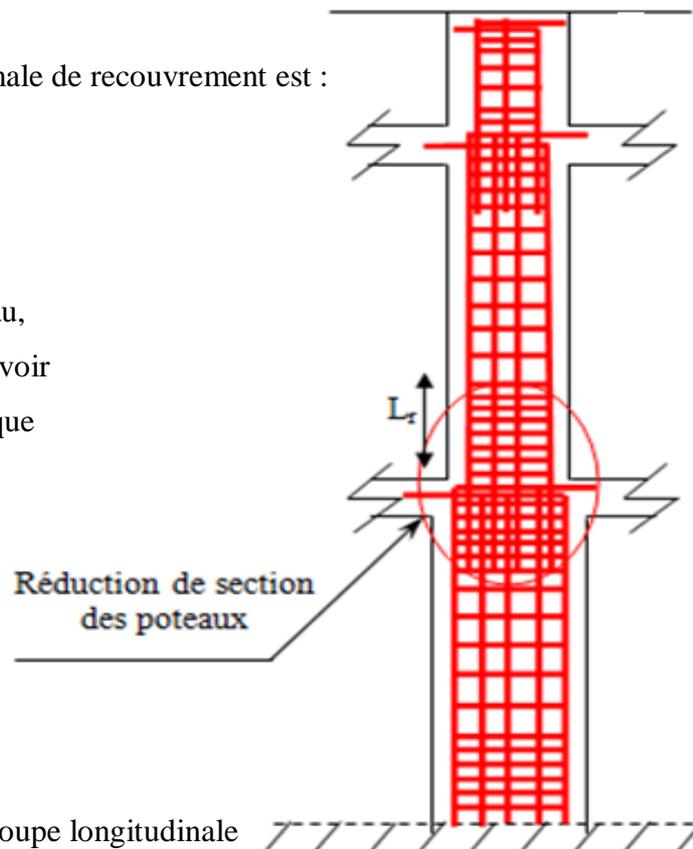
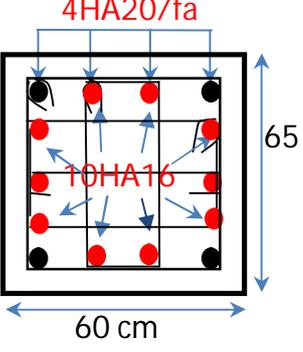
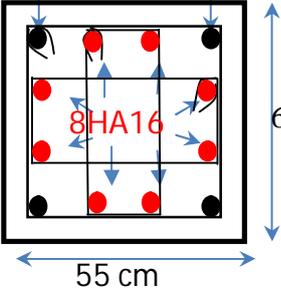
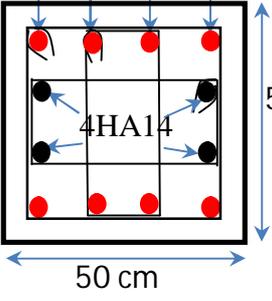
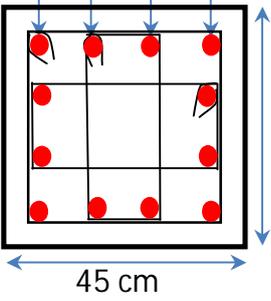
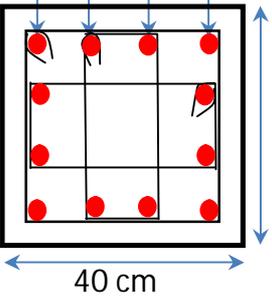


Figure V.3 : Coupe longitudinale

V.1.5 : Schémas de ferrailage des poteaux

Tableau V.9 : Schémas de ferrailage des poteaux

RDC + Etage 1	Etage 2 et 3
<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre ϕ_{10} + épingle</p>  <p>60 cm</p> <p>65</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre ϕ_{10}</p>  <p>55 cm</p> <p>60cm</p>
Etages 3 et 4	Etages 5 et 6
<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre ϕ_{10}</p>  <p>50 cm</p> <p>55cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre ϕ_{10}</p>  <p>45 cm</p> <p>50cm</p>
Etages 7	
<p>e=3 cm</p> <p>3Cadre ϕ_{10}</p>  <p>40 cm</p> <p>40cm</p>	

V.2 :Etude des poutres

V.2.1 :Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le (**CBA93**).

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- | | |
|------------------|--------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$ | 4). $G+Q-E$ |
| 2). $G+Q$ | 5). $0.8G+E$ |
| 3). $G+Q+E$ | 6). $0.8G-E$ |

V.2.2 :Ferrailage

Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante,

6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$St \leq \min(h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,

$St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre ϕ 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

V2.3 :Recommandation de (CBA 93)

La section minimale des aciers longitudinaux est de : $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$ (Condition de non fragilité)

V 2.4 :Calcul du ferrailage

Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP 2000

Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

$$\text{-Si } \mu_{bu} < \mu_1 = 0.3916 \text{ alors : } A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_c}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \quad Z = d(1 - 0.4\alpha), \text{ Si } \mu_{bu} > \mu_1 = 0.3916 \text{ alors}$$

$$A_s' = \frac{M_u - M_1}{(d - d') \times \frac{f_c}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_1}{Z \times \frac{f_c}{\gamma_s}} + A_s' \text{ Avec : } M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (35×45) la plus sollicitée

avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 101.6824 \text{ KN.m(ELU)} \\ M_a = 117.5609 \text{ KN.m(ELU)} \end{cases}$$

Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{101.68 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0.12$$

$$\mu_{bu} = 0.12 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.16$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.39 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{101.68 \times 10^{-3}}{0.39 \times 348} = 7.49 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{117.5609 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.42^2 \times 14.20} = 0.134$$

$$\mu_{bu} = 0.134 < \mu_l = 0.392 \text{ pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.18$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.39 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{117.56 \times 10^{-3}}{0.39 \times 348} = 8.66 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Les armatures longitudinales

On prend le ferrailage longitudinal le plus défavorable entre celui calculé, et celui calculer avec RPA pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Tableau V.10 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	Section	Localisé	comb	M (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} té (cm ²)	N ^{bre} de barres
Étage Courant	PP	35 × 45	Appuis	3	117.56	8.86	7.87	9.24	6HA14
			Travée		101.68	7.49		8.01	3HA14+3HA12
	PS	35 × 40	Appuis	3	82	6.73	7	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	3	78.48	6.44		8.01	3HA14+3HA12
Terrasse Inaccessible	PP	35 × 45	Appuis	3	99.15	7.3	7.87	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	3	67.80	4.87		8.01	3HA14+3HA12
	PS	35 × 40	Appuis	3	44.86	3.58	7	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	3	37.45	2.98		8.01	3HA14+3HA12

V.2.5 : Vérification des armatures selon le RPA 99

Pourcentage maximum des armatures longitudinales

poutre principal

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

poutre secondaire

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40 \times \phi$ en zone IIa $L_r > 40$

$\phi = 16 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 64 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

V.2.6 : Les armatures transversales**Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.28; 3.5) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour toutes les poutres

Calcul des espacements des armatures transversales

1) $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

$$1) . S_t = \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$$

$$2) . S_t \leq \frac{A_t \times f}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 44.85 \text{ cm}$$

$$3) . S_t \leq \frac{0.8 \times f \times A_t}{b \times (\tau - 0.3 \times f)} \leq 86.68 \text{ cm}$$

2) Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t\right)$$

Zone nodale : $S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 10 \text{ cm}$

Donc on prend $\phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm}$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_t^{\min} = 2.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.7 : Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

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

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	132.205	0.9	3.33	Vérifiée
Secondaires	48.76	0.4	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

En appui de rives : $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

En appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_1 (cm ²) Appui	Vu (KN)	Ma (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	9.24	132.205	117.56	3.8	-4.9	Vérifiée
Secondaires	8.01	93.38	82	2.68	-4.2	Vérifiée

V.2.8 : Vérification à l'ELS

L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

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

Calcule de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	83.35	15.1	148055.38	8.1	15	Vérifiée
	Travée	74.51	14.3	133082.1	7.6	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	28.64	13.3	100749.74	3.6	15	Vérifiée
	Travée	25.47	13.3	100749.74	3.2	15	Vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **CBA93** vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{500} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0063 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{490} = 0.081 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.081 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.3 : 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 et ca, 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 majorateur de 1.25 , c.à.d : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

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

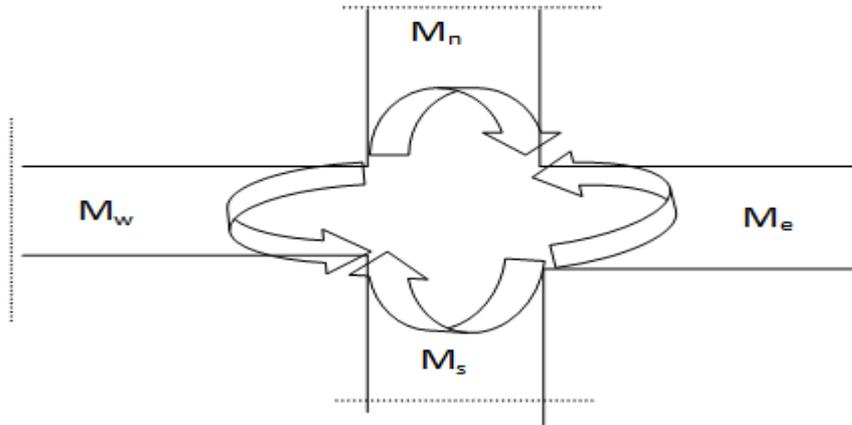


Figure V.4 : les moments sur la zone nodale

V.2.3.1 :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 :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec :

$$\begin{cases} z = 0.85 \times h & (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}). \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
60×65	55.25	32.66	627.95
55× 60	51	28.65	508.48
50×55	46.75	22.24	361.82
45×50	42.5	18.47	273.17
40×40	34	13.55	160.32

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.15 : Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Terrasse	P.P (35×45)	38.25	9.24	123
	P.S (35×40)	34	8.01	94.77
Etages d'habitation	P.P (35×45)	38.25	8.42	112.07
	P.S (35×40)	34	8.01	94.77

V.2.3.2 :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 :

Tableau. V.16 :Vérification de la zone nodal

Niveaux	plan	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _w =M _e (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	1.25(M _w +M _e) (KN.m)	Vérification
Entre sol	PP	627.95	627.95	112.07	1255.9	280.175	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
RDC	PP	627.95	627.95	112.07	1255.9	280.175	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
1 ^{eme} étage	PP	508.48	508.48	112.07	1016.96	280.175	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
2 ^{eme} étage	PP	508.48	508.48	112.07	1016.96	280.175	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
3 ^{eme} étage	PP	361.82	361.82	112.07	723.64	280.175	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
4 ^{eme} étage	PP	361.82	361.82	112.07	723.64	280.175	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
5 ^{eme} étage	PP	273.17	273.17	112.07	546.34	280.175	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
6 ^{eme} étage	PP	273.17	273.17	112.07	546.34	280.175	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
7 ^{eme} étage	PP	160.32	160.32	123	320.64	307.5	vérifiée
	PS			94.77		236.925	vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres ,donc selon RPA99/03 (Article 7.6.2) la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux

V.2.4 :Schéma de ferrailage des poutres

Pour le RDC et les étages courants

Tableau V.17 : Schémas de ferrailage des PP et PS.

	En appui	En travée
Poutres principales	<p>6HA14</p> <p>Cadre+ Étrier HA10</p> <p>3HA12</p>	<p>3HA14</p> <p>Cadre+ Étrier HA10</p> <p>3HA14+ 3HA12</p>
Poutres secondaires	<p>3HA14</p> <p>Cadre+ Étrier HA10</p> <p>3HA12</p>	<p>3HA14</p> <p>Cadre+ Étrier HA810</p> <p>3HA12</p>

Pour le plancher terrasse inaccessible

Tableau V.18 : Schémas de ferrailage des PP et PS.

	En appui	En travée
Poutres principales	<p>3HA14</p> <p>Cadre+ Étrier HA10</p> <p>3HA12</p>	<p>3HA14</p> <p>Cadre+ Étrier HA10</p> <p>3HA12</p>
Poutres secondaires	<p>3HA14</p> <p>Cadre+ Étrier HA10</p> <p>3HA12</p>	<p>3HA14</p> <p>Cadre+ Étrier HA10</p> <p>3HA12</p>

V.3 :Étude 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 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base.

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
0.8G-E	G+Q+E

V.4.1 :Recommandation du RPA 99/version 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 :

L'effet de traction engendrée dus une partie du voile doit être repris en totalité par les armature dont le ferrailage suivante

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ 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

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 :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h \quad \text{dans la zone extrême du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times h \quad \text{dans la zone courante du voile.}$$

Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ 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.3.3 : 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. On prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

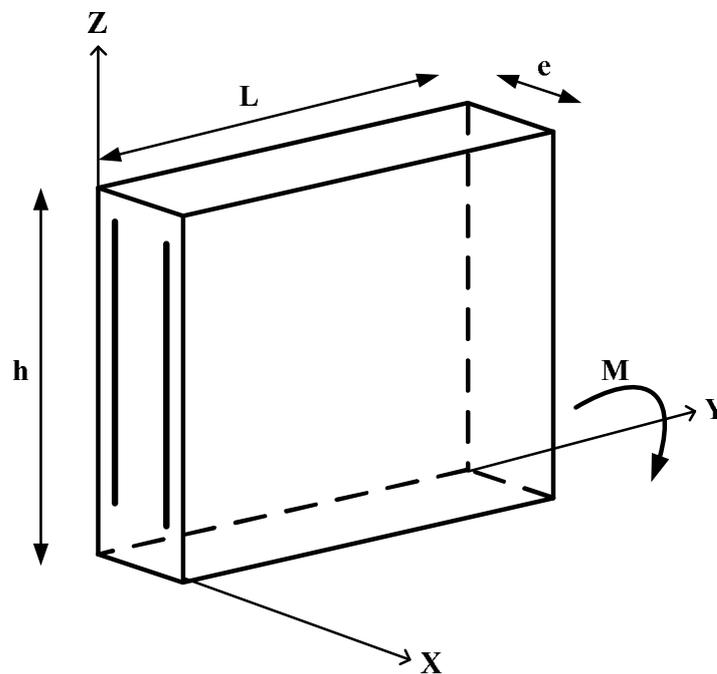


Figure V.5 : Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(e \times L)$.

A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

$$(A_v^{\min} = 0.15\% \times e \times L)$$

A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.

$$(A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times e \times L_t)$$

$A_v^{\min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$(A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times e \times L_c)$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement 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 tondue

$$L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

L_c : longueur de la zone comprimée.

$$L_c = L - 2L_t$$

V.3.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_x // \text{à } x-x'$

Niveau	Voile	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\text{min}} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol+RDC+1 étage	V_x	1119.303	17.058	580.028	679.52	261.675	-219.526	303.932
2,3,4 étages	V_x	873.014	-7.6	220.234	499.54	247.583	-189.264	129.772
5,6,7 étages	V_x	501.568	-11.27	95.75	491.81	83.109	-90.966	87.605

$N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{cor}}$: combinaison (1)
 $M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{cor}}$: combinaison (3)
 $N_{\text{min}} \rightarrow M_{\text{cor}}$: combinaison (5)
 } dans chaque étage pour le sens xx et sens yy

Tableau V.20 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_y//$ à $y-y'$.

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol+RDC+1 étage	V_y	1434.439	313.3	1490.158	957.20	673.19	1413.517	317.95
2,3,4 étages	V_y	1104.516	-16.98	620.73	564.5	564.5	620.73	248.456
5,6,8 étages	V_y	610.154	-15.79	222.93	209.17	317.635	217.46	165.48

V.3.4 : Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage des voiles est représenté sur les tableaux suivant :

Tableau V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile V_x dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol+RDC+1 étage	2et 3 et 4 ^{ème} étages	5 et 6 et 7 ^{ème} étages
Section (m^2)	0.15×1.7	0.15×1.7	0.15×1.7
M(KN)	17.058	873.014	95.75
N(KN)	1119.303	7.6	491.81
section	Section PC	Section PC	Section PC
V (KN)	303.932	129.772	87.6
τ (MPa)	1.85	0.78	0.53
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	11.7	4.96	3.73
A_v^{min} (cm^2)	3.82	3.82	3.82
A_v^{adop} (cm^2)	12.32	9.05	9.05
N^{bre} /par face	8HA14	8HA12	8HA12
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm^2)	1.73	0.73	0.5
A_h^{min} (cm^2)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm^2)	2.26	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

On adopte le même ferrailage pour les voiles $V_x = 1.3m$

Tableau V.22 : Sollicitations de calcul dans le voile V_Y dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol+ RDC+1etage	2 et 3 et 4 ^{ème} étages	5 et 6 et 7 ^{ème} étages
Section (m ²)	0.15 × 3	0.15 × 1.5	0.15 × 3
M(KN)	313.3	16.98	15.79
N(KN)	14347.439	1104.516	610.154
section	Section PC	Section PC	Section PC
V (KN)	317.95	248.456	165.48
τ (MPa)	1.09	0.85	0.57
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	12.24	9.36	6.37
A_v^{min} (cm ²)	6.75	6.75	6.75
A_v^{adop} (cm ²)	13.57	13.75	13.57
N^{bre} /par face	12HA12	12HA12	12HA12
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.03	0.80	0.53
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20

Vérification à l'effort tranchant

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

On remarque $\bar{\tau} > \tau$ pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée

V.3.5 : exemples de schémas de ferrailage d'un voile (V 1.7 :RDC) :

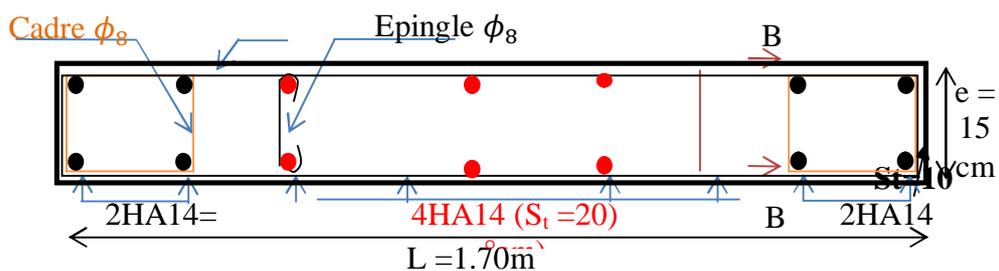


Figure V.6 : Schéma de ferrailage du voile

V.4. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations, ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum de RPA est souvent plus important que celui calculé par le (CBA). Et les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel de SAP 2000. Et enfin les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée, les sollicitations données par le SAP.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations de RPA 99 .

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, C'est une partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, dépend de la bonne tenue de l'ensemble.

Et cela de façon à limiter les tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2 bar à une profondeur de 2 m.

VI.3. Combinaison d'action à considérer :

D'après le RPA99/v2003 (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1) $G + Q \mp E$.

2) $0.8G \mp E$. Ainsi que les combinaisons citées par le **CBA93** :

3) $1.35G + 1.5Q$.

4) $G + Q$.

VI.4. Etude des fondations :

VI.4.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont à la base ($a \times b$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle ; obtenu par le SAP2000 V14.

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.5 \times 1.5 \times 1.5 = 28.125 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 2083.192 + 28.125 = 2111.317 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

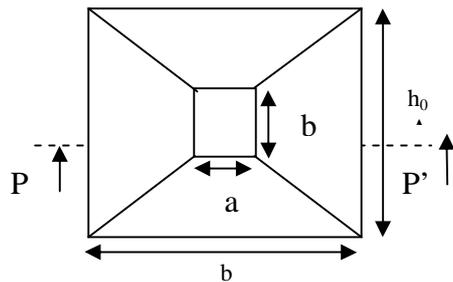


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

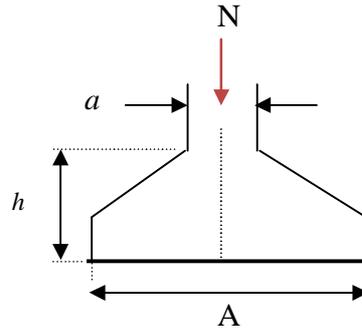


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (60*65) dans la structure où la distance entre axes est de 1.8m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \times N}{b \times \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.65 \times 2111.31}{0.6 \times 200}} = 3.38 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (y-y) la distance entre axes max est de 4.7 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y). donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.4.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 5 poteaux.

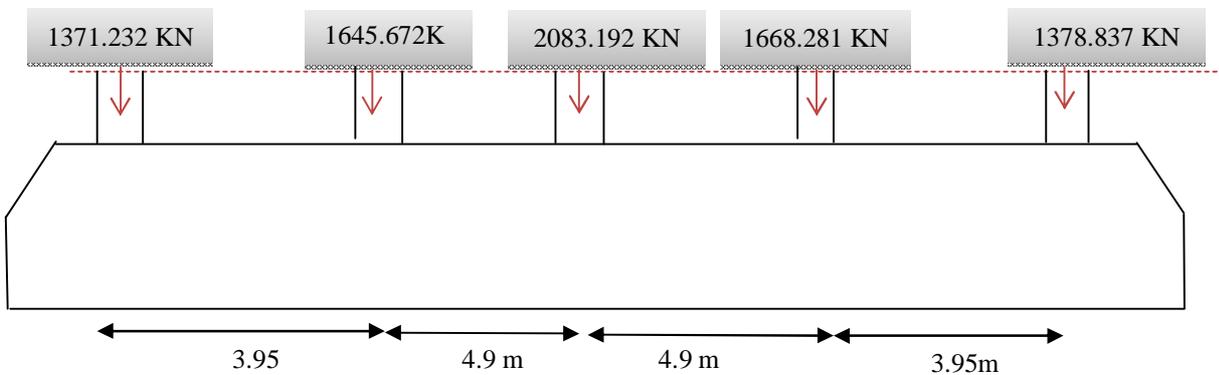


Figure VI.3 : Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1371.23 \text{ KN}$, $N_2 = 1645.67 \text{ KN}$, $N_3 = 2083.19 \text{ KN}$, $N_4 = 1668.28 \text{ KN}$, $N_5 = 1978.83 \text{ KN}$.

$$N = \sum N_i = 8747.2 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{8747.2}{200 \times 18} = 2.43 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Ce qui nous a conduits à choisir un radier général.

Soit la surface de l'ensemble des semelles :

$$S_{cal} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{31.233}{0.2} = 156.165 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 190.18 \text{ m}^2 > S_{cal} = 156.165 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{ya pas de débord.}$$

VI.4.3 Radier général :

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

A) - Dimensionnement :

Épaisseur du radier est déterminée à partir de trois conditions

1) La condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 4.7 \text{ m}$)

Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_t \geq 4.7 \text{ cm soit } h_t = 50 \text{ cm.}$$

La dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$$h_r \geq 23.5 \text{ cm Soit } h_r = 35 \text{ cm}$$

2)Vérification de condition de rigidité :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a: } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.7^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 67 \text{ cm}$$

3)Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V = \frac{N \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ m}$$

N: effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V = \frac{31233.87 \times 4.7}{2 \times 190.18} \times 1 = 385.95 \text{ KN}$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.33 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

h_t = 70cm pour les nervures du radier.

h_r = 35cm pour la dalle du radier.

La surface du radier : **S_{rad} = 190.18m²**.

B)- Vérifications nécessaires :

1) Vérification au poinçonnement :

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul,

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (A+B) \times 2$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} A = a + h = 0.65 + 0.7 \\ B = b + h = 0.6 + 0.7 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 5.3\text{m}$$

$$N_u = 2083.192\text{KN} \leq Q_u = 0.045 \times 5.3 \times 0.7 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 2782.5\text{KN} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

2) Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

$$I_x = 1522.62 \text{ m}^4, \quad X_G = 9 \text{ m.}$$

$$I_y = 4884.3 \text{ m}^4, \quad Y_G = 5.03 \text{ m.}$$

$$M_x = 5538.7 \text{ KN.m}; \quad M_y = 11946.77 \text{ KN.m}$$

$$N = 31233.87 \text{ KN}$$

Sens xx :

$$\sigma_x = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{31233.87}{190.18} + \frac{5538.7 \times 5.03}{1522.62} = 0.182 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{31233.87}{190.18} - \frac{5538.7 \times 5.03}{1522.62} = 0.146 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.164 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa} .$$

Sens y-y :

$$\sigma_y = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{31233.87}{190.18} + \frac{11946.77 \times 9}{4884.3} = 0.186 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{31233.87}{190.18} - \frac{11946.77 \times 9}{4884.3} = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.164 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

3) Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que : $N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$ Avec :

$f_s = 3$ Coefficient de sécurité.

$H = 3m$ Hauteur encrée du bâtiment

$S = 190.18cm^2$, surface du radier.

$\gamma_w = 10KN/m^3$, Poids volumique de l'eau.

$N = 31233.87KN \geq P = 3 \times 3 \times 190.18 \times 10 = 17116.2KN$ *verifiée*

4) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

On doit vérifier que :
$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Dans le sens x-x :

$$e = \frac{5538.7}{31233.87} = 0.177m < \frac{18}{4} = 4.5m$$
..... *Condition vérifiée.*

Dans le sens y-y :

$$e = \frac{11946.77}{31233.87} = 0.38m < \frac{10.5}{4} = 2.625m$$
..... *Condition vérifiée.*

Pas risque au renversement dans les deux sens.

VI.5. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

1) Schéma du rupture de dalle du radier.

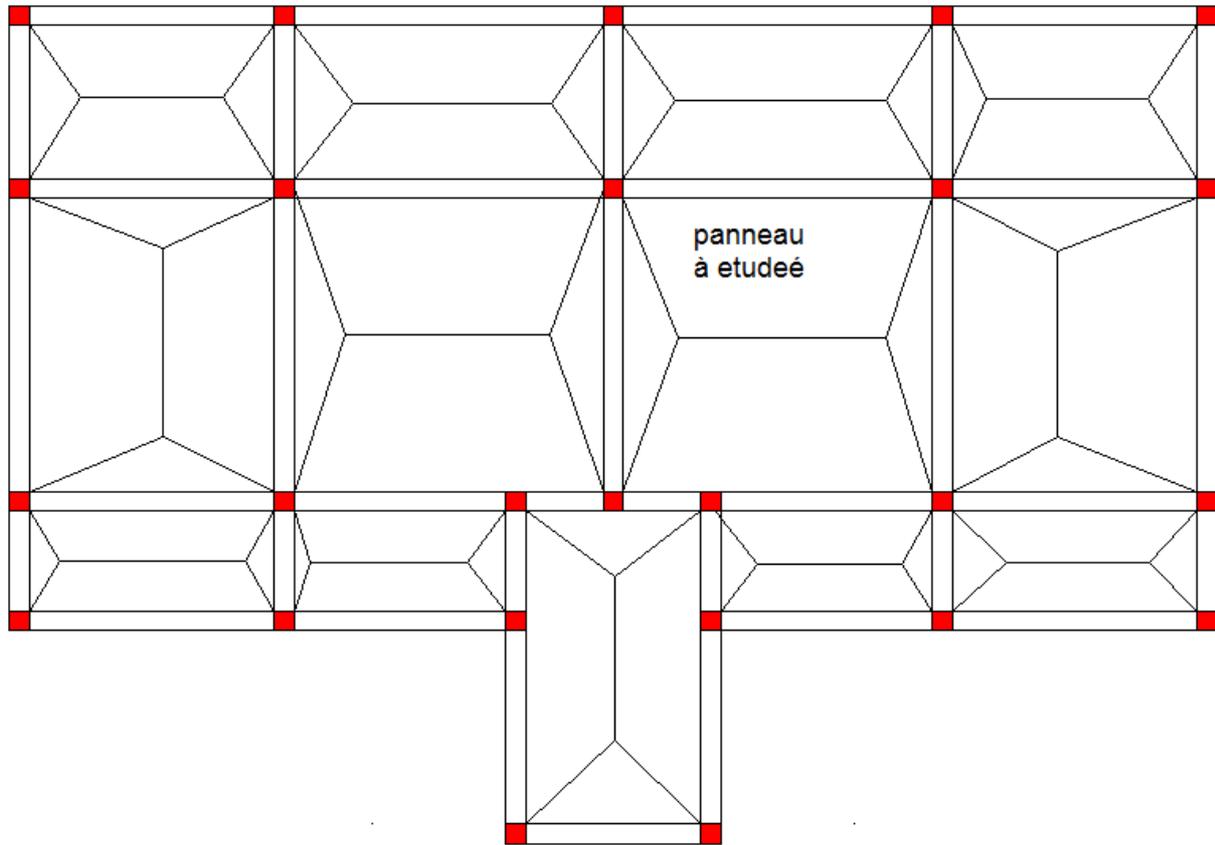


Figure VI.4 : Schéma du rupture de dalle du radier .

2) Calcul des sollicitations du panneau plus sollicité :

Soit : G_0 le poids propre du radier.

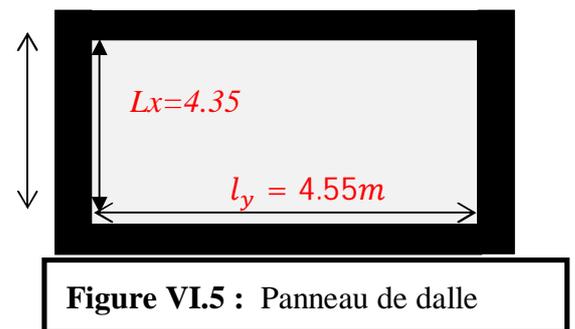
$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$Q_0 = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1.35G_0 + 1.5 \times Q_0 \Rightarrow q_u = 178.3 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + G_0 + Q_0 \Rightarrow q_s = 130.32 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$



L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.95 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0410 \times 178.3 \times 4.35^2 = 138.32 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.8875 \times 138.32 = 122.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 103.74 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 92.07 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -55.32 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	Sens x-x	103.74	9.37	9HA12=10.18	10
	Sens y-y	92.07	8.29	8HA12=9.05	12
En appuis		55.32	4.92	5HA12=5.65	20

On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

2) Vérification de condition de non fragilité

En travée : $\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.82 \end{cases} \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$

Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 2.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_t^x = 10.18 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens yy: $A_{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_t^y = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.8/\text{ml}$

En appuis :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_a = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 211.3 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 184.63 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 211.3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{211.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.66 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement suivant les deux sens.

L'ELS $\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$

$$\mu_x, \mu_y \begin{cases} \rho = 0.95 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0607 \times 130.32 \times 4.35^2 = 149.68 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.8887 \times 149.68 = 133.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 112.26 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 99.76 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -44.90 \text{ KN.m}$

3) Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

$\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

$$F. N: \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa, avec } \eta = 1,6 \text{ acier HA}$$

M_{ser} : moment max à l'ELS.

y : position de l'axe neutre.

I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y"}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 112.26	10.18	8.8	112142.9	8.2	Vérifié	354.2	NV
y-y	M _t ^y = 99.76	9.05	8.3	101879.3	7.7		353.1	NV
Appuis	M _a = 44.90	5.65	6.8	68656.85	4.2		248.3	NV

Remarque : On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée pour les travées dans les deux sens . Donc il faut augmenter la section d'acier A_s.

Tableau VI.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A _{calc} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
x-x	M _t ^x = 112.3	5.11 × 10 ⁻³	0.191	18.01	9HA16=18.1	10
y-y	M _t ^y = 99.76	4.54 × 10 ⁻³	0.180	15.95	8HA16=16.08	12
appuis	M _a = 44.90	2.044 × 10 ⁻³	0.122	7.03	7HA12=7.92	14

Tableau VI.4 : Revérifications des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 112.3	18.01	11.1	200671.2	6.5	Vérifié	200.7	Vérifié
y-y	M _t ^y = 99.76	15.95	10.6	134362.7	6.1		200.4	
Appuis	M _a = 44.90	7.03	7.5	82631.36	3.7		199	

Toutes les contraintes sont vérifiées.

4) Espacement des armatures :

Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$

VI.5.2. Schéma de ferrailage de radier :

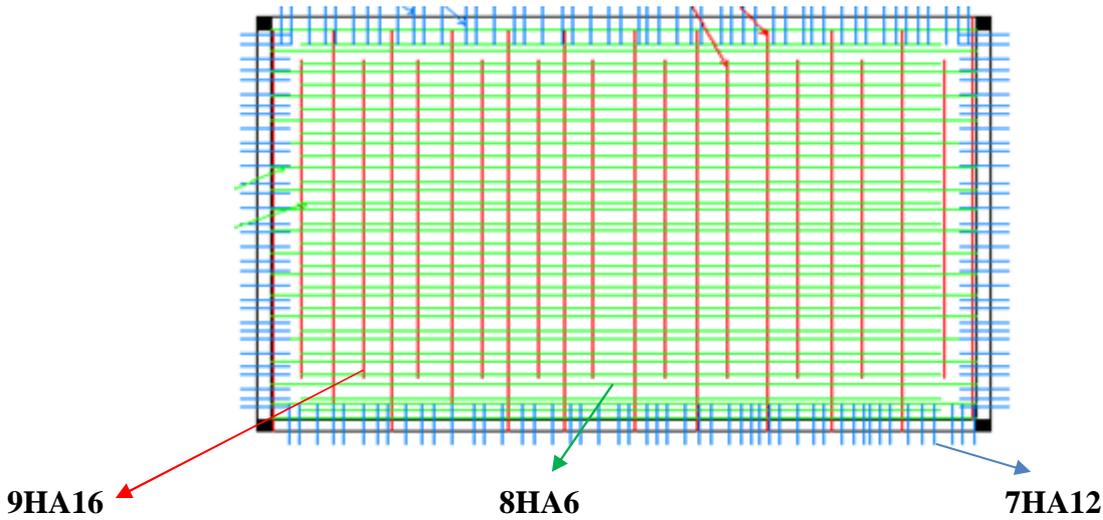


Figure VI.6 : Ferrailage d'un panneau du radier.

VI.6. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

1). Dimensionnement de la nervure :

$$h_t = 0.7\text{m}, h_r = 0.35\text{m}, b_0 = 0.6\text{m}, d = 0.67\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.9}{10}; \frac{4.7}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(49; 235)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 45\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 150\text{cm}$$

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

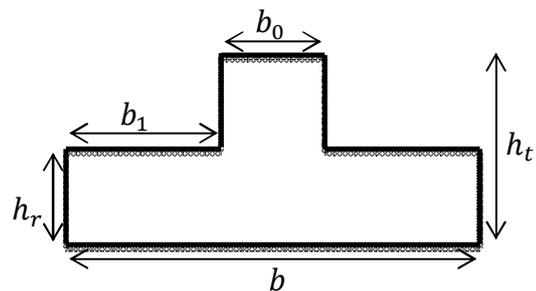


Figure VI.7 : Section de la nervure à ferrailer

Tableau VI.5 : charge trapézoïdale et triangulaire

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

Avec : $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$, $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

2). Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Moments en travée :

$$M_i(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left(\frac{x}{l} \right)$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X :

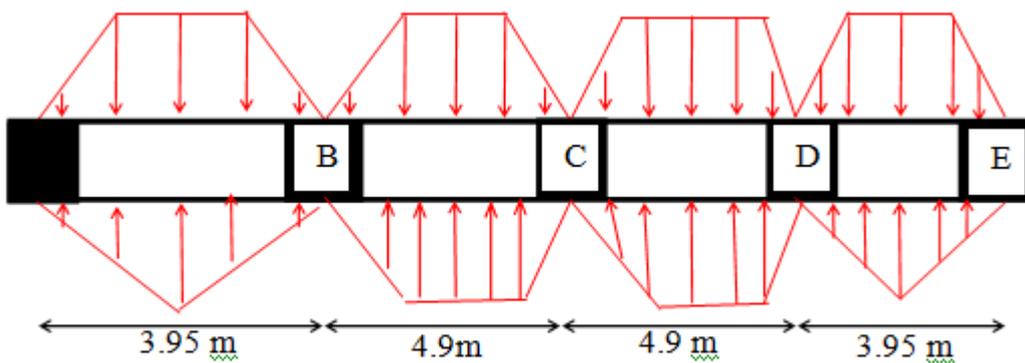


Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.95	3.95	495.4	-188.39	-994.53	1.66	417.45
B-C	4.9	3.92	445.60	-994.53	-805.56	2.55	438.94
C-D	4.9	3.92	445.6	-805.56	-994.53	2.55	438.94
D-E	3.95	3.95	495.4	-994.53	-188.39	1.66	417.45

Tableau VI.7 : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	438.95	-994.53
Effort tranchant (KN)	490.04	

Sens Y-Y :

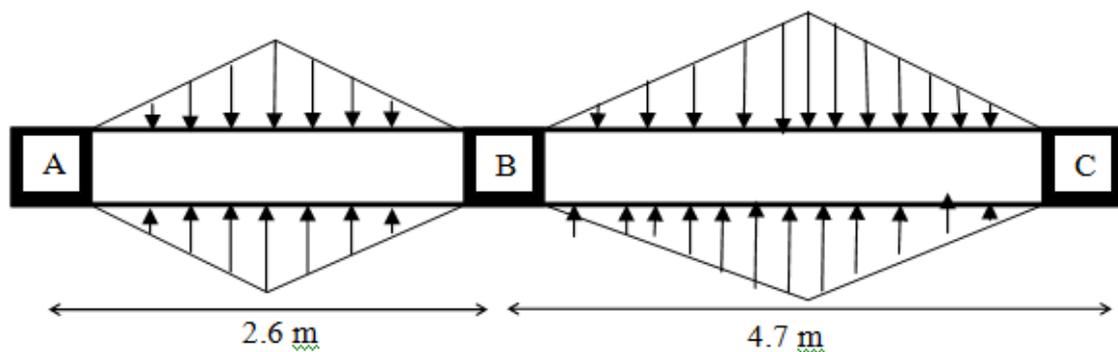


Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	2.6	2.6	309.05	-39.17	-788.61	0.36	-18.32
B-C	4.7	4.7	419.	-788.61	-173.54	2.66	696.32

Tableau VI .9 : Sollicitations maximales(sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	696.32	-788.61
Effort tranchant (KN)	419	

3). Ferrailage :

Tableau VI .10 : Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	438.95	22	12.21	12HA16 = 24.13
	Appui	-994.53	52	12.21	12T25 = 58.9
Sens Y-Y	Travée	696.32	35.6	12.21	6HA25+6HA14= 36.24
	Appui	-788.61	40.6	12.21	6HA25+6HA16 = 41.52

4)Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot 0d} = 2.09 MPa < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4MPa] = 3.25 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

5)Vérification des contraintes :

On a : q_s = 130.32 KN/m².

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa, FN \end{cases}$$

Tableau VI .11 : Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	411.6	5.5	271	N Vérifiée
	Appui	-668.2	6.3	186.6	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	516.08	5.8	228	N Vérifiée
	Appui	-560.04	6	220.2	N Vérifiée

Remarque : On remarque que la condition σ_s < σ_s n'est pas vérifiée pour les travées dans les deux sens . Donc il faut augmenter la section d'acier A_s.

Tableau VI .12 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Localisation		M (KN.m)	A _{min} (cm ² / ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	411.6	12.21	6HA25+6HA16 = 41.51
	Appui	-668.2	12.21	12T25 = 58.91
Sens Y-Y	Travée	516.08	12.21	6HA25+6HA16= 41.51
	Appui	-560.04	12.21	12HA25= 58.91

Tableau VI .13 : Revérifications des contraintes de radier.

Localisation		Moment (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	411.6	4.4	160.4	Vérifiée
	Appui	-668.2	6.3	186.6	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	516.08	5.6	200	Vérifiée
	Appui	-560.04	5.3	156.4	Vérifiée

5) Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] = 20 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

Espacements des aciers transversaux :

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3 \text{ Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.71 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 13.45 \text{ cm}$$

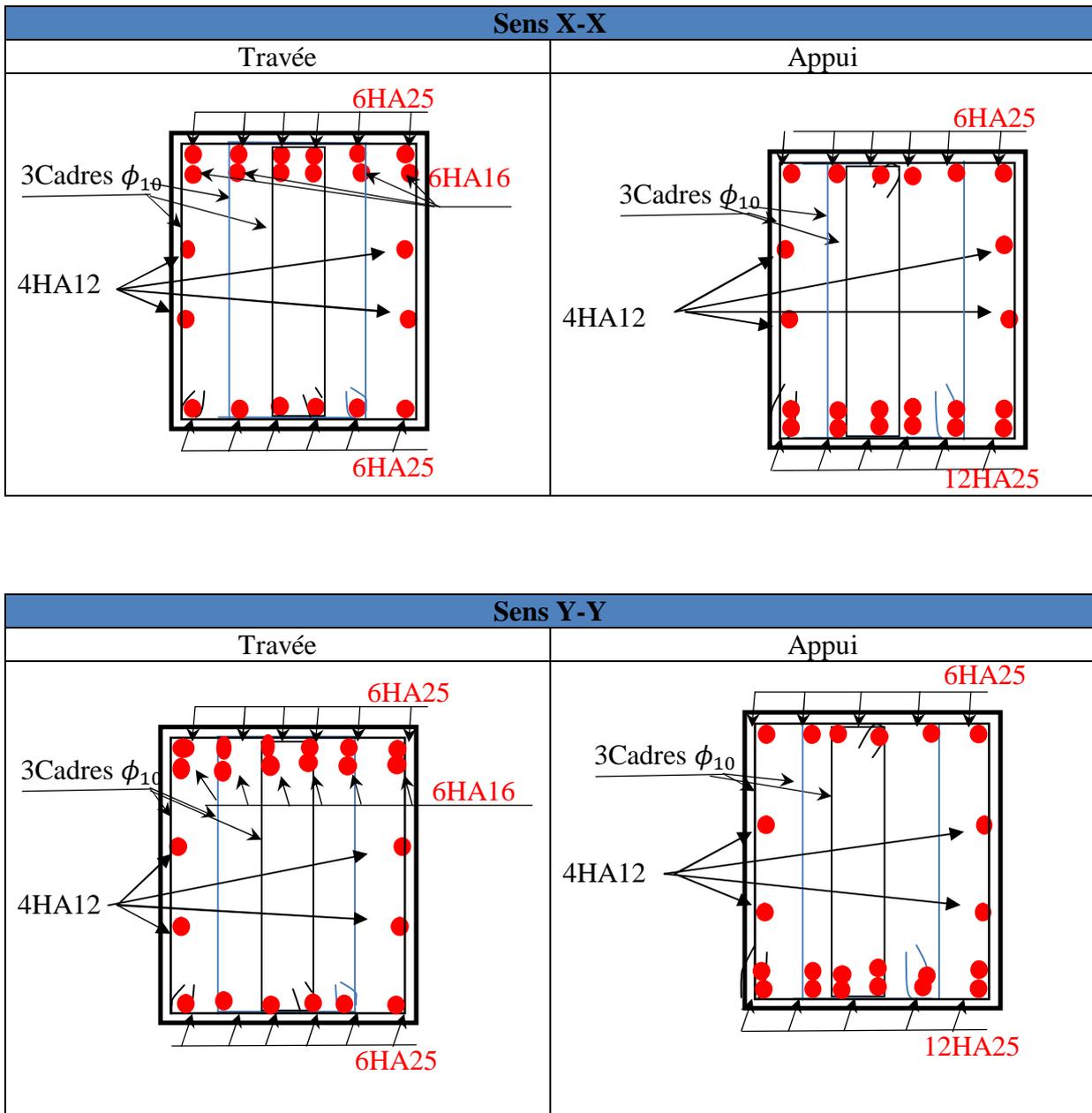
$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \rightarrow S_{t3} \leq 22.05 \text{ cm}$$

Soit S_t = 10 cm

6) Schémas de ferrailages :

Tableau VI.14 : Schémas de ferrailages des nervures



VI.7.Voile périphérique :**1).Introduction :**

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et au niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

2). Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=2.97$ m
- La longueur $L=3.95$ m
- L'épaisseur $e=15$ cm

3).Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 20.1KN / m^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 32^\circ$
- La cohésion $c=0.15KN/m^2$

4). Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - (2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 2.97 \times (20.1 \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2})) - (2 \times 0.15 \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2})) = 18.18KN / ml$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 KN/m^2$$

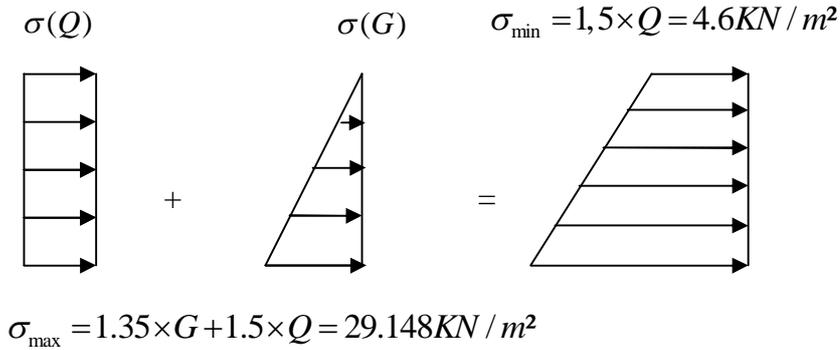
$$Q = q \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 3.07 KN/ml$$

5). Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :



: **Figure. VI.8 :** Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 23.03 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{ref} \times 1\text{ml} = 23.03 \text{KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.97 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 3.95 \text{ m}$$

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.75 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$M_{0x} = 15.96 \text{KN} . \text{m} .$$

$$M_{0y} = 8.15 \text{KN} . \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 6.92 \text{KN} . \text{m} .$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 13.56 \text{KN} . \text{m} .$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 7.98 \text{KN} . \text{m} .$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA} .$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15 : Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	x-x	13.56	0.057	0.073	0.126	3.52	1.17	4HA12= 4.52
	y-y	6.92	0.029	0.036	0.128	1.55	1.17	4HA8= 2.01
Appui		7.98	0.033	0.042	0.127	1.8	1.17	4HA8= 2.01

• **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens } x-x : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \\ \text{sens } y-y : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

6). Vérifications :

1) Condition de non fragilité : A L'ELU

$$\rho = 0.75 > 0.4$$

$$e \geq 12\text{cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.75) \times 100 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} , (\text{fissuration nuisible}).$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{29.148 \times 2.97}{2} \times \frac{3.95^4}{3.95^4 + 2.97^4} = 32.84 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{29.148 \times 3.95}{2} \times \frac{2.97^4}{3.95^4 + 2.97^4} = 13.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{32.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

A L'ELS :

$\mu_x = 0.0684$

$\mu_y = 0.6647$

$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 18.18 + 1 \times 3.07 = 21.25 \text{ KN} / \text{m}^2.$

$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 3.07 = 3.07 \text{ KN} / \text{m}^2$

$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$

$\sigma_m = \frac{3 \times 21.25 + 3.07}{4} = 16.70 \text{ KN} / \text{m}^2.$

$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 16.70 \text{ KN} / \text{m}.$

$M_x = \mu_x \times q_u \times L^2$

$M_x = 0.0684 \times 16.7 \times (2.97)^2 = 10.07 \text{ KN.m}$

$M_y = \mu_y M_x$

$M_y = 0.6647 \times 10.07 = 6.7 \text{ KN.m}$

Moment en travée :

$M_{tx} = 0.85 M_x = 8.56 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.7 \text{ KN.m}$

Moment en appui :

$M_{ax} = 0.5 M_{tx} = 5.03 \text{ KN.m}$

3) Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

4) Contraintes dans le béton :

$$y = 3.57 \text{ cm}$$

$$I = 2232.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 4.76 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

5) Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 188.76 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée,}$$

6) Schéma de ferrailage du voile périphérique :

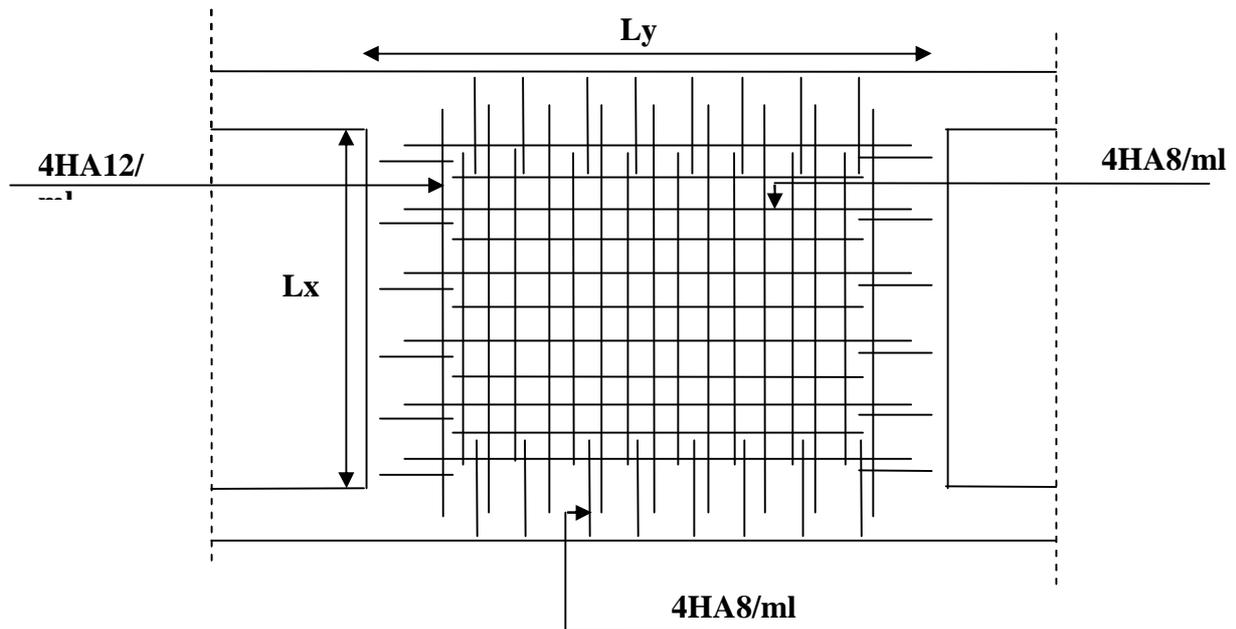


Figure. VI.9 : Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VI.8. Conclusion:

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale :

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant les cinq années de formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur Civil pour le choix du modèle de calcul à considérer. Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à l'insuffisance des emplacements disponibles pour leurs dispositions.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi lesquelles on a pu retenir ce qui suit :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tout les éléments de la structure secondaire Soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle primordial pour la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voile- portique".
- ✓ La justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure permet de réduire le cout de réalisation.
- ✓ La présence des voiles dans la structure ont permis de réduire les efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux Soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA S'impose.
- ✓ Les bouts de voiles provoquent une concentration des efforts au niveau des poutres et des poteaux adjacents.

Bibliographie

Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé (CBA 93).

DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».

Cours de Béton Armé : 3^{ème} année et Master 1.

Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	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	1.0000

Annexe 2

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

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	80.42	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	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
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	226.2
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

V. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS :

Le terrain d'assise choisi pour recevoir les 90 logements de type LPA dans OUAD GHIR au profit de DLEP DE BEJAIA est d'après nos différents essais, un sol globalement de très bonne portance.

C'est terrain alluvionnaire constitué essentiellement de dépôts de limons, galets et cailloux, formant un sol de grande résistance à la pénétration.

À cet effet et pour assurer un meilleur ancrage des immeubles, il est préconisé :

- L'emploi de fondations superficielles ;
- L'ancrage des fondations à une profondeur de -2^{m} .00, par rapport à la côte de l'assiette après terrassements ;
- Le taux de travail à prendre en considération dans les calculs des fondations est de 2.0 bars.
- Les caractéristiques mécaniques à utiliser dans les calculs, sont :

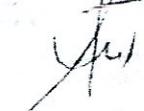
Un angle de frottement de 32° et une cohésion de 0.15 bar, avec une densité humide de 20.1 kN/m^3 .

- Les tassements sont négligeables.

Par ailleurs, il est préconisé :

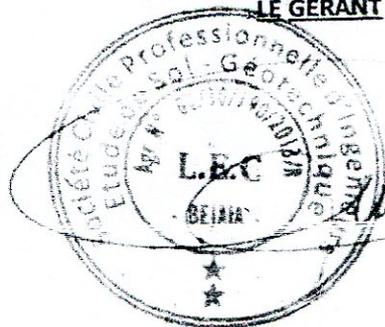
- La prise en considération l'écoulement souterrain et superficiel des eaux (pluviales ou autres), en procédant à leur drainage systématique, de manière à ce qu'elles évitent les périmètres bâtis.
- Réduire au max, l'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, pour ne pas permettre la stagnation prolongée des eaux.

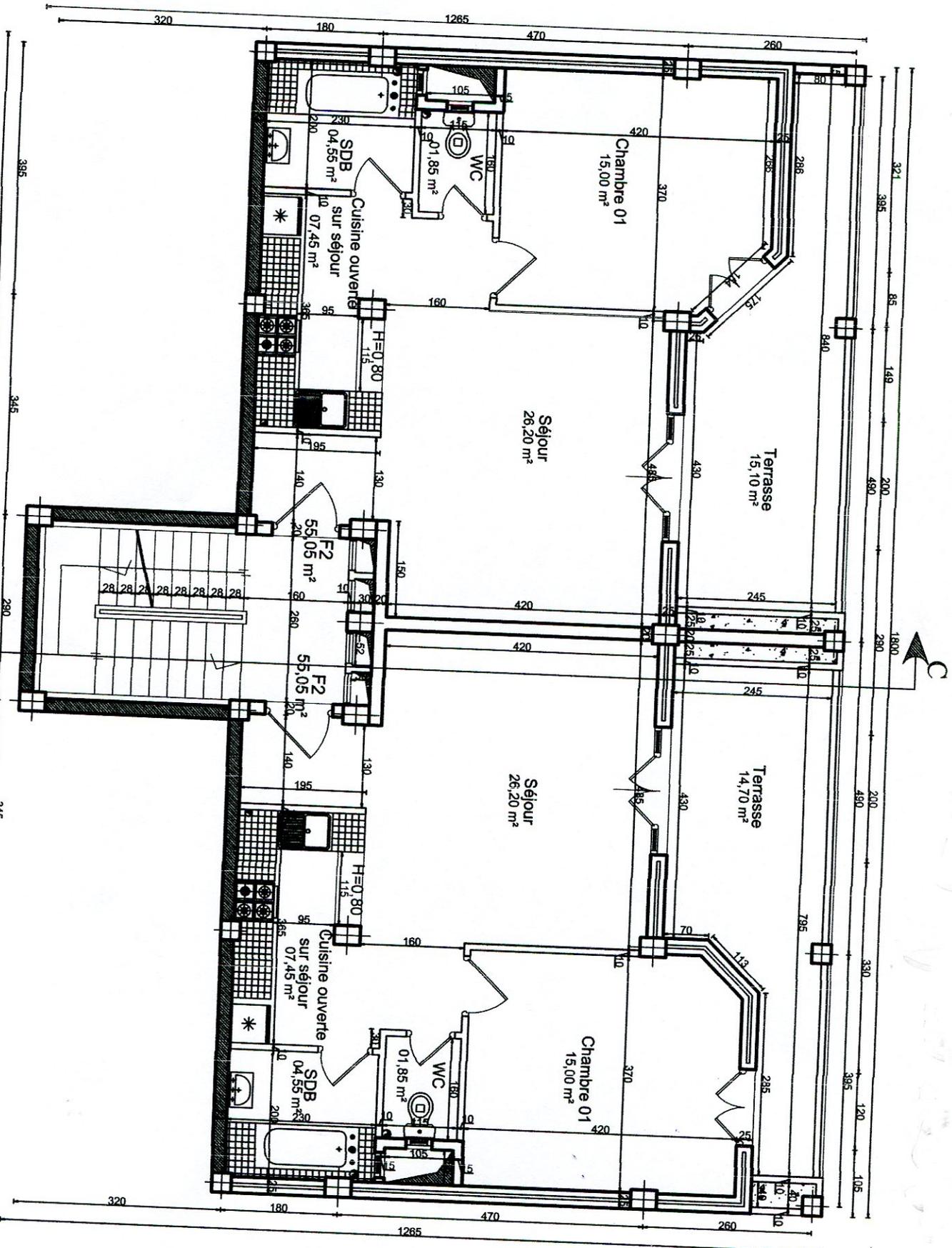
Ingenieur Charge D'études
A. DJEDJIG



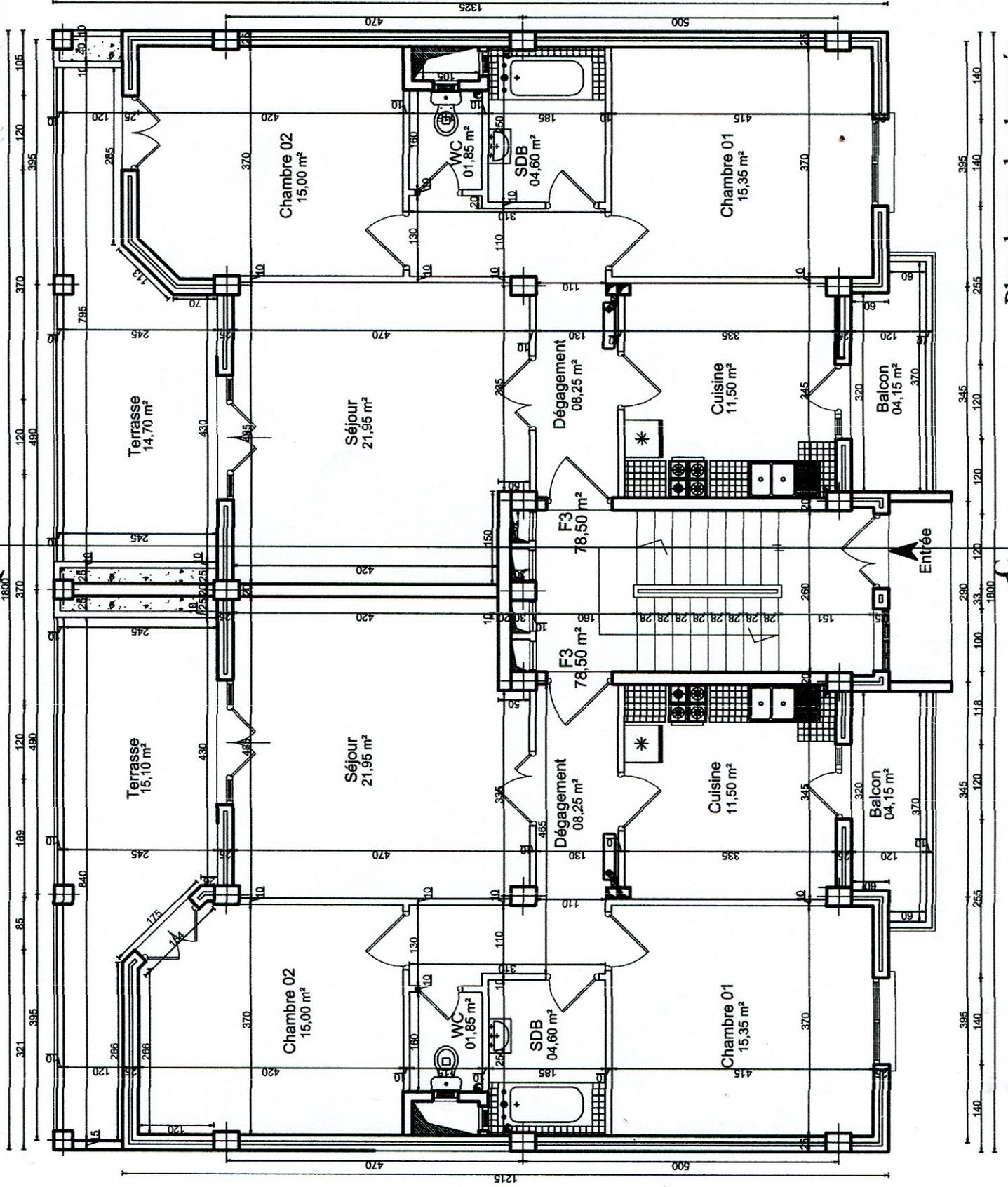
Béjaia, le 08 JAN 2015

LE GERANT

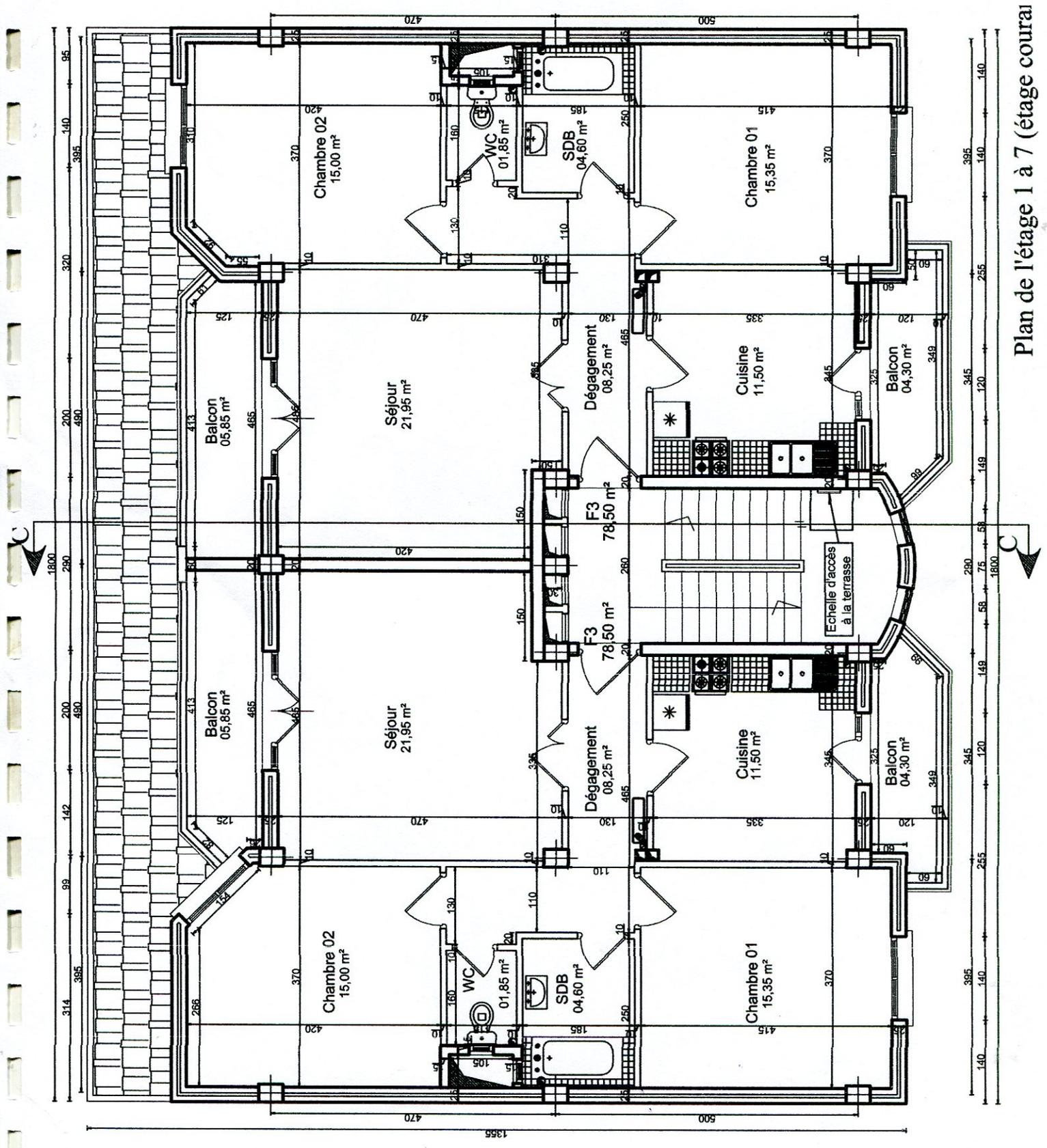




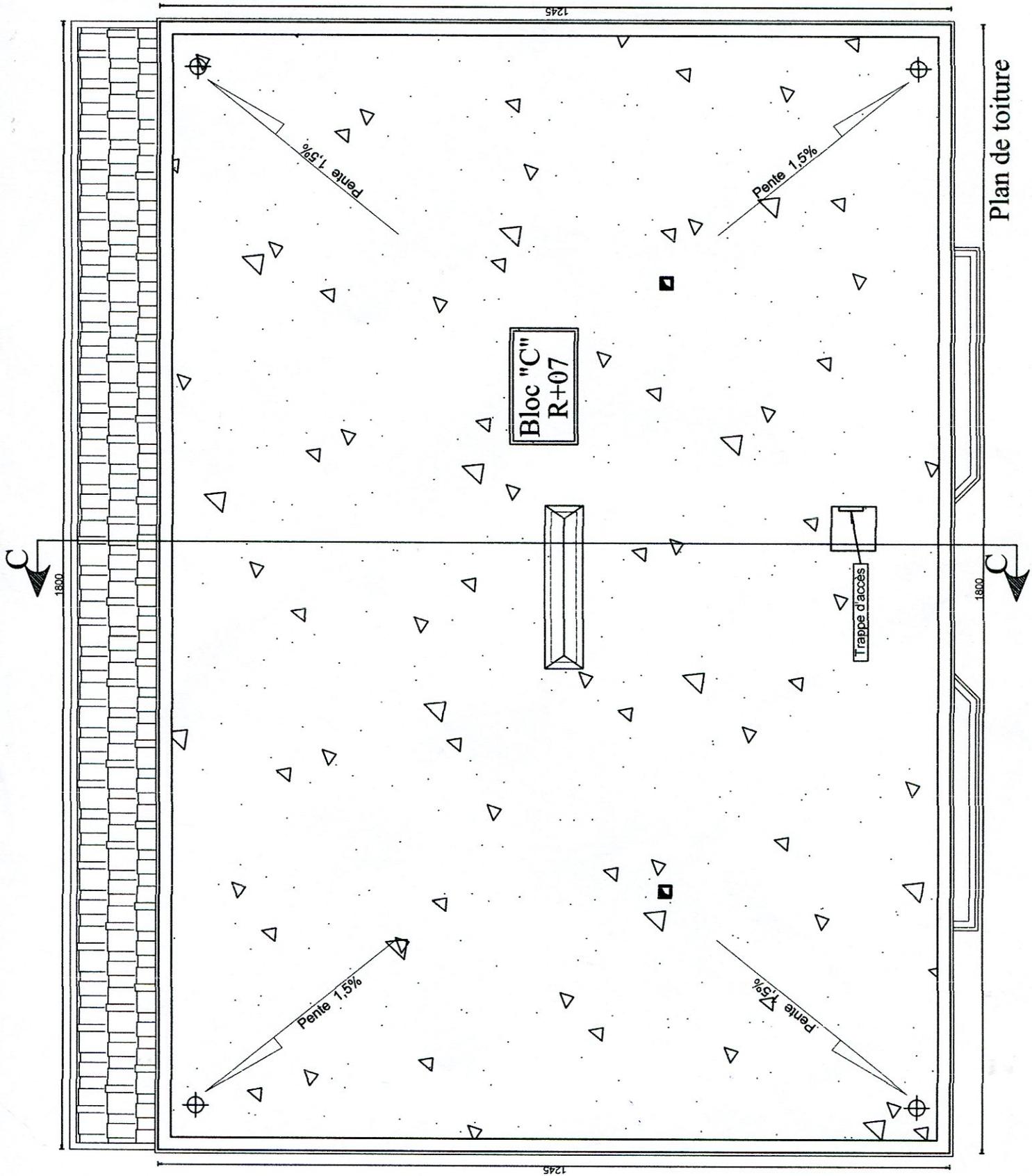
Plan du sous sol



Plan du rez-de-chaussée



Plan de l'étage 1 à 7 (étage courai)



Plan de toiture

Bloc "C"
R+07

Trappe d'accès

Pente 1,5%

Pente 1,5%

Pente 1,5%

Pente 1,5%

1800

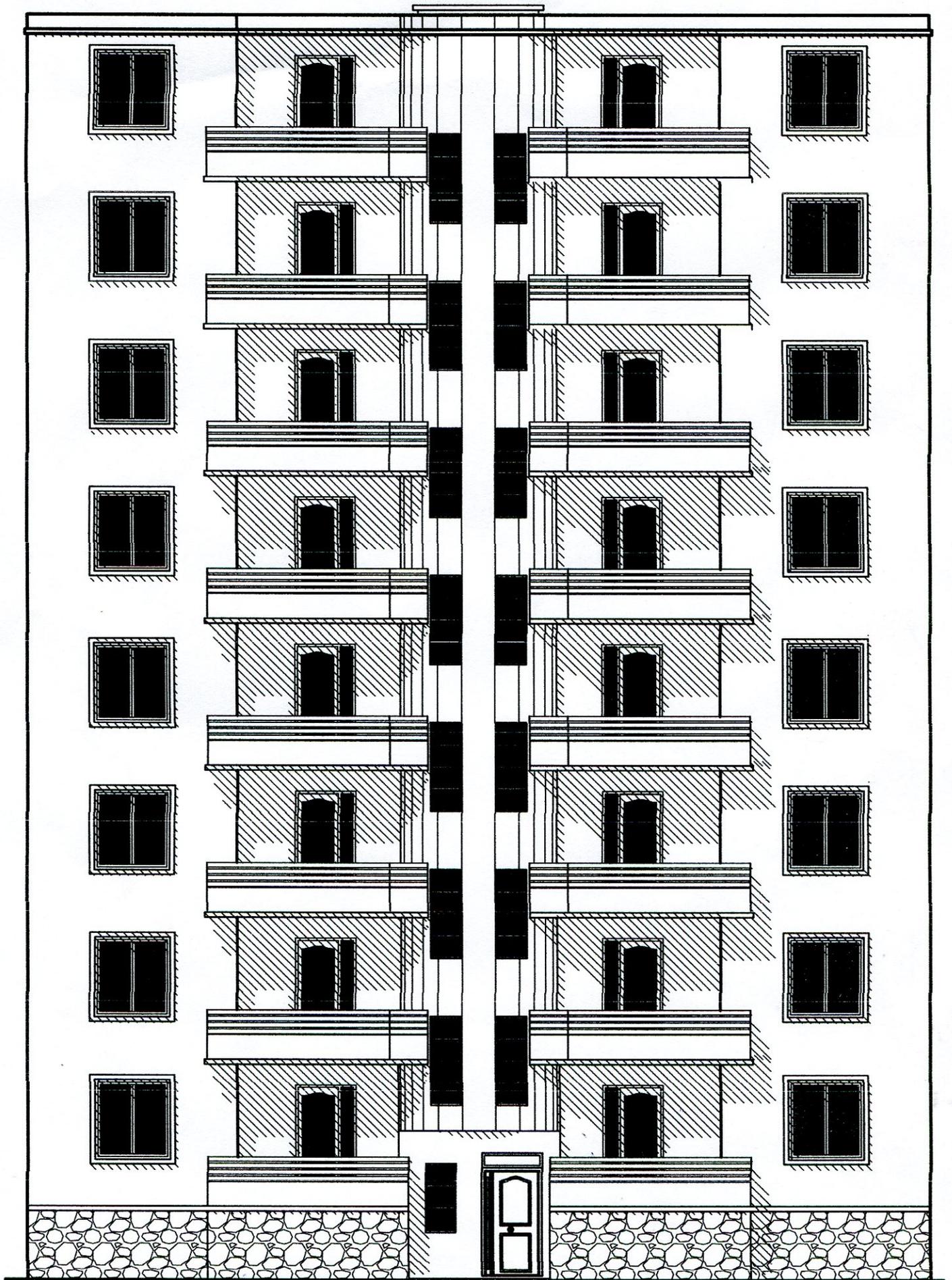
1800

1245

1245

C

C



Façade principale

