



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention d'un Diplôme Master II en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+7+DEUX E-SOLS) à
usage multiple contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)*

Réalisé par :

KESSOUM Juba

IBERRAKEN Yassine

Encadré par :

M^{me} : AREZKI Samia

Membres de jury:

M^r : BELHAMDI

M^r : SERIKMA

Remerciements

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

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

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

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

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

Aux personnel du bureau d'étude : M^r YUCEF KHODJA Sofiane

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

juba & yassine

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes chers frères et sœurs

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousin et cousine.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

Kessoum juba.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes sœurs et mon frère

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis.

IBERRAKEN Yassine

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Caractéristiques géométriques	2
I.4 Règlements et normes utilisés.....	3
I.5. Les matériaux	3
I.6. Conclusion	7

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	8
II.2. Pré-dimensionnement des éléments	8
II.3. Evaluation des charges et surcharges	19
II.4. Décante de charge	23
II.5. Conclusion.....	35

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers.....	36
III.2. Dalles pleines.....	57
III.3. L'ascenseur.....	76
III.4. Les escaliers.....	85
III.4. L'acrotère	97

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1. Introduction.....	103
IV.2. Objectifs et exigences.....	103
IV.3. Methode de calcul.....	103
IV.4. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	107
IV.5. Modalisation et résultats.....	108
IV.6. Conclusion.....	114

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Etude des poutres.....	115
V.2 . Etude des poteaux.....	123
V.3. Etude des voiles.....	136

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction.....	142
VI.2. Choix du type des fondations.....	142
VI .3. Combinaisons d'actions à considérer.....	142
VI .4. Etude des fondations	142
VI.5. Voile périphérique	152
VI.6. Conclusion	157

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

LISTE DES FIGURES

Fig.I.1. Plan de situation	2
Fig.I.2. Diagramme contrainte-déformation pour le béton	5
Fig.II.1. Plancher à corps creux	8
Fig.II.2. Disposition des poutrelles	9
Fig.II.3. Schéma d'une poutrelle	10
Fig.II.4. Détail d'un escalier	12
Fig.II.5. Escalier à trois volées	13
Fig.II.6. Escalier à deux volées	14
Fig.II.7. Schéma statique de l'escalier à quatre volées	15
Fig.II.8. Coupe verticale d'une poutre	15
Fig. II.9. Coupe verticale d'un voile	17
Fig. II.10. Coupe verticale d'un acrotère	21
Fig. II.11. Plan de repérage des poteaux P1 et P2.....	24
Fig. II.12. Section brute (B_r).....	34
Fig.III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	37
Fig.III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	37
Fig.III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	38
Fig.III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	38
Fig.III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	56
Fig.III.6. Dalle sur un seul	57
Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle type1.....	60
Fig.III.8. Schéma statique de la dalle type2.....	61
Fig.III.9. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type2.....	63
Fig.III.10. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type2.....	38
Fig.III.11. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type3.....	72
Fig.III.12. panneau de la dalle	72
Fig.III.13. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis.....	76
Fig.III.14. Cage d'ascenseur	76
Fig.III.15. Schéma représentant la surface d'impact	77
Fig.III.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie	82
Fig.III.17. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	84
Fig.III.18. Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées et escalier à quatre volées	87
Fig.III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier a trois volées	90
Fig.III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier duplex	92
Fig.III.21. Schéma statique de la poutre palière	92
Fig.III.22. Section creuse équivalente	94
Fig.III.23. Schéma de ferrailage de la poutre palière	96
Fig.III.24. Coupe transversale de l'acrotère	97
Fig.III.25. Section à ferrailer	99
Fig.III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère	102
Fig.IV.1. Disposition des voiles.....	108

LISTE DES FIGURES

Fig.IV.2. 1 ^{er} mode (translation suivant X).....	110
Fig.IV.3. 2 ^{ème} mode (translation suivant Y).....	110
Fig.IV.4. 3 ^{ème} mode (torsion autour de Z)	110
Fig.V.1. Disposition constructives des portiques.	116
Fig.V.2. Ferrailage des poutres principales et secondaires de S-Sol 1 et 2.....	122
Fig.V.3. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	133
Fig.V.4. Schéma de ferrailage de voile (V_{x2})	141
Fig.VI.1. Schéma d'une semelle isolée	142
Fig.VI.2. Semelle filante	142
Fig.VI.3. Différentes charges agissant sur la semelle	145
Fig.VI.4. Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux	148
Fig.VI.5. Charges agissants sur la poutre de rigidité	149
Fig.VI.6. Schéma statique de la poutre de rigidité.....	149
Fig.VI.7. Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.....	152
Fig.VI.8. Voile périphérique.....	152
Fig.VI.9. Répartition des contraintes sur le voile.....	153
Fig.VI.10. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	157

Liste des tableaux

Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier.....	7
Tableau I.2. Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.....	7
Tableau II.1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (cage d'ascenseur)....	19
Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible... ..	19
Tableau II.3. Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant	19
Tableau II.4. Evaluation des charges dans les balcons	20
Tableau II.5. Evaluation des charges dans les murs extérieurs	20
Tableau II.6. Evaluation des charges dans les murs intérieurs	21
Tableau II.7. Evaluation des charges dans les paliers	22
Tableau II.8. Evaluation des charges dans les volées	23
Tableau II.9. Récapitulatif des charges sur les volées	23
Tableau II.10. Poids propre des poteaux	26
Tableau II.11. Poids des éléments	26
Tableau II.12. Descente de charges pour le poteau P1.....	27
Tableau II.13. Poids propre des poteaux	30
Tableau II.14. Poids des éléments	30
Tableau II.15. Décente de charge pour le poteau P2.....	31
Tableau. II.16. Efforts normaux dans les deux poteaux	32
Tableau. II.17. Vérification des poteaux la compression simple	33
Tableau. II.18. Vérification des poteaux au flambement	35
Tableau. II.19. Caractéristiques des éléments structuraux	35
Tableau III.1. Les Types de poutrelles	39
Tableau III.2. Combinaisons d'action	40
Tableau III.3. Les moments isostatiques max en travées	42
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 3)	43
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type3)	43
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage habitation (type 3)	44
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage habitation (type 3) ...	44
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage bureaux (type 3)	44
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage bureaux (type 3)	44
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type3)..	44
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 3)..	45
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (Type 1)	45
Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type1)	45
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type2)	45
Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type2)	45
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage habitation (type 1)	46
Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage habitation (type 1)	46
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage habitation (type 2)..	46
Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage habitation (type 2)..	46
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage habitation (type 4)...	46
Tableau III.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage habitation (type 4)....	47

Liste des tableaux

Tableau.III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage bureaux (type 2).....	47
Tableau.III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage bureaux (type 2).....	47
Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commerce (type 1) ...	47
Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commerce (type 1) ...	47
Tableau III.26. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commerce (type 2) ...	48
Tableau III.27. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commerce (type 2)...	48
Tableau III.28. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commerce (type 4) ...	48
Tableau III.29. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commerce (type 4) ...	48
Tableau III.30. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commerce (type 5)...	48
Tableau III.31. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commerce (type 5)...	48
Tableau III.32. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible	54
Tableau III.33. Le ferrailage des différentes poutrelles	54
Tableau III.34. Evaluation de la flèche dans les autres planchers.....	55
Tableau III.35. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.....	55
Tableau III.36. Résultats de ferrillages du 1 ^{er} type de dalle.....	61
Tableau III.37. Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....	62
Tableau III.38. Calcul de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	64
Tableau III.39. Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....	66
Tableau III.40. Résultats de ferrillages du 3 ^{ème} type de dalle en travée.....	68
Tableau III.41. Résultats de ferrillages du 3 ^{ème} type de dalle aux appuis.....	68
Tableau III.42. Calcul de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	73
Tableau III.43. Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	74
Tableau III.44. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.....	79
Tableau III.45. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	83
Tableau III.46. Tableau de ferrailage de volées en travée et aux appuis	85
Tableau III.47. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	86
Tableau III.48. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.....	87
Tableau III.49. Tableau de ferrailage de volées en travée et aux appuis	88
Tableau III.50. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	89
Tableau III.51. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.....	89
Tableau III.52. Tableau de ferrailage de volées en travée et aux appuis	90
Tableau III.53. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	91
Tableau III.54. Evaluation de la flèche de l'escalier.....	92
Tableau III.55. Calcul d'armature.....	93
Tableau III.56. Charge permanente revenant à l'acrotère.....	97
Tableau III.57. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	98
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq	104
Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	108
Tableau IV.3. Vérification sous charges verticales.....	111
Tableau IV.4. Vérification sous charges horizontales.....	111
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	112
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	112
Tableau IV.7. Vérification des déplacements.....	113

Liste des tableaux

Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ	114
Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	118
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	120
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	121
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	121
Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres.....	122
Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	124
Tableau V.7. Sollicitations dans les poteaux.....	126
Tableau V.8. Ferrailage des poteaux.....	128
Tableau V.9. Calcul des armatures transversales.....	128
Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux.....	130
Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	131
Tableau V.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	131
Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux.....	132
Tableau V.14. Vérification de la zone nodale.....	133
Tableau V.15. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x.....	138
Tableau V.16. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	138
Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	139
Tableau V.18. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	139
Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	140
Tableau VI.1. Sollicitations agissants sur la poutre de rigidité	151
Tableau VI.2. Ferrailage de la poutre de rigidité	151
Tableau VI.3. Section des armatures du voile périphérique	154
Tableau VI.4. Contraintes dans le béton	156

INDEXE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E	Séisme
G	Charges permanentes
M	Charges d'exploitations à caractère particulier.
Q	Action variables quelconque.
S	Action dues à la neige.
W	Action dues au vent.
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.
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_{ci}	Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge 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.

Introduction Générale

Introduction générale :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance. Il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+7+2 sous sol) qui regroupe à la fois commerces au niveau du sous sol et RDC, bureaux au niveau du 1^{er} étage et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) étant donné qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en 6 chapitres :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements sont donné au premier chapitre.
- Le pre-dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère au chapitre trois.
- Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel SAP 2000 V 14.
- Le calcul du ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
- Dans le sixième chapitre l'étude des fondations.

Chapitre I

I.1. Introduction :

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

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment (R+ 7 + 2 Entre sol) à usage multiple, est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 » dans le groupe **2B**, ayant une importance moyenne.

Cet ouvrage est implanté dans la ville d'Akbou, wilaya de Bejaia classée comme zone de moyenne sismicité (*Zone IIa*), le site catégorie S2 selon le RPA 99 version 2003. Le site se trouve sur un terrain en pente assez abrupte orientée Ouest-Est.

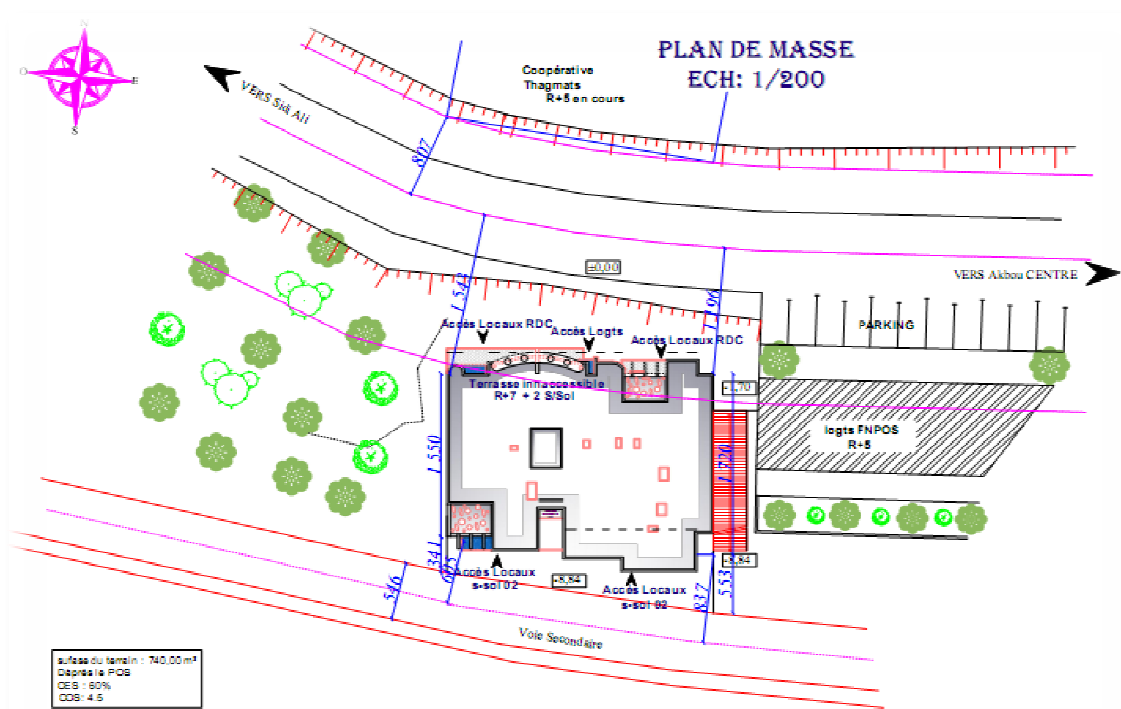


Fig. I.1 : Plan de situation.

I.3. Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment est de forme sensiblement rectangulaire avec un décrochement en plan qui reste dans les limites admissibles du RPA 99 version 2003, l'ouvrage étudié est caractérisé

Par :

- Hauteur totale du bâtiment : 32.34m.
- Hauteur d'étage courant : 2.86m.
- Hauteur du R.D.C : 2.86m/4.73m/3.88m
- Hauteur de sous pente : 2.86m
- Hauteur de entre sol 1: 2.86m/3.71m/
- Hauteur de entre sol 2: 3.88m/4.73m
- Longueur : 24.00m
- Largeur : 17.60m
- La surface totale du bâtiment : 422.4m².

La structure de notre bâtiment est en béton armé avec un contreventement mixte, le RPA99 version 2003 exige l'introduction des voiles, pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en **Zone IIa**. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.4. Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours aux :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.

I.5. Les matériaux :

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire les exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93(équivalent BAEL 91) à savoir ;

I.5.1. Le béton : C'est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Caractéristiques mécaniques du béton :

a) Résistance à la compression :

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

Pour notre étude la résistance à la compression du béton est prise égale à 25 MPa.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

b) Résistance à la traction f_{ij} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{ij} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

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

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : **BAEL91 (article A.5.1.211)**

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module de déformation longitudinale du béton :

on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}. \quad \text{BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3}$.

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

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

$$E_{i28}=32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28}=10721.40 \text{ MPa}$$

e) Module déformation transversale du béton :

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3).

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

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

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

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

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

f) Diagramme contraintes déformations

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

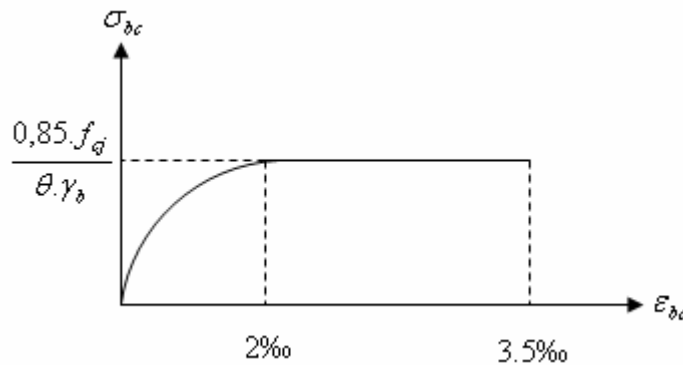


Figure .I. 2: Diagramme contrainte-déformation pour le béton.

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

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

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

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (cas\ courants) \\ 1.15 (combinaisons\ accidentelles) \end{cases}$$

I.5.2 Les aciers :

Leurs rôles est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

a) Résistance caractéristique de l'acier :

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

- **Contraintes limites σ_s**

✓ à ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tel que} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ à ELS : **BAEL91 (article A.4.5.32)**

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable:

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treillis soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences.

b) Principales armatures utilisées :

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

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

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

I.6. CONCLUSION :

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

Tab I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)	
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25	
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable		14,2
		*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})		15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}		32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}		10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400	
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$	
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle		400
		*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN		/
		*FN	240
*FTN		176	

Chapitre II

II.1. Introduction :

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, comportant :

- Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).
- Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.2.1. Eléments secondaires :

II.2.1.1. Les planchers :

On a deux types de planchers :

A. Plancher à corps creux :

A.1. Dimensionnement :

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivants la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

Selon la vue en plan et suivant le sens de disposition des poutrelles indiqué sur la figure :

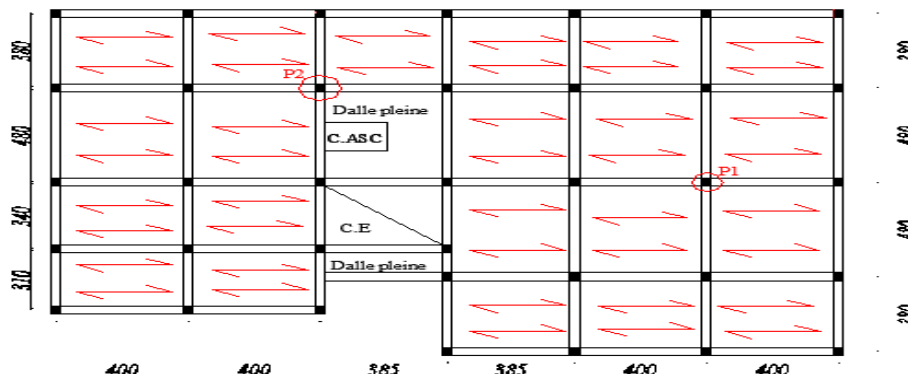


Fig. II.2 : Disposition des poutrelles.

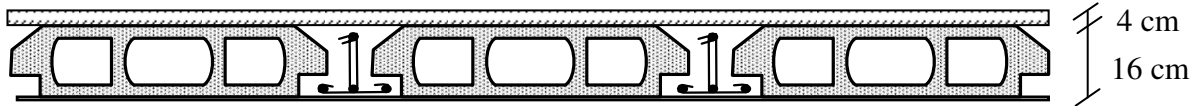
$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm.}$$

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

Avec : $h_{cc} = 16\text{cm}$: Hauteur du corps creux.

$H_{ddc} = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.



A.2. Les poutrelles : Figure II.1 : Plancher à corps creux

➤ **Définition :**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

➤ **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon le deuxième critère et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure II.2 .

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

- **Détermination de la largeur de la table de compression :**

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

Avec :

h : Hauteur du plancher = 16cm.

b : Largeur de la table de compression.

b_0 : 10cm (forfaitairement).

l_x : distance entre nus des deux poutrelles

l_y : Travée minimale entre nus d'appui dans le sens de la disposition des poutrelles.

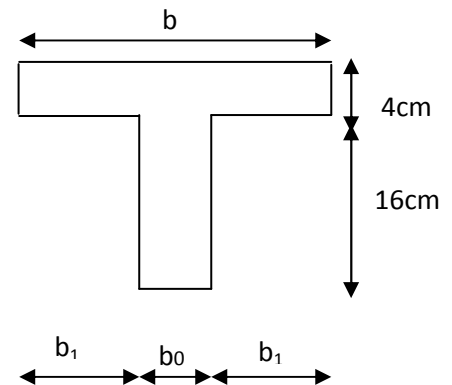


Fig. II.3 : Schéma d'une poutrelle.

$$l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$l_y = 385 - 30 = 355 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

Soit :

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

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

D'où :

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

B. Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ Critère de résistance :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

➤ Coupe-feu :

$$e \geq 7 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

$$e \geq 1 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.} \quad (\text{BAEL93})$$

➤ 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.

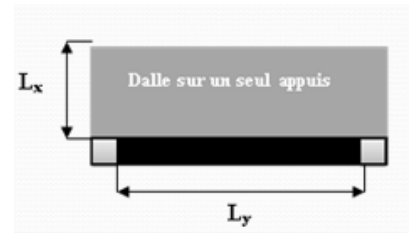
Notre projet comporte quatre types de dalles pleines :

1) Dalle sur 01 appui :

$$l_x = 100 \text{ cm}$$

$$l_y = 330 \text{ cm}$$

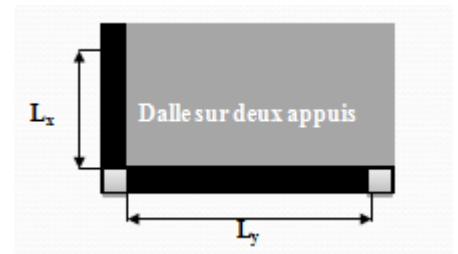
$$e \leq \frac{100}{20} = 5 \text{ cm}$$

**2) Dalle sur 02 appuis :**

$$l_x = 130 \text{ cm}$$

$$l_y = 370 \text{ cm}$$

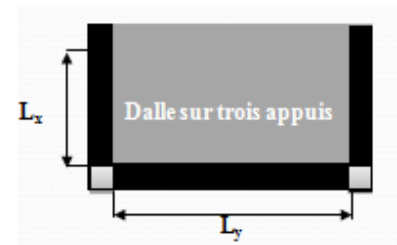
$$e \leq \frac{130}{20} = 6.5 \text{ cm}$$

**3) Dalle sur 03 appuis :**

$$l_x = 150 \text{ cm}$$

$$l_y = 355 \text{ cm}$$

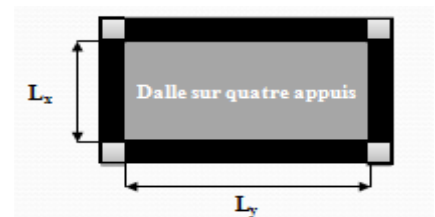
$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 3.33 \text{ cm} \leq e \leq 3.785 \text{ cm}$$

**4) Dalle sur 04 appuis :**

$$l_x = 355 \text{ cm}$$

$$l_y = 440 \text{ cm}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 7.88 \text{ cm} \leq e \leq 8.87 \text{ cm}$$



Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faible, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition d'isolation phonique $e \geq 14 \text{ cm}$

D'où on opte pour une épaisseur :

- $e = 14 \text{ cm}$ (dalle intérieure) et $e = 12 \text{ cm}$ (balcons)

II.2.1.2. Les escaliers :**1). Terminologie :**

- La marche est la partie horizontale, là où l'on marche.
- La contremarche est la partie verticale, contre la marche.
- L'embranchement est la longueur utile de chaque marche.
- Le giron est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.

- La paillasse supporte les marches. - Volée c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

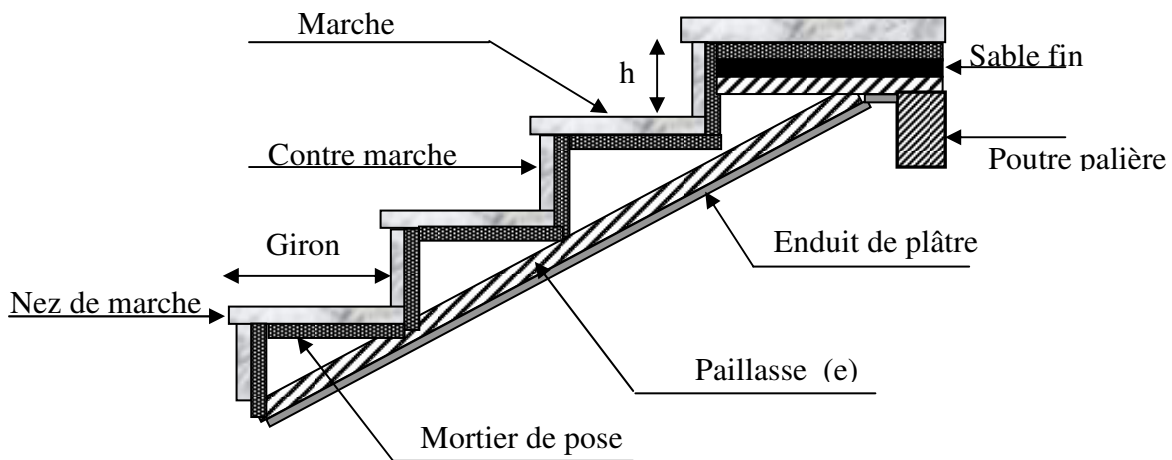


Fig. II.4. Détail d'un escalier

2) Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet trois types d'escalier :

- Escalier à trois volées.
- Escalier à quatre volées
- Escalier à deux volées.
- Escalier balancé.

3) Pré-dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n-1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

➤ **Types 1 (Escalier à trois volées) (E-S)1:**

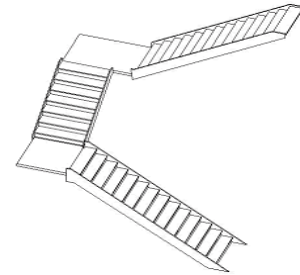
Volée 01 :

• **épaisseur de la paillasse :**

La longueur développée est : $l = l_v + l_p$

Avec : l_v : longueur de la volée

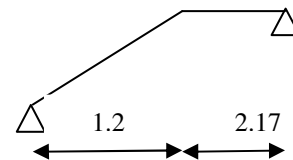
L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).



$$\left\{ \begin{array}{l} l = \sqrt{1.2^2 + 0.85^2} + 2.17 = 4.2m \\ \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{420}{30} \leq e \leq \frac{420}{20} \Rightarrow 14cm \leq e \leq 21cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

Fig. II.5. : Escalier à trois volées

On prend : **e = 14 cm.**



• **Calcul de h et g :** On a : $l_0 = 1.20$ m

$$h_0 = 0.85 \text{ m}$$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64+2H_0+L_0) n + 2H_0 = 0$

On trouve : $n = 5$ c.-à-d. : $\left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ contre marches.} \\ 4 \text{ marches.} \end{array} \right.$

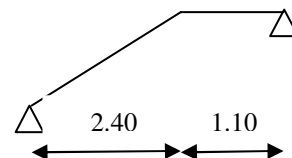
$$g = \frac{l_0}{4} \Rightarrow g = \frac{120}{4} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{h_0}{5} \Rightarrow h = \frac{85}{5} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

$$\alpha(^{\circ}) = \text{tg}^{-1}(h_0 / l_0) = 35.31$$

Volée 2 et 3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} n=9 \\ (n-1)=8 \\ \alpha(^{\circ}) = 32.51 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ e = 14 \text{ cm} \end{array} \right.$$



➤ Type 2 (Escalier à deux volées) du 1^{er} étage au 7^{me} étage :

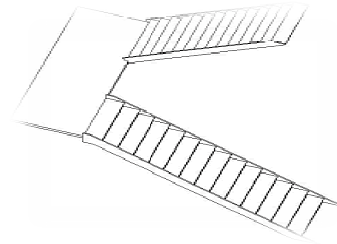
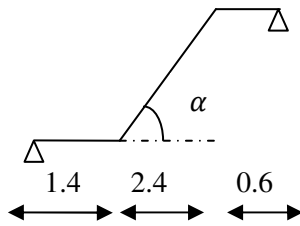


Fig. II.6. : Escalier à deux volées.

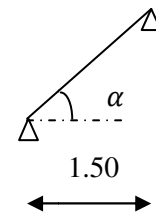
Volée 1 et 2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} n=9 \\ (n-1)=8 \\ \alpha(^{\circ})=32.51 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} g=30 \text{ cm} \\ h=17 \text{ cm} \\ e=17 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Escalier à deux volées RDC -1.7 vers -0.85 vers s-pente:

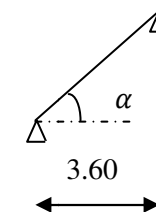
Volée 1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} n=5 \\ (n-1)=4 \\ \alpha(^{\circ})=35.31 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} g=30 \text{ cm} \\ h=17 \text{ cm} \\ e=14 \text{ cm} \end{array} \right.$$



Volée 2 :

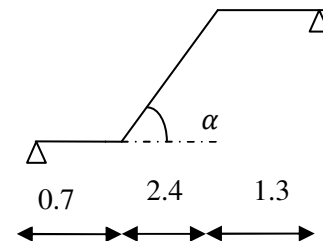
$$\left\{ \begin{array}{l} n=13 \\ (n-1)=12 \\ \alpha(^{\circ})=31.54 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} g=30 \text{ cm} \\ h=17 \text{ cm} \\ e=14 \text{ cm} \end{array} \right.$$



• Escalier à deux volées RDC – 1.7 vers s-pente :

Volée 1 et 2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} n=9 \\ (n-1)=8 \\ \alpha(^{\circ})=32.51 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} g=30 \text{ cm} \\ h=17 \text{ cm} \\ e=17 \text{ cm} \end{array} \right.$$



➤ **Type 3 (Escalier à quatre volées) RDC:**

Volée 1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} n=6 \\ (n-1)=5 \\ \alpha(^{\circ})=34.21 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} g=30 \text{ cm} \\ h=17 \text{ cm} \\ e=14 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Volée 2 et 3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} n=8 \\ (n-1)=7 \\ \alpha(^{\circ})=32.92 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} g=30 \text{ cm} \\ h=17 \text{ cm} \\ e=14 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Volée 4 :

$$\left\{ \begin{array}{l} n=7 \\ (n-1)=6 \\ \alpha(^{\circ})=33.46 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} g=30 \text{ cm} \\ h=17 \text{ cm} \\ e=14 \text{ cm} \end{array} \right.$$

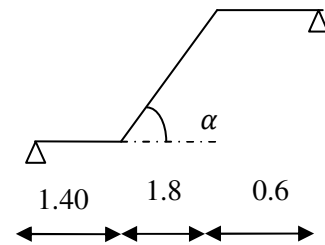
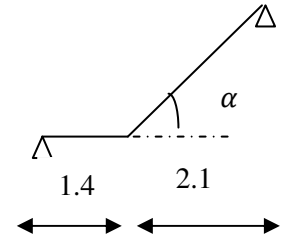
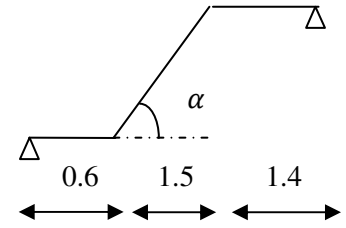


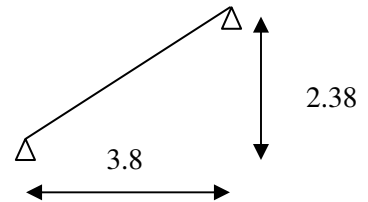
Fig II.7: Schéma statique de l'escalier à quatre volées

➤ **Type 4 : Escalier duplex:**

On a : $H_t = 238 \text{ cm}$, $h = 17 \text{ cm}$

$$n = 238 / 17 \quad l = 380 \text{ m}$$

On trouve : $n = 14$ c.-à-d. : $\left\{ \begin{array}{l} 14 \text{ contre marches.} \\ 13 \text{ marches.} \\ e = 17 \text{ cm} \end{array} \right.$



Eléments principaux :

II.2.2.1. Les poutres :

A. Les poutres principales (P.P) :

Ce sont les poutres destinées à reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

A.1. Pré dimensionnement :

• **Critère de rigidité : (BAEL 91) :**

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

h_{pp} : hauteur de la poutre.

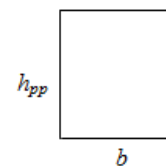


Fig. II.8. Coupe verticale d'une poutre

L_{max} : distance maximale de la poutre principale entre nus d'appuis.

D'où :

$$L_{max} = 480 - 40 = 440 \text{ cm.} \Rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 44 \text{ cm}$$

On prend: $h_{pp} = 40 \text{ cm.}$

- **Vérification selon RPA :** selon les recommandations du RPA 99(version 2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots(1) \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4.00 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Soit : } h_{pp} = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm.} \\ (2) \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Conditions vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA sont vérifiées, donc, on prend pour toutes les poutres principales une section :

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

B. Les poutres secondaires (P.S) :

Ce sont des poutres disposées dans le sens parallèle aux poutrelles, elles ont un rôle homologue à celui des poutrelles (reprendre les charges prévenants du plancher).

B.1. Pré dimensionnement :

- **Critère de rigidité**

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

L_{max} : portée maximale entre nu d'appuis de deux poutres principales, (longueur max d'une poutre secondaire).

$$L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm} \Rightarrow 24,66 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 37 \text{ cm.}$$

On prend : $h_{ps} = 35 \text{ cm.}$

- **Vérification selon RPA :** selon les recommandations du RPA 99(version 2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots(1) \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4.00 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Soit : } h_{ps} = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ (2) \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées}$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, donc, on prend pour toutes les poutres secondaires une section :

b × h = (30 × 35) cm²

II.2.2.2. LES VOILES :

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

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

h_e : hauteur libre d'étage.

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

Dans notre cas on a :

$a \geq \frac{473}{20} \Rightarrow a \geq 23.65 \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte pour

le sous sol 2 un voile : $a = 25 \text{ cm}$.

$a \geq \frac{388}{20} \Rightarrow a \geq 19.4 \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte pour le RDC un voile : $a = 20 \text{ cm}$.

$a \geq \frac{371}{20} \Rightarrow a \geq 18.55 \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte pour le sous sol 1 un voile : $a = 20 \text{ cm}$.

$a \geq \frac{252}{20} \Rightarrow a \geq 12.6 \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte pour le niveau sous pente un voile : $a = 15 \text{ cm}$.

$a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a \geq 14.3 \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte pour les autres niveaux un voile : $a = 15 \text{ cm}$.

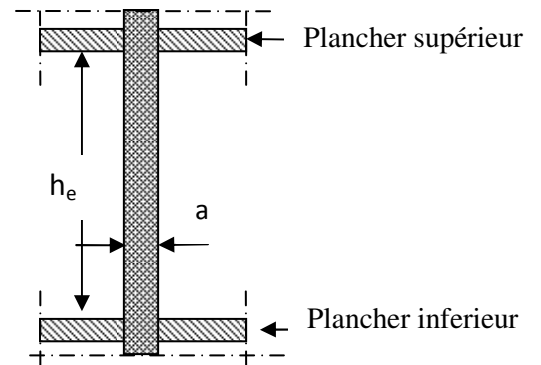


Fig. II.9. Coupe verticale d'un voile

II.2.2.3. Les poteaux :

Sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les

règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

➤ **Conditions de RPA99 (2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Pour les poteaux circulaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 25 \quad \text{Zone I} \\ D \geq 30 \quad \text{Zone II}_a \\ D \geq 35 \quad \text{Zone II}_b, \text{ III} \\ D \geq \frac{h_e}{15} \end{array} \right.$$

Préalablement on adopte des sections pour les poteaux données dans le tableau ci-dessous qui vérifient les conditions de RPA99 (2003), après avoir effectué la descente de charge pour les poteaux P1 et P2 (figure II.2.). On vérifie les sections des différents étages à la compression et à la stabilité de forme (flambement)

Entre sol 1 et entre sol 2	50×50
RDC, sous-pente et étage 1	45×45
Etages, 2, 3, 4	40×40
Etages 5,6	35×35
Etages 7	30×30
Poteaux circulaires	D 50

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation pour les différents planchers est résumé dans les tableaux suivants conformément au (DTR BC.2.2).

1. Plancher terrasse inaccessible (cage de l'ascenseur) :

Tableau. II.1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (cage d'ascenseur)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Dalle pleine	0.14	25	3.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.065	22	1.43
Charge permanente totale	G =6.32 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Q=1KN /m ²		

2. Plancher terrasse (inaccessible) :

Tab .II.2. : Evaluation des charges du plancher terrasse (inaccessible) :

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Gravillons d'étanchéité	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouche	06	0.02	0.12
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Plancher à corps creux	/	/	2.85
Forme de pente	22	0.065	1.43
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28

$$G_{terr} = 5.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{terr} = 1 \text{ KN/m}^2$$

3. Plancher étage courant ou commercial :

Tab .II.3. : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant :

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Cloison de séparation	10	0.1	01
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36

Plancher à corps creux	/	/	2.85
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28

$$G_{\text{étage}} = 5.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (usage d'habitation).}$$

$$Q_{\text{étage}} = 2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (usage de bureau).}$$

$$Q_{\text{étage}} = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ (usage commercial).}$$

4. Dalle pleine (balcon) :

Tab .II.4. : Evaluation des charges dans les balcons.

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Dalle pleine	25	0.14	3.5
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

$$G_{\text{balcon}} = 4.98 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (cas de balcons)}$$

5. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

Tab .II.5. : Evaluation des charges dans les murs extérieurs :

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuses	09	0.15	1.35
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	09	0.1	0.9
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28

$$G_{\text{murs ext}} = 2.93 \text{ KN/m}^2.$$

6. Murs intérieurs (séparation) :

Tab .II.6. : Evaluation des charges dans les murs intérieurs :

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Brique creuse	09	0.1	0.9
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28

$G_{murs\ int} = 1.46\ KN/m^2$.

7. L'acrotère :

Evaluation des charges :

a. Les charges permanentes :

• Le poids propre :

$G = \gamma_b \times S \times 1$

S : Surface de l'acrotère

$S = S_1 + S_2 + S_3$

$S = (60 \times 15) + (7 \times 10) + 0,5(10 \times 3)$

$S = 985\ cm^2 = 0,0985\ m^2$

Donc: $G = 25 \times 0,0985 \times 1$

$G = 2.4625\ KN/ml$.

• Enduit de ciment :

➤ Enduit extérieure : (e=1,50cm)

$G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0,015 \times 0,6 = 0,18\ KN / ml$

➤ Enduit intérieure : (e=2cm)

$G_2 = \rho \times e \times h = 20 \times 0,02 \times 0,6 = 0,24\ KN / ml$

D'où : $G_T = G + G_1 + G_2 = 2.4625 + 0,18 + 0,24$

Alors : $G_T = 2,62\ KN/ml$. (charge permanente totale)

a. La charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation pour l'acrotère (selon le DTR BC 2.2) est : $Q = 1\ KN/ml$.

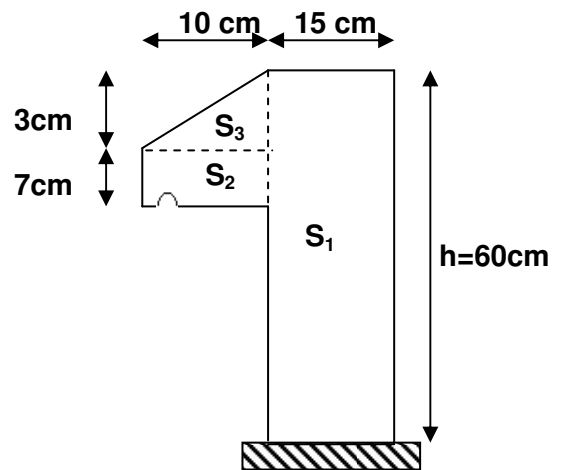


Figure II.10 : Coupe verticale d'un acrotère

8. Les escaliers :

➤ Palier :

Tab .II.7. : Evaluation des charges dans les paliers :

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Palier	25	0.17	4.25
		0.14	3.5
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

$G_{\text{palier}} = 4.98 \text{ KN/m}^2$ (palier de 14 cm). $G_{\text{palier}} = 5.73 \text{ KN/m}^2$ (palier de 17 cm).

$G_{\text{palier}} = 4.32 \text{ KN/m}^2$ (palier balancé de 14 cm).

$Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

➤ Volée :

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 : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e$.

Vertical: $\gamma.e \cdot (h/g)$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit

Tab .II.8. : Evaluation des charges dans les volées :

Désignation	Poids volumiques KN/m ³	Epaisseurs (m)	Poids G KN/m ²
Les marches	22	0.17/2	1.87
Carrelage horizontal	22	0.02	0.44

Carrelage vertical	22	0.02×0.17/0.30	0.25
Mortier de pose horizontal	20	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	20	0.02×0.17/0.30	0.22
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28

$$G_2 = 3.46 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{volée}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

9. Tableau récapitulatif des charges sur les volées :

Tableau .II.9. Récapitulatif des charges sur les volées

Type d'escaliers	Etage	$G_{\text{volée}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$Q \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Type 1	0.14/cos35.31	7.75	2.5
	0.14/cos32.51	7.61	
Type 2	0.14/cos35.31	7.75	
	0.14/cos31.54	7.56	
	0.17/cos32.51	8.50	
Type 3	0.14/cos34.21	7.69	
	0.14/cos 32.92	7.62	
	0.14/cos33.46	7.65	
Type 4	0.17/cos 32.05	8.47	

II.4. Décence de charge :

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

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux **P1** et **P2**

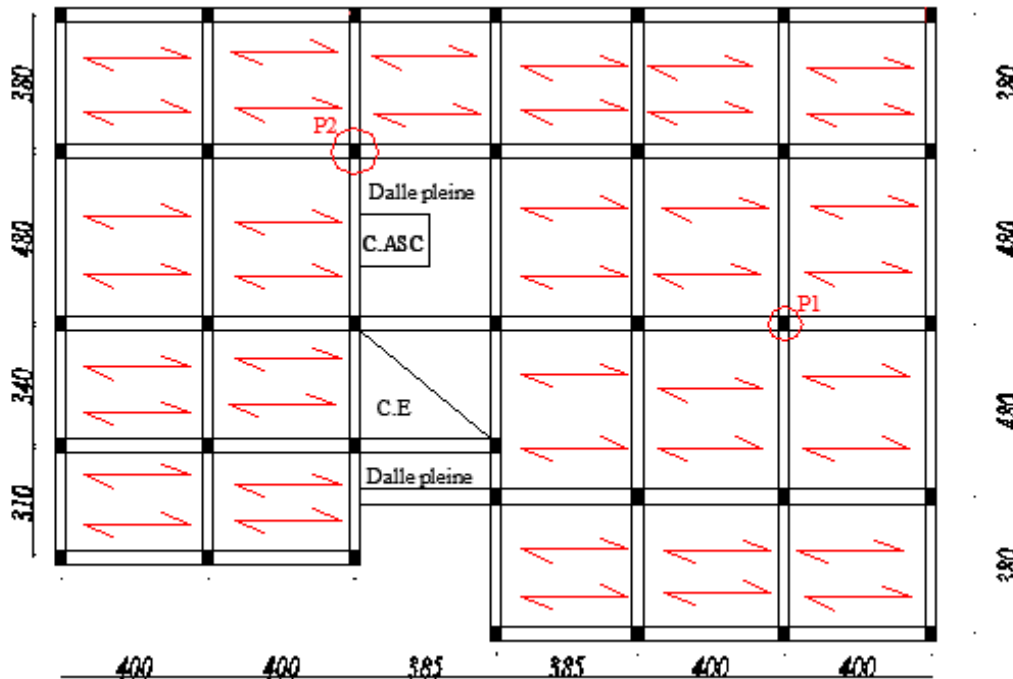


Figure II.11 : Plan de repérage des poteaux P1 et P2

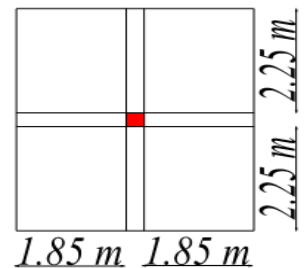
II.4.1. Descente des charges pour le poteau P1 :

- Calcul des surfaces afférentes :

❖ Terrasse inaccessible, entre sol 1 et 2, et sous pente :

- Pour les charges d'exploitations :

$$S = (1.85+0.3+1.85) \times (2.25+0.3+2.25) = 19.2\text{m}^2$$



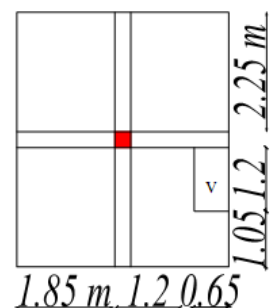
❖ Plancher de l'étage 2, 4, 6 :

- Pour les charges d'exploitations :

$$S = [(1.85+0.3+1.85) \times (2.25+0.3)] + [(1.85+0.3) \times 2.25]$$

$$+ [(1.2 \times 2.25)] + [(1.05 \times 0.65)]$$

$$S = 18.42 \text{ m}^2.$$



- Pour les charges permanentes :

$$S = (1.85 \times 2.25) \times 3 + (1.2 \times 2.25) + (1.05 \times 0.65)$$

$$S = 15.87 \text{ m}^2.$$

❖ Plancher de l'étage 1, 3, 5 :

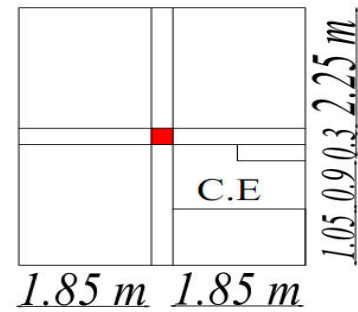
➤ Surface du corps creux :

- Pour les charges d'exploitations :

$$S = (1.85+0.3+1.85) \times (2.25+0.3+2.25) = 19.2 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes

$$S = (1.85 \times 2.25) \times 4 = 16.65 \text{ m}^2.$$



➤ Surface escalier :

$$S = (0.9 \times 0.75) = 0.675 \text{ m}^2 \text{ (volée)}$$

$$S = (0.95 \times 0.9) = 1.93 \text{ m}^2 \text{ (volée)}$$

$$S = (0.95 \times 0.95) = 0.90 \text{ m}^2 \text{ (palier)}$$

❖ RDC :

- Pour les charges d'exploitations :

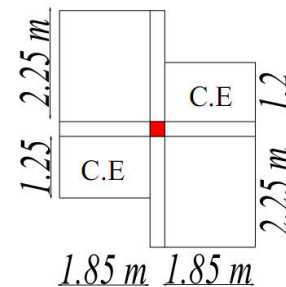
$$S = [(1.85+0.3) \times (2.25+0.3)] \times 2$$

$$S = 10.96 \text{ m}^2.$$

- Pour les charges permanentes :

$$S = (1.85 \times 2.25) \times 2$$

$$S = 8.32 \text{ m}^2.$$



Escalier :

$$S_1 = (1.2 \times 1.85) = 2.22 \text{ m} \text{ (volée)}$$

$$S_2 = (1.25 \times 1.85) = 2.31 \text{ m} \text{ (volée)}$$

➤ Poids propre des poutres :

- $G_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.25 + 2.25) = 13.5 \text{ KN}$

- $G_{ps} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.85 + 1.85) = 9.71 \text{ KN}$

➤ Poids des poteaux :

- $G_{\text{poteau}} = b \times h \times l \times \rho_{\text{beton}}$

Tableau. II.10. Poids propre des poteaux

poteaux	Section (cm ²)	Hauteur libre (m)	G _{pot} (KN)
Entre sol 2	50×50	3.68	23
Entre sol 1	50×50	2.66	16.62

RDC	45x45	2.66	13.46
Sous pente	45x45	2.32	11.74
Etage 1	45x45	2.66	13.46
Etages, 2, 3, 4	40x40	2.66	10.64
Etages 5,6	35x35	2.66	8.14
Etages 7	30x30	2.66	5.98

1.2. Calcul du poids des éléments :

Tableau. II.11. Poids des éléments

Eléments		Poids (KN/m ²)	Surface (m ²)	Poids (KN)
Plancher terrasse inaccessible		5.75	16.65	95.73
Plancher d'étage	E-S 1,2 et sous pente	5.33	16.65	95.73
	Etages 1, 3, 5	5.33	16.65	95.73
	Etages 2, 4,6	5.33	15.87	84.58
	RDC	5.33	8.32	44.34

4.3. Calcul des charges d'exploitations :

La loi de dégression (DTR-BC2-2) :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des plancher des étages 1,2,..... n numérotés à partir du sommet du bâtiment

A chaque niveau Q est déterminent comme suite :

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

4.4. Tableau récapitulatif du poids des éléments :

Tableau. II.12. Descente de charges pour le poteau P1

niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	95.73	19.2
	PP (30*40) cm ²	13.5	
	PS (30*35) cm ²	9.71	

	Poteau (30*30) cm ²	5.98	
	Total	124.92	19.2
N1	Venant de N ₀	124.92	46.83
	Plancher d'étage 6 (20+4) cm	84.59	
	PP (30*40) cm ²	13.5	
	PS (30*35) cm ²	9.71	
	Poteau (35*35) cm ²	8.14	
	Total	240.86	46.83
N2	Venant de N ₁	240.86	72.81
	Plancher d'étage 5 (20+4) cm	95.73	
	PP (30*40) cm ²	13.5	
	PS (30*35) cm ²	9.71	
	Escaliers (pallier + volée)	25.38	
	Poteau (35*35) cm ²	8.14	
	Total	373.32	72.81
N3	Venant de N ₂	373.32	94.85
	Plancher d'étage 4 (20+4) cm	84.59	
	PP (30*40) cm ²	13.5	
	PS (30*35) cm ²	9.71	
	Poteau (40*40) cm ²	10.64	
	Total	491.76	94.85
N4	Venant de N ₃	491.76	115.13
	Plancher d'étage 3 (20+4) cm	95.73	
	PP (30*40) cm ²	13.5	
	PS (30*35) cm ²	9.71	
	Escaliers (pallier + volée)	25.38	
	Poteau (40*40) cm ²	10.64	
	Total	646.72	115.13
N5	Venant de N ₄	646.72	131.59
	Plancher d'étage 2 (20+4) cm	84.58	
	PP (30*40) cm ²	13.5	
	PS (30*35) cm ²	9.71	
	Poteau (40*40) cm ²	10.64	
	Total	765.15	131.59
N6	Venant de N ₅	765.15	145.29
	Plancher d'étage 1 (20+4) cm	95.73	
	PP (30*40) cm ²	13.5	
	PS (30*35) cm ²	9.71	
	Escaliers (pallier + volée)	25.38	
	Poteau (45*45) cm ²	13.46	
	Total	922.93	145.29
N7	Venant de N ₆	922.93	159.01
	Plancher sous pente (20+4) cm	95.73	
	PP (30*40) cm ²	13.5	
	PS (30*35) cm ²	9.71	
	Poteau (45*45) cm ²	11.74	
	Total	1053.61	159.01
	Venant de N ₇	1053.61	

N8	Plancher RDC (20+4) cm	44.34	270.92
	PP (30*40) cm ²	13.5	
	PS (30*35) cm ²	9.71	
	Escaliers (volée)	36.4	
	Poteau (45*45) cm ²	13.46	
	Total	1171.02	270.92
N9	Venant de N ₈	1171.02	366.92
	Plancher entre sol 1 (20+4) cm	95.73	
	PP (30*40) cm ²	13.5	
	PS (30*35) cm ²	9.71	
	Poteau (50*50) cm ²	16.62	
	Total	1306.58	
N10	Venant de N ₉	1306.58	462.92
	Plancher entre sol 2 (20+4) cm	95.73	
	PP (30*40) cm ²	13.5	
	PS (30*35) cm ²	9.71	
	Poteau (50*50) cm ²	23	
	Total	1448.52	
N _s =G _t + Q _t		N _s =1911.44 KN	
N _u = 1.35G _t + 1.5 Q _t		N _u =2649.88 KN	

5. Descente des charges pour le poteau P2 :

5.1. Calcul des surfaces afférentes :

❖ Terrasse inaccessible et plancher d'étage courent 1 à 6 :

➤ Corps creux

- Pour les charges d'exploitations

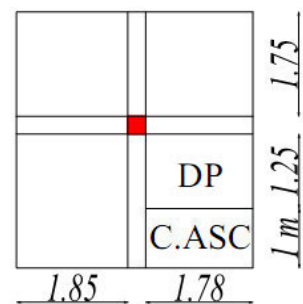
$$S = (1.75+0.3) \times (1.85+0.3+1.78) + (1.85+0.3) \times 2.25$$

$$S = 6.9 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes

$$S = (1.75) \times (1.85+1.78) + (1.85 \times 2.25)$$

$$S = 10.51 \text{ m}^2$$



➤ Dalle pleine

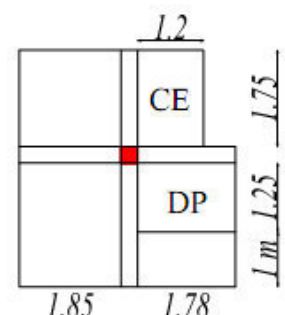
$$S = (1.78 \times 1.25) = 2.22 \text{ m}^2$$

❖ RDC et Entre sol 1 :

➤ Corps creux

- Pour les charges d'exploitations

$$S = (1.85+0.3) \times (2.25+0.3+1.75)$$



$$S = 9.245 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes

$$S = (1.85) \times (2.25 + 1.75)$$

$$S = 7.4 \text{ m}^2$$

➤ **dalle pleine**

$$S = (1.78 \times 1.25) = 2.22 \text{ m}^2$$

➤ **escalier**

$$S = (1.2 \times 1.75) = 2.1 \text{ m}^2 \text{ (volée).}$$

❖ **Entre sol 2 :**

➤ **corps creux**

- Pour les charges d'exploitations

$$S = (1.85 + 0.3) \times (2.25 + 0.3 + 1.75) + (1.78 \times 2.25)$$

$$S = 13.25 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes

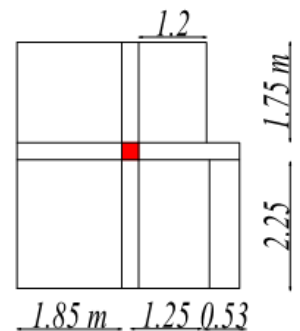
$$S = (1.85) \times (2.25 + 1.75) + (1.78 \times 2.25)$$

$$S = 11.40 \text{ m}^2$$

➤ **Escalier**

$$S = 1.25 \times 2.25 = 2.81 \text{ m}^2 \text{ (palier).}$$

$$S = 1.2 \times 1.75 = 2.1 \text{ m}^2 \text{ (volée).}$$



➤ **Poids propre des poutres :**

- $G_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.25 + 1.75) = 12 \text{ KN}$
- $G_{ps} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.85 + 1.78) = 9.52 \text{ KN}$

➤ **Poids des poteaux :**

- $G_{\text{Poteau}} = b \times h \times l \times \rho_{\text{beton}}$

Tableau. II.13. Poids propre des poteaux

poteaux	Section (cm ²)	Hauteur libre (m)	G _{pot} (KN)
Entre sol 2	50×50	3.68	23
Entre sol 1	50×50	3.51	21.94
RDC	45×45	4.53	22.93
Etage 1	45×45	2.66	13.46
Etages, 2, 3, 4	40×40	2.66	10.64
Etages 5,6	35×35	2.66	8.15
Etages 7	30×30	2.66	5.98

5.2. Calcul du poids des éléments :

Tableau. II.14. Poids des éléments.

Eléments			Poids (KN/m ²)	Surface (m ²)	Poids (KN)
Dalle pleine Ss1 à T inaccessible			4.98	2.22	11.05
Local technique			6.32	2.28	14.41
Plancher terrasse inaccessible			5.75	10.51	60.43
Escalier	E-S 2	Palier	4.98	2.81	13.99
		Volée	7.61	2.1	15.98
	E-S 1, RDC	Volée 1	7.69	2.1	16.15
		Volée 3	7.62	2.1	16
Plancher d'étage courant	Etages 1 à 6		5.33	10.51	56
	Sous sol 1 et RDC		5.33	9.18	48.92
	Sous sol 2		5.33	8.59	45.78

5.3. Tableau récapitulatif du poids des éléments :

Tableau. II.15. Décante de charge pour le poteau P2.

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N0	Local technique	14.41	6.9
	Plancher terrasse inaccessible	60.43	
	Dalle pleine	11.05	
	Poutre principale (30×40) cm ²	12	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.52	
	Poteau (30×30) cm ²	5.98	
	Total	113.39	6.9
N1	Venant de N0	113.39	

	Plancher d'étage 6	56	17.25
	Dalle pleine	11.05	
	Poutre principale (30×40) cm ²	12	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.52	
	Poteau (35×35) cm ²	8.15	
	Total	210.11	
N2	Venant de N1	210.11	26.56
	Plancher d'étage 5	56	
	Dalle pleine	11.05	
	Poutre principale (30×40) cm ²	12	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.52	
	Poteau (35×35) cm ²	8.15	
	Total	306.83	
N3	Venant de N2	306.83	34.84
	Plancher d'étage 4	56	
	Dalle pleine	11.05	
	Poutre principale (30×40) cm ²	12	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.52	
	Poteau (40×40) cm ²	10.64	
	Total	406.03	
	Venant de N3	406.03	42.09
	Plancher d'étage 3	56	
	Dalle pleine	11.05	
	Poutre principale (30×40) cm ²	12	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.52	
	Poteau (40×40) cm ²	10.64	
Total	505.24	42.09	
N4	Venant de N4	505.24	48.3
	Plancher d'étage 2	56	
	Dalle pleine	11.05	
	Poutre principale (30×40) cm ²	12	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.52	
	Poteau (40×40) cm ²	10.64	
	Total	604.45	
N5	Venant de N5	604.45	53.47
	Plancher d'étage 1	56	
	Dalle pleine	11.05	
	Poutre principale (30×40) cm ²	12	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.52	
	Poteau (45×45) cm ²	13.46	
	Total	706.48	
N6	Venant de N6	706.48	60.84
	Plancher d'étage RDC	48.92	
	Dalle pleine	11.05	
	Escalier	32.15	
	Poutre principale (30×40) cm ²	12	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.52	
	Poteau (45×45) cm ²	22.93	

	Total	843.05	60.84
N8	Venant de N7	843.05	122.195
	Plancher entre sol 1	48.92	
	Dalle pleine	11.05	
	Escalier	32.15	
	Poutre principale (30×40) cm ²	12	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.52	
	Poteau (50×50) cm ²	21.94	
	Total	978.63	122.195
N9	Venant de N8	978.63	188.445
	Plancher entre sol 2	45.78	
	Escalier	29.97	
	Poutre principale (30×40) cm ²	12	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.52	
	Poteau (50×50) cm ²	23	
	Total	1098.9	188.445
Ns=Qt+Gt		Ns=1287.345KN	
Nu= 1.35G _t + 1.5 Q _t		Nu = 1766.182KN	

6. Récapitulation des résultantes :

Tableau. II.16. Efforts normaux dans les deux poteaux.

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau P1	1448.52	462.92	2649.88	1911.44
Poteau P2	1098.9	188.445	1766.182	1287.345

Le poteau le plus sollicité est **P1** avec un effort normal égal à : **Nu=2649.88KN**

Selon le CBA (Art B.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%

Après majoration on trouve **Nu : 2914.87KN**

7. Vérifications :

7.1. Vérification des poteaux à la compression simple :

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

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

Tableau. II.17. Vérification des poteaux à la compression simple

Etages	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition $\bar{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{cal} (MPa)	
E-SOL 1 et 2	2914.87	0.50*0.50	14.20	11.65	Vérifier
S – pente et RDC, étage 1	2185.98	0.45*0.45	14.20	10.79	
2,3et 4 ^{eme}	1353.37	0.40*0.40	14.20	8.45	
5et 6 ^{eme}	647.52	0.35*0.35	14.20	5.28	
7 ^{eme}	217.18	0.30*0.30	14.20	2.41	

7.2. Vérification du critère de stabilité de forme :

D’après le (CBA) on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \bar{Nu} = \alpha * \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right] \quad [5]$$

Br= (a-2) × (b-2) ; a et b : dimension du poteau

On prend = 1% Br [2]

γ_b : Coefficient de la sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier =1.15

α : Coefficient tenant compte de l’élancement.

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

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

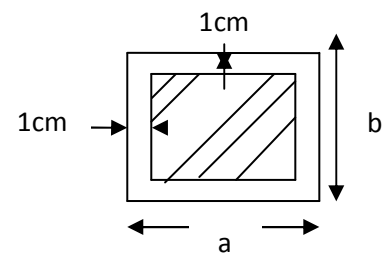


Fig .II.12.Section brute (B_r)

On calcule l'élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ et $l_f = 0.7 * l_0$ Avec

l_f : La longueur de flambement

l_0 : longueur du poteau

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

7.3. Vérification du poteau de sous sol 2 :

$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.68 = 2.57 \text{ m}$

$B = 0.5 * 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$

$I = \frac{0.5 * 0.5^3}{12} = 5.2 * 10^{-3} \text{ m}^4$

$i = \sqrt{\frac{5.2 * 10^{-3}}{0.25}} = 0.144 \text{ m}$

$\lambda = \frac{2.57}{0.144} = 17.84 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.80$

D'après le BAEL 91 on doit vérifier $Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]} \Rightarrow Br \geq 0.1656 \text{ m}^2$

Or nous avons

$Br = (50-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0.23 \text{ m}^2$

$0.23 > 0.1656$; donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau II.18 suivant :

Tableau. II.18. Vérification des poteaux au flambement

Etages	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition $Br \geq Br_{cal}$		Observation
			Br	Br _{cal}	
E-SOL 2	2914.87	0.5*0.5	0.2304	0.1656	
E-SOL 1	2914.87	0.5*0.5	0.2304	0.145	

RDC	2185.98	0.45*0.45	0.1849	0.110	Vérifier
S- pente	2185.98	0.45*0.45	0.1849	0.1087	
étage 1	2185.98	0.45*0.45	0.1849	0.110	
2,3et 4 ^{eme}	1353.37	0.40*0.40	0.1444	0.068	
5et 6 ^{eme}	647.52	0.35*0.35	0.1089	0.033	
7 ^{eme}	217.18	0.30*0.30	0.0784	0.125	

Le tableau ci-dessus résume la vérification au flambement des poteaux de tous les étages, on remarque que les résultats sont vérifiés pour tous les étages, donc il n'ya pas de risque de flambement pour les poteaux.

II.5. Conclusion :

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

Tableau. II.19. Caractéristiques des éléments structuraux

Eléments	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres principales	30	40
Poutres secondaires	30	35
Poteaux du entre sol 1 et 2	50	50
Poteaux du RDC, s-pente ,1 ^{er}	45	45
Poteaux du 2,3et 4 ^{eme}	40	40
Poteaux du 5et 6 ^{eme}	35	35
Poteaux du 7 ^{eme}	30	30

Chapitre III

III.1. Calcul des planchers :**III.1.1. Introduction:**

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ Plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...). Il est constitué de corps creux qui sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

III.1.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

❖ Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées 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. Domaine d'application (B.6.210) :**

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

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

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

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

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.

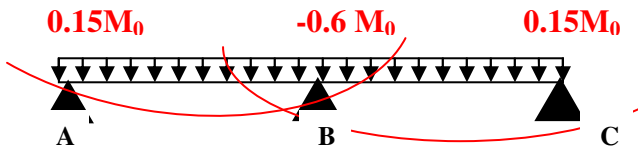


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

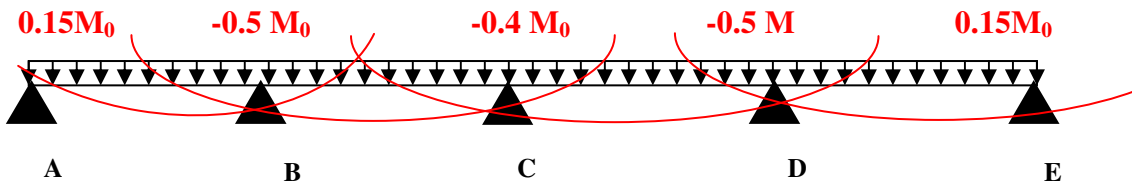


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

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, et α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

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

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 :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

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

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

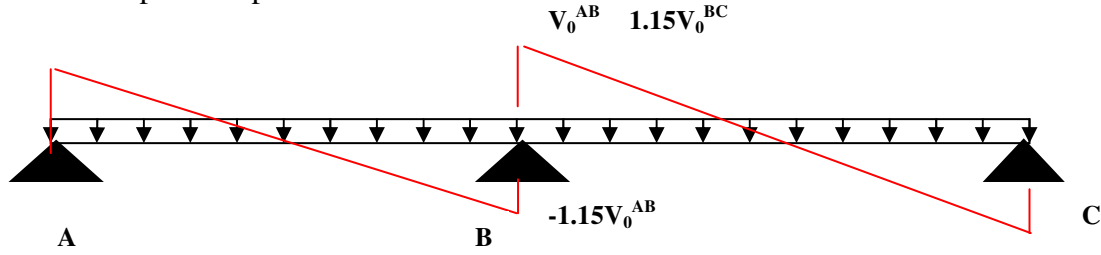


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

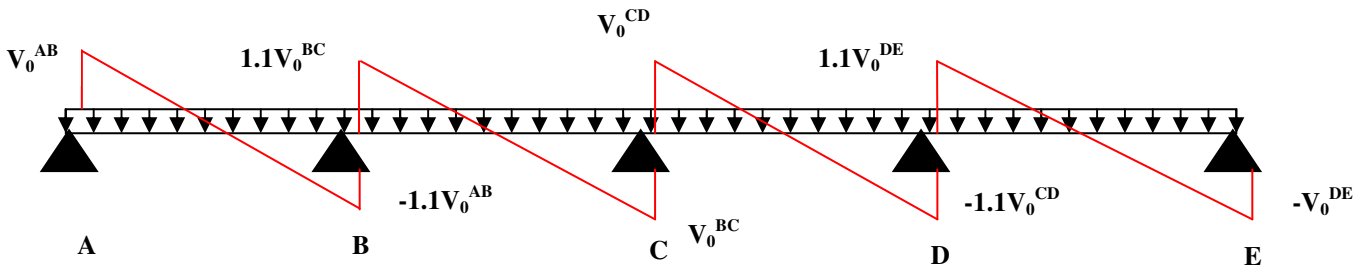


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

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

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d’inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L’amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• Calcul des moments :

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b).En appuis :

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

Tel que :

- ✓ 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 :

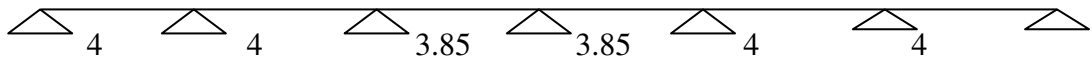

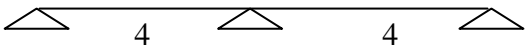
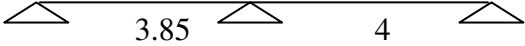
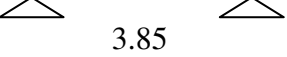
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

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

- Les Différents types de poutrelles :

On a 4 types de poutrelles.

Tableau III.1. Les Types de poutrelles:

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	

- 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 :

$$G = 5.75 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,75 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,02 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,75 + 1) \times 0,65 = 4,39 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant (habitation) :**

$$G = 5,33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.14 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,33 + 1,5) \times 0,65 = 4.44 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant (bureaux) :**

$$G = 5,33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 2,5) \times 0,65 = 7.11 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,33 + 2,5) \times 0,65 = 5.09 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant (commerce) :**

$$G = 5,33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = 9.55 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,33 + 5) \times 0,65 = 6.71 \text{ KN/ml.}$$

• **Combinaisons d’actions et calculs des charges :**

Tableau III.2.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)
Plancher Terrasse inaccessible	5.75	1.0	9.26	6,02	6.75	4.39
Plancher étage (habitation)	5,33	1.5	9.44	6,14	6.83	4,44
Plancher étage (bureaux)	5,33	2.5	10.39	7.11	7.83	5.09
Plancher étage (commerce)	5,33	5	14.69	9.55	10.32	6.71

Exemples de calcul :

• **Application de la méthode forfaitaire pour le 3^{eme} type de poutrelle du plancher terrasse :**

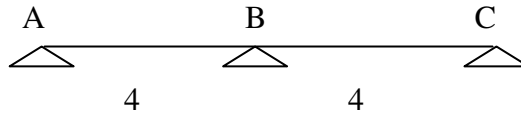
Etude d’une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 3).

a. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.33, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$ vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 4/4 = 1$ compris entre 0.8 et 1.25vérifiée.
- *F.P.N.*vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

b. Calcul des sollicitations :



b.1 Terrasse inaccessible :

À l'ELU :

$$p_u = 6.02 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.39 \text{ KN/m}^2$$

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 isostatique :

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

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

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.02 \times (4)^2}{8} = 12.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.02 \times (4)^2}{8} = 12.04 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.39 \times (4)^2}{8} = 8.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.39 \times (4)^2}{8} = 8.78 \text{ KN.m}$$

Tableau III.3 : Les moments isostatiques max en travées :

Travée	M ₀ (ELU) (KN.m)	M ₀ (ELS)(KN.m)
A-B	12.04	8.78
B-C	12.04	8.78

• Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

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

À l'ELU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(12.04; 12.04) = -7.22 \text{ KNm}.$$

À l'ELS :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(8.78; 8.78) = -5.26 \text{ KNm}$$

• Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.75} = 0.148$$

$$(1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.148 = 1.04$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} = 0.62$$

À l'ELU :

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

Travée AB :

$$M_t + \frac{0 + 7.22}{2} \geq 1.05 \times 12.04 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 12.04 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 9.03 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 7.49 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.03, 7.49) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.03 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0^{BC} = M_0^{AB} \rightarrow \rightarrow \rightarrow M_t^{BC} = M_t^{AB}$$

$$M_t = 9.03 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique à l'ELU :

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

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.02 \times 4}{2} = 12.04 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -13.84 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.02 \times 4}{2} = 13.84 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -12.04 \text{ KN}$$

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

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 3) :

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)
Type 3	AB	4	6.02	12.04	1.81	7.22	9.03	12.04	13.85
	BC	4	6.02	12.04	7.22	1.81	9.03	13.85	12.04

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type3) :

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)
Type 3	AB	4	4.39	8.78	1.32	5.27	6.58
	BC	4	4.39	8.78	5.27	1.32	6.58

b.2 Plancher étage d'habitation :

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans les tableaux suivant:

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage habitation (type 3) :

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)
Type 3	AB	4	6.14	12.26	1.84	7.37	9.41	12.28	14.12
	BC	4	6.14	12.28	7.37	1.84	9.41	14.12	12.28

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage habitation (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _S (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4	4.44	8.88	1.33	5.33	8.88	10.21	6.8
	BC	4	4.44	8.88	5.33	1.33	10.21	8.88	6.8

b. 3 Plancher étage bureaux :

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans les tableaux suivant:

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage bureaux (type 3) :

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)
Type 3	AB	4	7.11	14.23	2.13	8.54	11.32	14.23	16.36
	BC	4	7.11	14.23	8.54	2.13	11.32	16.36	14.23

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage bureaux (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _S (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4	5.09	10.18	1.53	6.11	10.18	11.71	8.10
	BC	4	5.09	10.18	6.11	1.53	11.71	10.18	8.10

b. 4 Plancher étage commercial :

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans les tableaux suivant:

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type3) :

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)
Type 3	AB	4	9.55	19.10	2.87	11.46	16.14	19.10	21.97
	BC	4	9.55	19.10	11.46	2.87	16.14	21.97	19.10

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4	6.71	13.43	2.01	8.06	13.43	15.44	11.35
	BC	4	6.71	13.43	8.06	2.01	15.44	13.43	11.35

Les résultats des autres types des poutrelles sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**
TYPE 1

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (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)
Type 1	AB	4	6.02	12.04	1.81	6.02	9.63	12.04	13.25
	BC	4	6.02	12.04	6.02	4.82	7.22	13.25	13.25
	CD	3.85	6.02	11.16	4.82	4.46	7.08	11.59	11.59
	DE	3.85	6.02	11.16	4.46	4.82	7.08	11.59	11.59
	EF	4	6.02	12.04	4.82	6.02	7.22	12.04	13.25
	FG	4	6.02	12.04	6.02	1.806	9.63	13.25	12.04

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type1) :

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)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4	4.39	8.78	1.32	4.39	7.02	8.78	9.65
	BC	4	4.39	8.78	4.39	3.51	5.27	9.65	9.65
	CD	3.85	4.39	8.13	3.51	3.25	5.16	8.45	8.45
	DE	3.85	4.39	8.13	3.25	3.51	5.16	8.45	8.45
	EF	4	4.39	8.78	3.51	4.39	5.27	8.78	9.65
	FG	4	4.39	8.78	4.39	1.31	7.02	9.65	8.78

TYPE 2 :

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type2) :

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)
Type 2	AB	3.85	6.02	11.16	1.67	6.02	8.71	11.59	12.75
	BC	4	6.02	12.04	6.02	6.02	6.62	13.25	13.25
	CD	4	6.02	12.04	6.02	1.81	9.63	13.25	12.04

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type2) :

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)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.85	4.39	8.13	1.22	4.39	6.34	8.45	9.29
	BC	4	4.39	8.78	4.39	4.39	4.83	9.65	9.65
	CD	4	4.39	8.78	4.39	1.32	7.02	9.65	8.78

➤ Plancher étage d'habitation :

TYPE 1 :

Tableau III.16.Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage habitation (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)
Type 1	AB	4	6.14	12.28	1.84	6.14	10.02	12.28	13.51
	BC	4	6.14	12.28	6.14	4.91	7.57	13.51	13.51
	CD	3.85	6.14	11.38	4.91	4.55	7.40	11.82	11.82
	DE	3.85	6.14	11.38	4.55	4.91	7.40	11.82	11.82
	EF	4	6.14	12.28	4.91	6.14	7.57	12.28	13.51
	FG	4	6.14	12.28	6.14	1.84	10.02	13.51	12.28

Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage habitation (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)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4	4.44	8.88	1.33	4.44	7.25	8.88	9.77
	BC	4	4.44	8.88	4.44	3.55	5.47	9.77	9.77
	CD	3.85	4.44	8.23	3.55	3.29	5.35	8.55	8.55
	DE	3.85	4.44	8.23	3.29	3.55	5.35	8.55	8.55
	EF	4	4.44	8.88	3.55	4.44	5.47	8.88	9.77
	FG	4	4.44	8.88	4.44	1.33	7.25	9.77	8.88

TYPE 2 :

Tableau III.18.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage habitation (type 2) :

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)
Type 2	AB	3.85	6.14	11.38	1.71	6.14	9.06	11.82	13.00
	BC	4	6.14	12.28	6.14	6.14	6.95	13.51	13.51
	CD	4	6.14	12.28	6.14	1.84	10.02	13.51	12.28

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage habitation (type 2) :

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)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.85	4.44	8.23	1.23	4.44	6.55	8.55	9.40
	BC	4	4.44	8.88	4.44	4.44	5.03	9.77	9.77
	CD	4	4.44	8.88	4.44	1.33	7.25	9.77	8.88

TYPE 4

Tableau III.20.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage habitation (type 4) :

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)
Type 4	AB	3.85	6.14	11.38	1.71	7.37	8.45	11.82	13.59
	BC	4	6.14	12.28	7.37	1.84	9.41	14.12	12.28

Tableau III.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage habitation (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _S (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.85	4.44	8.23	1.23	5.33	8.55	9.83	6.11
	BC	4	4.44	8.88	5.33	1.33	10.21	8.88	6.80

➤ Plancher étage de bureaux :

TYPE 2 :

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage bureaux (type 2) :

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)
Type 2	AB	3.85	7.11	13.18	1.98	7.12	10.88	13.70	15.07
	BC	4	7.11	14.23	7.12	7.12	8.47	15.65	15.65
	CD	4	7.11	14.23	7.12	2.13	12.03	15.65	14.23

Tableau III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage bureaux (type 2) :

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)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.85	5.08	9.43	1.41	5.09	7.79	9.80	10.78
	BC	4	5.08	10.18	5.09	5.09	6.06	11.20	11.20
	CD	4	5.08	10.18	5.09	1.53	8.61	11.20	10.18

➤ Plancher étage de commerce :

TYPE 1 :

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commerce (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)
Type 1	AB	4	9.55	19.10	2.87	9.55	17.10	19.10	21.01
	BC	4	9.55	19.10	9.55	7.64	13.28	21.01	21.01
	CD	3.85	9.55	17.70	7.64	7.08	12.91	18.39	18.39
	DE	3.85	9.55	17.70	7.08	7.64	12.91	18.39	18.39
	EF	4	9.55	19.10	7.64	9.55	13.28	19.10	21.01
	FG	4	9.55	19.10	9.55	2.86	17.10	21.01	19.10

Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commerce (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)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4	6.71	13.43	2.01	6.72	12.02	13.43	14.77
	BC	4	6.71	13.43	6.72	5.37	9.34	14.77	14.77
	CD	3.85	6.71	12.44	5.37	4.98	9.07	12.93	12.93
	DE	3.85	6.71	12.44	4.98	5.37	9.07	12.93	12.93
	EF	4	6.71	13.43	5.37	6.72	9.34	13.43	14.77
	FG	4	6.71	13.43	6.72	2.01	12.02	14.77	13.43

TYPE 2

Tableau III.26. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commerce (type 2) :

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)
Type 2	AB	3.85	9.55	17.70	2.66	9.55	15.50	18.39	20.23
	BC	4	9.55	19.10	9.55	9.55	12.32	21.01	21.01
	CD	4	9.55	19.10	9.55	2.87	17.10	21.01	19.10

Tableau III.27. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commerce (type 2) :

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)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.85	6.71	12.44	1.87	6.72	10.89	12.93	14.22
	BC	4	6.71	13.43	6.72	6.72	8.66	14.77	14.77
	CD	4	6.71	13.43	6.72	2.01	12.02	14.77	13.43

TYPE 4

Tableau III.28. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commerce (type 4) :

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)
Type 4	AB	3.85	9.55	17.70	2.66	11.46	14.54	18.39	21.15
	BC	4	9.55	19.10	11.46	2.87	16.14	21.97	19.10

Tableau III.29. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commerce (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.85	6.71	12.44	1.87	8.06	12.93	14.86	10.22
	BC	4	6.71	13.43	8.06	2.01	15.44	13.43	11.35

TYPE 5 :

Tableau III.30. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commerce (type 5) :

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)
Type 5	AB	3.85	9.55	17.70	2.66	2.66	23.81	18.39	18.39

Tableau III.31. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commerce (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.85	6.71	12.44	1.87	1.87	12.93	12.93	16.73

- Ferrailage des poutrelles:

Exemple de calcul plancher terrasse type 3:

$$M_t = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -7.22 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^1, M_0^2) = -1.81 \text{ KN.m}$$

$$V = 12.04 \text{ KN}$$

En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$; la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$; on calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferrailage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=45cm** (b=45cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferrailage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui est égale à **4 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59.807 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M'}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.03 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.03 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.038$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.038) = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.03 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.46 \text{ cm}^2.$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer}. \text{ (ArtA.4.2.1 [1]).}$$

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

$A_{min} < A_t$ Condition vérifiée.

On opte pour 3HA8 avec $A = 1.51 \text{ cm}^2$.

• Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :

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

$$M_u = 7.22 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.22 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.156$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.21$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.21) = 0.164 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{6.18 \times 10^{-3}}{0.167 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2.$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a$ Condition vérifiée.

On opte pour 1HA8+1HA10 avec $A = 1.29 \text{ cm}^2$.

• Calcul de l'armature aux appuis de rive:

$$M_u = 1.81 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.039$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.049$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.049) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{1.54 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 avec $A=0.5 \text{ cm}^2$.

Vérifications à l'ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V^{\max} = 13.85 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{13.85 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.769 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 10 / 10, 8 \} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte pour un étrier $\Phi 6$.

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

• **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions

Suivantes:

$$1). S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2). S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{(III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible ⇒ K=1
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times \frac{0.8 \times 235}{10 \times (0.769 - 0.3 \times 2.1)} = 77.09 \text{ cm}$$

$$St \leq 131.22 \text{ cm}$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 235}{0.1 \times 0.4} = 0.334 \text{ m} = 33.4 \text{ cm}$$

$$St = \min (1; 2; 3)$$

Soit St = 15cm.

• Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure:

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (ArtA.5.3.2 [1])

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

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 13.85 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.9 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n' y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

• Vérification des armatures longitudinales au voisinage des appuis :

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 1.51 + 0.5 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 13.85 \times 10^{-3} / 400 = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$. (Art A.5.1.3.2.1 [1]).

$$A_s = 1.51 + 1.26 = 2.77 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 / 400 (13.85 + 7.22 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Avec : $a_{max}=0.9 \times d=0.9 \times 18=16.2\text{cm}$

$V_u=0.01385\text{MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129\text{MN}$ Condition vérifiée.

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à L'ELU, on a trouvé $A'=0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A'=0.50\text{ cm}^2$.

- **Etat limite d'ouverture des fissures: FPN n'est pas nécessaire.**
- **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins 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.

$$✓ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

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

$$✓ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow$ vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{9.03}{15 \times 13.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0069 \leq \frac{3.5}{f_e} = 0.0087 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.32. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	$M_t(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisit}}(\text{cm}^2)$
En travée	9.03	1.46	1.41	1.51 3HA8
En appui intermédiaire	7.22	1.26	0.26	1.54 1HA14
En appui rive	1.81	0.29	0.26	0.5 1HA8

Pour les autres types de poutrelle du plancher habitations, bureaux, commerce, 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.33. Le ferrailage des différentes poutrelles :

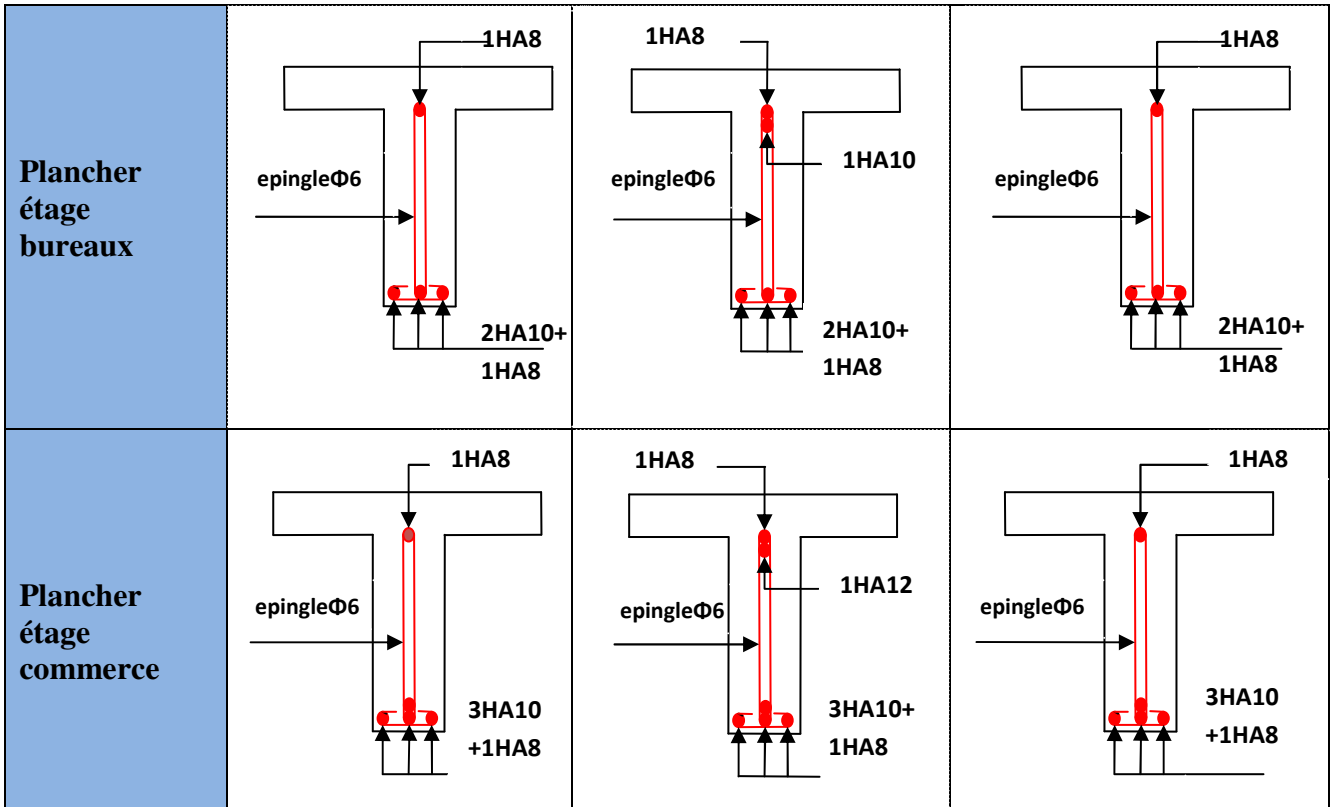
POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.34	1HA8 = 0.5	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,28	1HA10+1HA8 1,29	2HA6 0,57
	Travée	1.46	3HA8 = 1.51	2HA6 = 0,57
Plancher étage habitation	Appuis de rive	0.36	1HA8 = 0.5	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,18	1HA10+1HA8 1,29	2HA6 0,57
	Travée	1.62	2HA10+1HA8 = 2.07	2HA6 = 0,57
Plancher étage bureaux	Appuis de rive	0.41	1HA8 = 0.5	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1.27	1HA10+1HA8 = 1.29	2HA6 0,57
	Travée	1.84	2HA10+1HA8 = 2.07	2HA6 = 0,57
Plancher étage commerce	Appuis de rive	0.45	1HA8 = 0.5	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1.92	1HA12+1HA8 = 2.04	2HA6 0,57
	Travée	2.65	3HA10+1HA8 = 2.87	2HA6 = 0,57

Tableau III.34. Evaluation de la flèche dans les autres planchers:

	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)
Habitation	3.69	7446.9	19500	9477.5	7584.3	6661	12390	0.435	0.8
Bureaux	3.69	7446.9	19500	9477.5	7584.3	6274.9	12390	0.515	0.8
Commerce	3.69	7446.9	19500	9477.5	7584.3	5675.2	12390	0.721	0.8

Tableau III.35. Schémas de ferrillage des différentes poutrelles

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



❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

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

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{500} = 0.52 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.26 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

5TS6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=20cm ≤ 20cm..... condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → St=30cm ≤ 30cm.....condition vérifiée.

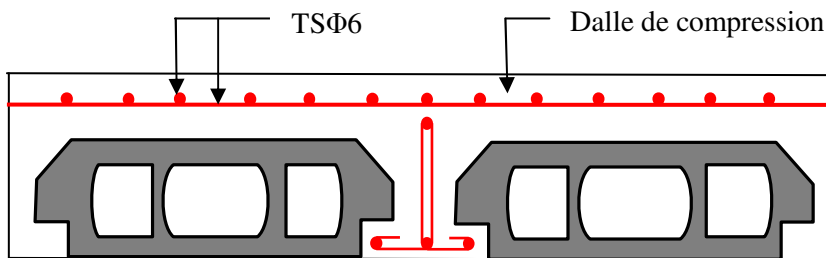


FIG. III.5.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

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

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

A) **Type1** : C'est un balcon de type console (dalle sur un seul appui),

On a : $L_x = 1$ m,

$L_y = 3.30$ m.

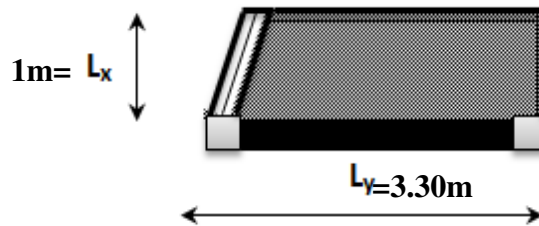


Fig III.6. Dalle sur un seul appui

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Soit :

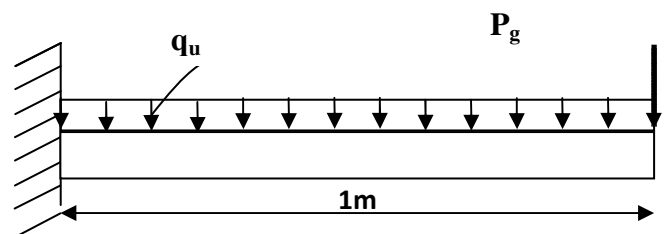
$$G = 4.98 \text{ KN/m}^2$$

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

p_g : (la charge concentrée due au poids propre de garde corps)

$$e_p = 10 \text{ cm}, h = 1 \text{ m}, b = 1 \text{ m}, \rho = 9 \text{ KN/m}^3$$

$$p_g = \rho \times V = 9 \times 1 \times 0.1 = 0.9 \text{ KN/m}$$



- Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = (1,35 G + 1.5 Q)$$

$$q_u = (1.35 \times 4.98 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 11,97 \text{ KN/ml}$$

$$p_{gu} = 1.35 \times 0.9 \times 1 \text{ ml} = 1.2 \text{ KN}$$

$$M_u = -[(11,97 \times 1^2)/2] - 1.22 \times 1 = -7.205 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (11,97 \times 1) + 1.22 = 13.19 \text{ KN}$$

❖ **Ferrailage** : Le calcul se fait à la flexion simple :

$$b = l_x = 1 \text{ ml}$$

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

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{7.205 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10^2 \times 14,2} = 0.0507 < 0.186$$

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

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

$$\alpha = 0.0448 ; Z = 11.78 \text{ cm}$$

$$A_s = (7.205 \times 10^{-3} / 0.1178 \times 348) = 1.75 \times 10^{-4} \text{ m.}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité** : puisque $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho < 0.4$ alors

$$A_{min} = \rho \times b \times e$$

$$Fe400 \leftrightarrow \rho = 0.0008$$

$$A_{min} = 1.12 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$A_s > A_{min}$ on ferraille avec A_s

$$A_{adop} : 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Les armatures de répartition** :

$$A_r = (A_s / 3) = (4.52 / 3) = 1.05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit 4HA8 = 2.01 cm²/ml.

- **Vérification de l'espacement** :

Sens principale

$$S_t \leq \min [2e ; 25] \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min [2 \times 12; 25] \text{ cm}$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 4HT10, soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

Sens secondaire

$$S_t \leq \min [3e ; 25] \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min [3 \times 12; 25] \text{ cm}$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 4HT8, soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10} = 0.1319 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (4.98+3.5) = 8.48 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(8.48 \times 1^2)/2] + 0.9 \times 1 = 5.14 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de σ_{bc} :**

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.14) y - (15 \times 3.14 \times 10) = 0$$

$$50y^2 + 67,8y - 678 = 0$$

$$y = 2.92 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 2.92^3 + 15 \times 3.14 (10 - 2.92)^2$$

$$I = 4713.128 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = (5.14 \times 10^{-3} \times 0.0292) / (4713.128 \times 10^{-8}) = 3.18 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ pas de risque}$$

de fissuration du béton.

• Vérification de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 5.14 \times 10^{-3} \times (0.10 - 0.0292)] / 4713.128 \times 10^{-8} = 148.53 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration nuisible.}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Condition vérifiée.

• La flèche :

$$1. \quad \frac{e}{Lx} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{Mt}{20Mo} \right]$$

$$2. \quad A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{Fe} \text{ avec } b = 1\text{m}$$

$$\frac{12}{100} = 0.12 \geq \max [0.0375 \cdot 0.05] \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_s = 4.52 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.10}{400} = 0.0005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

• Ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \end{array} \right.$$

$S_t = 25 \text{ cm}$

• Schéma de ferrailage :

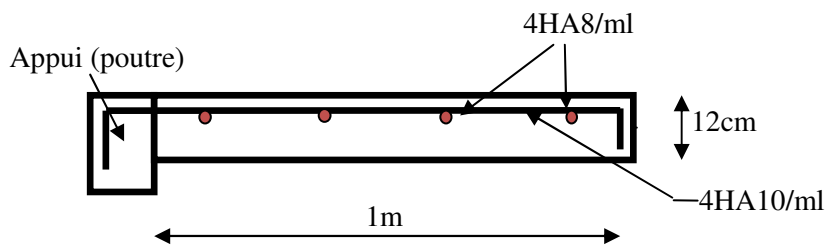
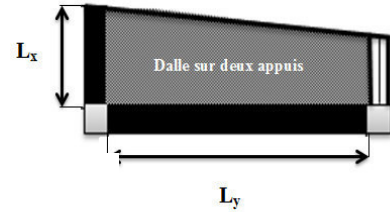


Fig.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle type I

B) Type2 : dalle sur deux appuis (balcon):

$L_x = 1.30 \text{ m.}$

$L_y = 3.70 \text{ m.}$



$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.35 < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

• **Evaluation des charges**

$Q_g = 0.9 \text{ KN/m}$

A l'ELU : $P_u = (1,35 G + 1.5 Q) \times 1 = 11.97 \text{ KN/ml}$

$Q_{gu} = 1.35 \times 0.9 \times 1 \text{ ml} = 1.22 \text{ KN}$

A l'ELS : $P_S = (G + Q) \times 1 = 8.48 \text{ KN/ml}$

$Q_{gs} = 0.9 \times 1 \text{ ml} = 0.9 \text{ KN}$

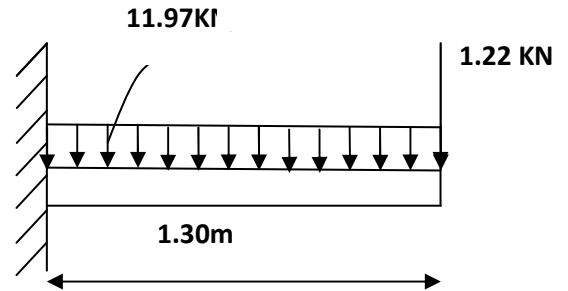


Fig.III.8. Schéma statique de la dalle type2

• **Calcul des sollicitations et ferrailage :**

Le calcul est similaire au premier type (dalle sur un seul appui), les résultats sont récapitulés dans le tableau suivants :

A l'ELU:

Tab III.36: Résultats de ferrillages du 2^{ème} type de dalle

M_u (KN.m)	V_u (KN)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	A_r (cm^2/ml)
11.7	16.78	0.082	0.107	9.6	3.17	1.12	4HA12=4.52	4HA8=2.01

avec :

$M_u = \frac{p_u \times l^2}{2} + q_u \times l \quad ; \quad V_u = p_u \times l + q_u$

Le diamètre des barres utilisé dans une dalle doit être inférieure à $\frac{e}{10}$

$\Rightarrow \phi \leq \frac{e}{10} \leq 1.2 \text{ cm}$

Vérification de l'espacement (St):

selon l_x :

$St \leq \min (2e , 25\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (24 , 25)\text{cm} \Rightarrow St \leq 24\text{cm}$

Or $St = 100/4 = 25\text{cm} \geq 24\text{cm}$

Soit $St = 25\text{cm}$

selon I_y :

$St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min(36, 33) \Rightarrow St \leq 33\text{cm}$

Or $St = 100/4 = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$

Soit $St = 25\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$V_u = 16.78\text{KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0.1678\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16\text{Mpa}.$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

$M_0 = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l$

$\Rightarrow M_0 = \frac{8.48 \times 1.3^2}{2} + 0.9 \times 1.3 = 8.33\text{KN.m}$

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Tab III.37: Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Remarque
8.33	3.066	4220.6	6.05	15	Vérifiée

Vérification des contraintes dans les aciers tendus σ_{st} :

$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$

$\sigma_{st} = [15 \times 8.33 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0306)] / 4220,6 \times 10^{-8} = 205.41\text{MPa}.$

$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,66; 201,63) = 201,63\text{MPa} \dots\dots \text{.Fissuration nuisible}$

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée.

On augmente la section d'acier

Soit $A_s=5HA12=5.65 \text{ cm}^2/ml$

$y=3.355 \text{ cm}$

$I=5001 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc}= 5.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc}=15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_{st} = 166.11 < \bar{\sigma}_{st}=201.63 \text{ MPa}$vérifiée.

Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93.

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

$$\frac{e}{L_x} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{M_t}{20M_o} \right]$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{F_e} \text{ avec } b=1$$

$$\frac{12}{130} = 0.092 \geq \max [0.0375 \cdot 0.05] \text{vérifiée.}$$

$$A_s = 5.65 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.1}{400} = 0.0005 \text{vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

1. Le schéma de ferrailage : 4HA8/ml

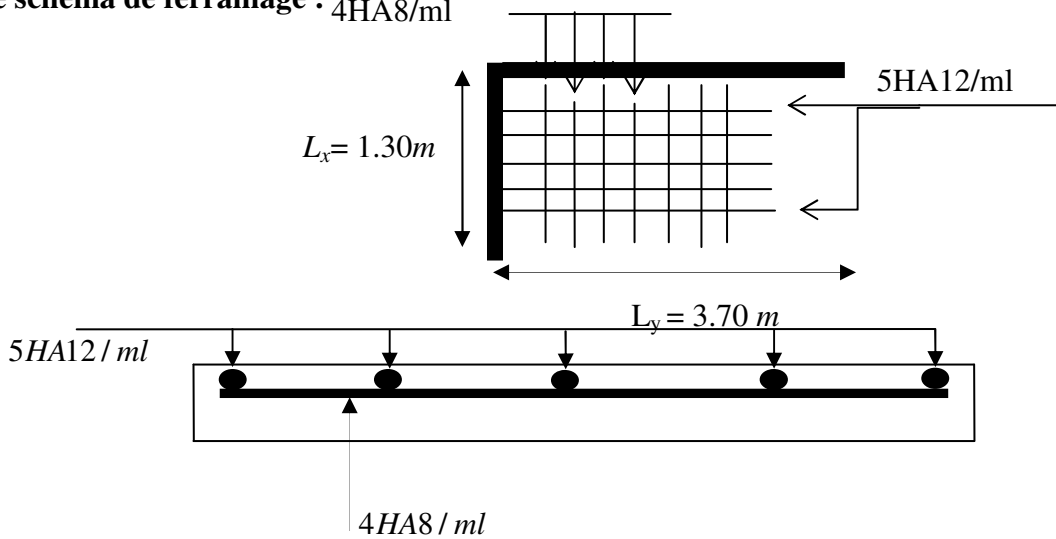


Fig.III.9 Schéma de ferrailage de la dalle pleine type2

C) Type 2 : Dalle sur deux appuis :

$$G=4.98\text{KN/m}^2 ; Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{340} = 0.41 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens } l_x \text{ et } l_y$$

$$v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.41$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.1088 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.1110 \\ \mu_y = 0.2924 \end{cases}$$

• Calcul de Mx_0 et My_0 :

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1088 \times 10.47 \times 1.4^2 = 2.23 \text{KN.m / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.2500 \times 2.23 = 0.55 \text{KN.m / ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1110 \times 7.48 \times 1.4^2 = 1.63 \text{KN.m / ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.2924 \times 1.63 = 0.47 \text{KN.m / ml} \end{cases}$$

• Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

- En travée

$$\begin{cases} M_u^x = 0.85M_{0u}^x = 1.89 \text{KN.m / ml} \\ M_u^y = 0.85M_{0u}^y = 0.47 \text{KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 1.38 \text{KN.m / ml} \\ M_{ser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 0.40 \text{KN.m / ml} \end{cases}$$

- En appuis

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5M_{0u}^x = -1.12 \text{KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5M_{0ser}^x = -0.81 \text{KN.m / ml} \end{cases}$$

• Ferrailage :

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens :

Tab III.38: Calcul de ferrailage de la dalle sur quatre appuis

En travée				
	A calculé (cm ² /m)	A min (cm ² /m)	A adopté (cm ² /m)	S _t (cm)
Sens-x	0.45	1.45	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.11	1.12	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens x, sens y	0.26	1.2	4HA8=2.01	25

Condition de non fragilité :

En travée :

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée selon x et y on ferraille avec A_m

Aux appuis :

$$A_x^{min} = A_y^{min} = 0.23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 1.2cm^2/m_l > A_s = 0.26 cm^2/m_l$$

Vérification des espacements

Sens x : $S_t = 25cm \leq \min(3e; 33cm) = 33cm \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 25cm \leq \min(4e; 45cm) = 45cm \dots\dots\dots$ condition vérifiée

appuis : $S_t = 25cm \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Vérification des armatures secondaires

En travée : $A_t^y = 2.01cm^2 > \frac{A_x}{3} = \frac{2.01}{3} = 0.67cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{uy} = 0.49 \text{ KN} \quad , \quad V_{ux} = 7.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{7.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,059 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{ux} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ vérifié

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tab III.39: Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

Le sens	$M_{ser} (KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{adm}(MPa)$	remarque
Selon x-x	1.38	2.4	3239.4	1.02	15	Vérifiée
Selon y-y	0.40	2.4	3239.4	0.3	15	Vérifiée
appui	0.81	2.4	3239.4	0.6	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

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

Sens x-x :

$$\frac{e}{Lx} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{M_t^x}{20 M_0^x} \right]$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{Fe} \text{ avec } b = 1m$$

$$\frac{12}{140} = 0.0857 \geq \max [0.0375; 0.0423] \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_s = 2.01 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.10}{400} = 0.0005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas recommandé.

Sens y-y :

$$\frac{e}{Ly} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{M_t^y}{20 M_0^y} \right]$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{Fe} \text{ avec } b = 1m$$

$$\frac{12}{340} = 0.045 \geq \max [0.0375 \cdot 0.0423] \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_s = 2.01 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.10}{400} = 0.0005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas recommandé.

1. Le schéma de ferrailage :

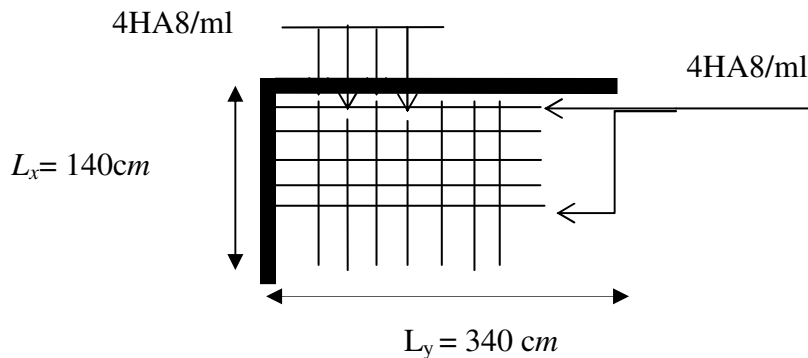


Fig.III.10 Schéma de ferrailage de la dalle pleine type2

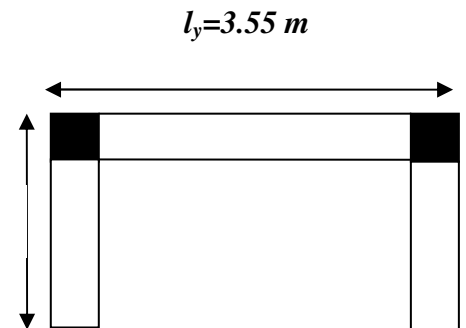
D) Type3 : Dalle sur trois appuis (balcon):

$L_x = 1.50 \text{ m.}$

$L_y = 3.55 \text{ m.}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.42 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$l_x = 1,5 \text{ m}$



Soit :

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

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

$$P_u = (1,35 G + 1.5 Q) = 11.97 \text{ KN/ml}$$

• Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

a) Evaluation des moments :

✓ 1^{ière} étape :

$$l_x = 1,5 < \frac{l_y}{2} = 3,55$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y^0 = \frac{Pu \times l_x^3}{6} \\ M_x^0 = \frac{Pu \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times Pu \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y^0 = \frac{11.97 \times 1,5^3}{6} = 6,73 \text{ KN.m} \\ M_x^0 = \frac{11.97 \times 1,5^2 \times 3,55}{2} - 2 \times \frac{11.97 \times 1,5^3}{3} = 20,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ 2^{ème} étape :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x^0 = 0,85 \times 20,87 = 17,74 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y^0 = 0,85 \times 6,73 = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times 20,87 = 6,26 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage : le ferrailage est mené à la flexion simple pour une section ($l_x \times e$) et ($l_y \times e$)

✓ En travée :

Tab III.40: Résultats de ferrailages du 3^{ème} type de dalle en travée

Sens	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(cm)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
x-x	11.74	0.125	0.167	9.38	5.47	5HA12 = 5.65
y-y	Règle des trois				2.66	4HA10 = 3.14

✓ En appui :

Tab III.41: Résultats de ferrailages du 3^{ème} type de dalle aux appuis

M^a	μ_{bu}	α	Z(cm)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
6.26	0.0442	0.0565	9.77	1.84	4HA8 = 2.01

c) Vérification de la condition de non fragilité :

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho > 0,4$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

dans notre cas $f_e = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$.

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \frac{(3-0,42)}{2} \times 100 \times 12 = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_x = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,23 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,96 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

d) Vérification de cisaillement :

Charge répartie et $\rho > 0,4$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4}$$

$$V_y = 0.66 \text{ KN} \quad , \quad V_x = 8.7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{8.7 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0,087$$

$$\bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

e) Les espacements :

Parallèle à lx et ly : $S_t \leq \min (2e , 25 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min (2 \times 12 , 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}.$$

Parallèle à lx : $As = 5HA12 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$

Parallèle à ly : $As = 4HA10 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$

A l'ELS :

$$p_s = G + Q = 4.98 + 3,5 = 8.48 \text{ KN/m}$$

$$l_x = 1,5 < \frac{l_y}{2} = 3,55$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y^0 = \frac{8.48 \times 1,5^3}{6} = 4,77 \text{ KN.m} \\ M_x^0 = \frac{8.48 \times 1,5^2 \times 3,55}{2} - 2 \times \frac{8.48 \times 1,5^3}{3} = 14.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad , \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$A' = 0 \quad , \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad , \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Sens	M_{ser}	$A(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
XX	12.57	5.65	3.35	5001	8.43	15	vérifiée
YY	4.05	3.14	2.63	3164.7	3.37	15	vérifiée

Vérification des contraintes dans les aciers :

Selon x :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M^x_{ser} \times (d_x - y)] / I = 250.47 MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 MPa \dots\dots Fissuration nuisible$$

Avec : $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

On augmente la section d'acier

Soit $A_s = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2/ml$

$y = 3.788 \text{ cm}$

$I = 6268.8 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 7.59 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 186.82 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 MPa \dots\dots \dots \text{vérifiée.}$$

Selon y :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M^y_{ser} \times (d_x - y)] / I = 141.55 MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 MPa \dots\dots Fissuration nuisible$$

Avec : $\eta = 1.6$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Etat limite de déformation :

Sens x-x :

$$\frac{e}{Lx} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{Mt}{20 Mo} \right]$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{F_e} \text{ avec } b = 1m$$

$$\frac{14}{150} = 0.08 \geq \max [0.0375 \cdot 0.04] \dots\dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_s = 7.70 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.1}{400} = 0.0005 \dots\dots \dots \text{non vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

Sens y-y :

$$\frac{e}{Ly} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{M_i^y}{20 M_0^y} \right]$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{F_e} \text{ avec } b=1\text{m}$$

$$\frac{12}{355} = 0.0383 \geq \max [0.0375; 0.0365] \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_s = 3.14 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.1}{400} = 0.0005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Vérification de la flèche (sens x-x) :

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

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

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

f_{ij} : La flèche de l’ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges .

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

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{150}{500} = 0.3 \text{ cm}$$

Propriété de la section de la dalle:

$$y = 3.78 \text{ cm}$$

$$I = 6268.82 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32456.6 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$A_s = 7.7 \text{ cm}^2$$

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d’exploitation.

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

$$q_{gser} = 4.98 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (4.98 + 3.5) = 8.48 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel Socotec :

$$f_{gi}=0.0369\text{cm} ; f_{gv} = 0.0793\text{cm} \quad f_{ji} = 0.0203\text{cm} \quad f_{pi} = 0.0812\text{cm}$$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.103\text{ cm} < f_{adm} = 0.3\text{cm}$ vérifiée

Schéma de ferrailage :

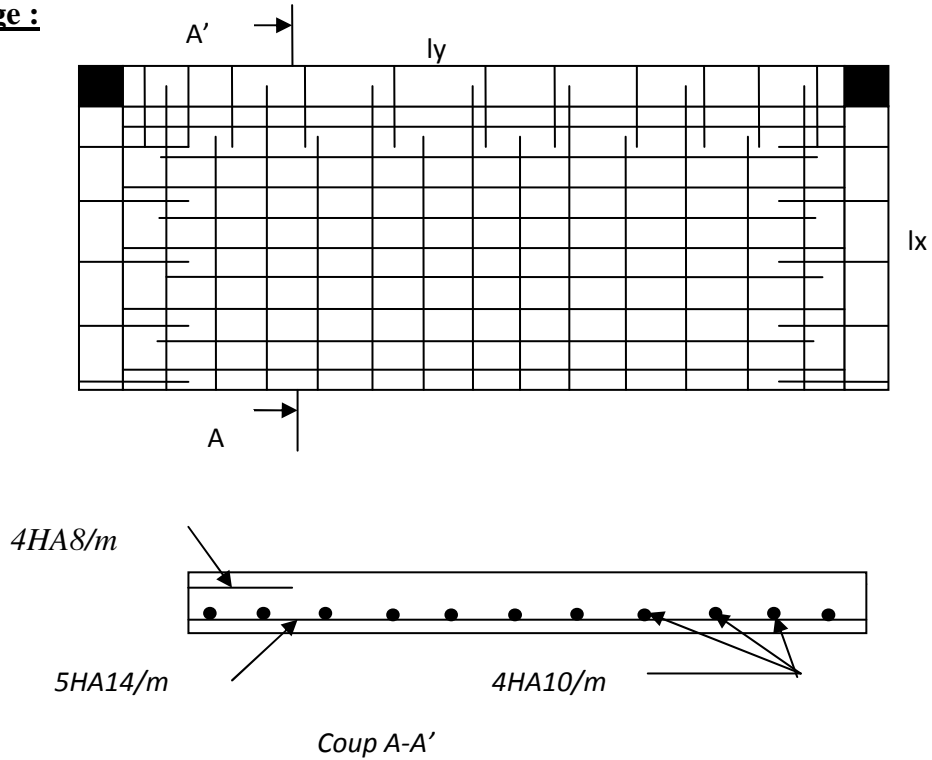


Fig.III.11 Schéma de ferrailage de la dalle pleine type3

E).Dalle sur quatre appuis avec ouverture pour ascenseur :

• Calcul du chargement

$$G=4.98\text{KN/m}^2 ; Q=2.5\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.88 + 1.5 \times 3.5 = 10.47\text{KN/ml.} \\ q_s = 4.98 + 3.5 = 7.48\text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{4.40} = 0.8 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail}$$

selon deux sens l_x et l_y

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.8$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

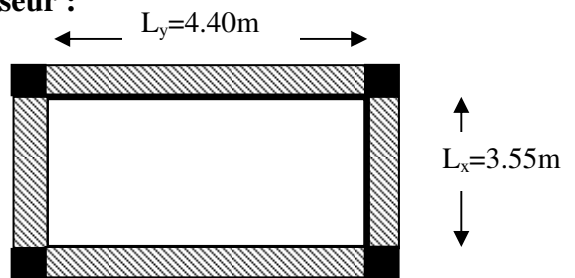


Fig. III.12 : panneau de la dalle

• Calcul de Mx_0 et My_0

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0561 \times 10.47 \times 3.55^2 = 7.40 \text{ KN.m / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.5959 \times 7.40 = 4.41 \text{ KN.m / ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0628 \times 7.48 \times 3.55^2 = 5.92 \text{ KN.m / ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.7111 \times 5.92 = 4.21 \text{ KN.m / ml} \end{cases}$$

• Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

- En travée

$$\begin{cases} M_u^x = 0.75 M_{0u}^x = 5.55 \text{ KN.m / ml} \\ M_u^y = 0.75 M_{0u}^y = 3.91 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = 0.75 M_{0ser}^x = 4.44 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^y = 0.75 M_{0ser}^y = 3.16 \text{ KN.m / ml} \end{cases}$$

- En appuis

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5 M_{0u}^x = -3.7 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser}^x = -2.96 \text{ KN.m / ml} \end{cases}$$

• Ferrailage :

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens :

Tab III.42: Calcul de ferrailage de la dalle sur quatre appuis

En travée				
	A calculé (cm ² /m _l)	A min (cm ² /m _l)	A adopté (cm ² /m _l)	S _t (cm)
Sens-x	1.63	1.23	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.96	1.12	3HA8=1.51	33
En appuis				
Sens x, sens y	1.08	1.2	4HA8=2.01	25

Condition de non fragilité :

En travée :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée selon y on ferraille avec A_m

Aux appuis :

$$A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e) = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{m}_l > A_s = 1.08 \text{ cm}^2 / \text{m}_l$$

Vérification des espacements

Sens x : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3.e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

Sens y : $S_y = 33\text{ cm} \leq \min(4.e; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$ condition vérifiée

Appuis : $S_x = 25\text{ cm} \leq \min(3.e; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$ condition vérifiée

Vérification des armatures secondaires

En travée : $A_y^y = 1.51\text{ cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{ cm}^2$ vérifier

Vérification de l’effort tranchant

$$V_{uy} = \frac{q_u \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4}$$

$$V_y = 76.85\text{ KN} \quad , \quad V_x = 13.05\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{13.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0,131\text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.16\text{ MPa}$$

$$\tau_{ux} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l’intérieur, on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tab III.43: Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Le sens	$M_{ser} (KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{adm}(MPa)$	remarque
Selon x-x	4.44	2.17	2189.1	4.4	15	Vérifiée
Selon y-y	3.16	1.91	1714.7	3.52	15	Vérifiée
appui	2.96	2.17	2189.1	2.94	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l’une des conditions suivantes n’est pas vérifiée.

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

Sens x-x :

$$\frac{e}{Lx} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{Mt}{20 Mo} \right]$$

$$As \leq \frac{2 \times b \times d}{Fe} \text{ avec } b=1\text{m}$$

$$\frac{14}{355} = 0.04 \geq \max[0.0375; 0.0375] \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$As = 2.01 \times 10E - 4 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.1}{400} = 0.0005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas recommandé.

Sens y-y :

$$\frac{e}{Ly} \geq \max \left[\frac{3}{80} \cdot \frac{M_t^y}{20 M_0^y} \right]$$

$$As \leq \frac{2 \times b \times d}{Fe} \text{ avec } b=1\text{m}$$

$$\frac{14}{440} = 0.032 \geq \max[0.0375 \cdot 0.0375] \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$As = 1.51 \times 10E - 4 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.1}{400} = 0.0005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

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

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

Propriété de la section de la dalle:

$$y = 1.91 \text{ cm}$$

$$I = 1714.7 \text{ cm}^4$$

$$E_l = 32456.6 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$A_s = 1.51 \text{ cm}^2$$

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

$$q_{gser} = 4.98 \text{ KN / m}^2$$

$$q_{pser} = (4.98 + 2.5) = 7.48 \text{ KN / m}^2$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel Socotec :

$$f_{gi}=0.0559\text{cm} ; f_{gv} = 0.1679\text{cm} \quad f_{ji} = 0.0393\text{cm} \quad f_{pi} = 0.0841\text{cm}$$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.15\text{cm} < f_{adm} = 0.88\text{cm}$ vérifiée

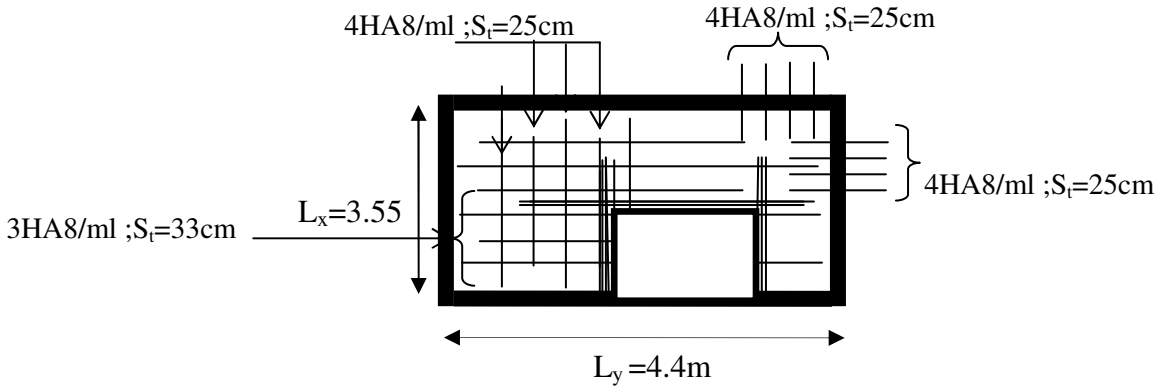


Fig III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis

III.3. L'ascenseur :

III.3.1. Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s=1,50\text{ m}$
- $T_s=2.10\text{ m}$
- $H_k=2,20\text{ m}$
- $P_M=1500\text{ daN}$
- $D_M=4300\text{ daN}$
- $F_c=5000\text{ daN}$
- $v = 0,63\text{ m/s}$

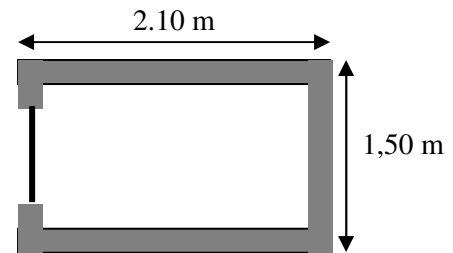


Fig. III.14. Cage d'ascenseur.

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 daN$$

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- Dalle de salle machine (locale).
- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

III.3.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminer son épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_y}{40}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de $h_0 = 15 \text{ cm}$

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

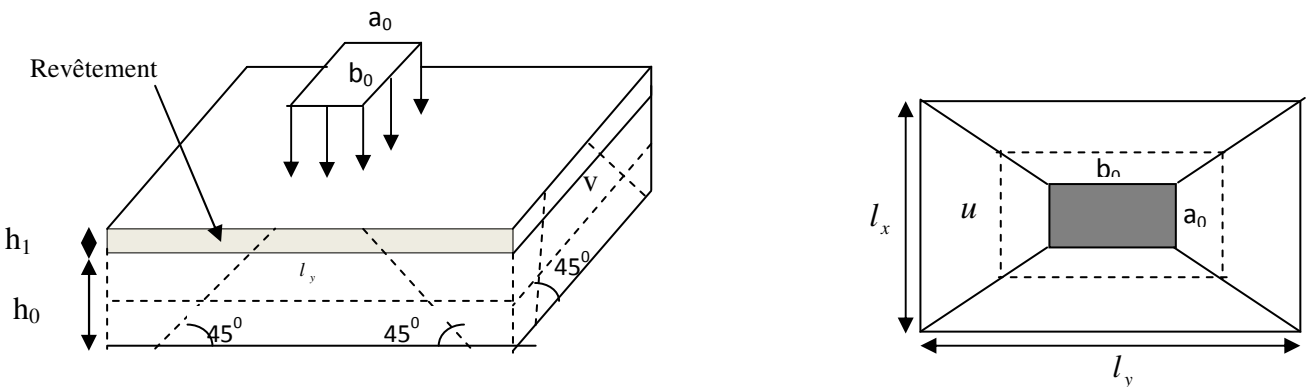


Fig. III.15. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h_1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$h_0 = 15 \text{ cm}$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$)

$$U = 110 \text{ cm} \quad ; \quad l_x = 150 \text{ cm}$$

$V = 110 \text{ cm} ; \quad l_y = 210 \text{ cm}$

III.3.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée :

a) M_{x1} et M_{y1} du système :

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M^1 et M^2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXEIII]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,71 \quad \frac{U}{l_x} = 0,73 \quad \frac{V}{l_y} = 0,52$$

D'où : $M^1 = 0,173$

$$M^2 = 0,087$$

$$q^u = 1,35 \times P \rightarrow q^u = 85,05 \text{ KN (avec } P = 63 \text{ KN)}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 14.71 \text{ KN.m / ml.} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 7.40 \text{ KN.m / ml.} \end{cases}$$

b) M_{x2} et M_{y2} du système :

M_{x2}, M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.71 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe II]$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G^2 = 6,65 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q^2 = 1 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\Rightarrow q^u = 1,35 \times 6,65 + 1,5 \times 1 = 10,47 \text{ KN/ml.zz}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0671 \times 10,47 \times (1,5)^2 = 1,58 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,4471 \times 1,58 = 0,706 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,71 + 1,58 = 16,3 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,71 + 0,706 = 8,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.2.2.Ferraillage :

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$ ($d^x =13\text{cm}$; $d^y =11.8\text{cm}$)

$$M^{tx} = 0,85 \times M^x = 13,85 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0,85 \times M^y = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0,4 \times M^x = 5,54 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 5,54 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.44.Ferraillage de la dalle pleine du local machinerie :

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A^t calculée (cm ² /ml)	A^t adoptée (cm ² /ml)	A^a calculée (cm ² /ml)	A^a adoptée (cm ² /ml)
X-X	13,85	5,54	3,15	3T12=3.39	1,56	4T8=2,01
Y-Y	7,14	5,54	1,77	4T8=2,01	1,56	4T8=2,01

Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \leq A_s = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.71 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

• **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440\text{cm}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= 84,78\text{KN} \\ \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} &= 990\text{KN} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3 \times u} = 25,69\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{25,069 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,067\text{MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 0,125\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à l'ELS :

Moment engendré par le système de levage :

$$Q^{ser} = 63\text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + v \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + v \times M_1) \times q_{esr} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8,82\text{KN.m} \\ M_{y2} = 7,27\text{KN.m} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q^{ser} = 6,65 + 1 = 7,65 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,0731 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,5940 \text{ KN.m}$$

$$M^{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.26 \text{ KN.m.}$$

$$M^{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.75 \text{ KN.m.}$$

La Superposition des Moments:

$$M^x = 10,08 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 8,02 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M^{tx} = 8,57 \text{ KN.m} \quad M^{ax} = 4,03 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 6,81 \text{ KN.m} \quad M^{ay} = 4,03 \text{ KN.m}$$

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

(On prend $M^t = 8,57 \text{ KN.m}$)

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 3,16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A_s (d - y)^2 = 5747,92 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4,71 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 220,06 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_s < \overline{\sigma_s} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{150} = 0.10 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = \max \left[\frac{3}{80}; \frac{8.57}{20 \times 10.08} \right] = 0.042 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 13} = 0.0026 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage :**

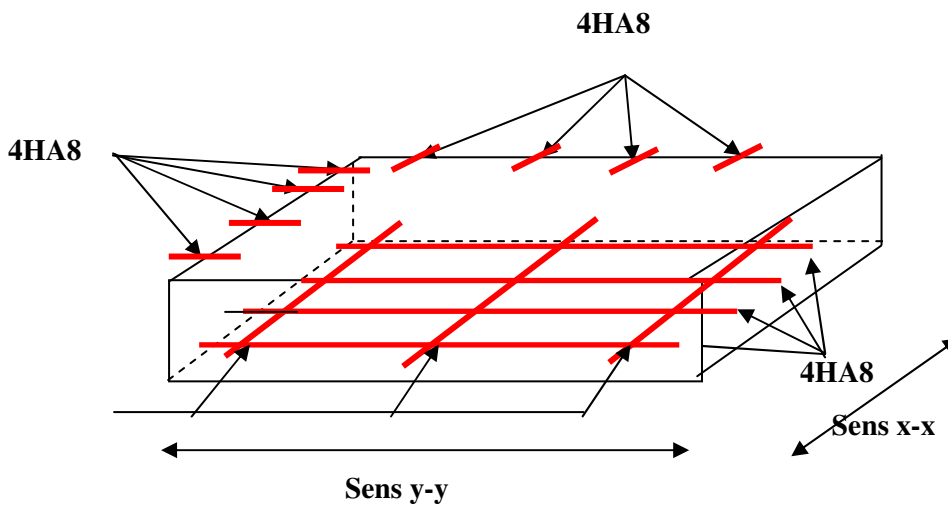


Fig. III.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.

III.3.3. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

Les dimensions sont les mêmes (210×150 et h=15cm)

- poids propre de la dalle et de revêtement : $G_1 = 6,65 \text{ KN/m}^2$.

- poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,5 \times 2,1} \rightarrow G_2 = 15,85 \text{ KN/m}^2$

- $G_{total} = G_1 + G_2 \rightarrow G_{total} = 22,5 \text{ KN/m}^2$.

- $P_{total} = 1,35 \times G_{total} \rightarrow P_{total} = 30,37 \text{ KN/m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.71 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.3.4.Evaluation des moments à l'ELU :

$$M^{x2} = \mu_x \times P_{total} \times l_x^2 \Rightarrow M^{x2} = 4.58KN.m.$$

$$M^{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M^{y2} = 2.05KN.m.$$

$$M^{tx} = 0,85 \times M^x = 3,9KN.m$$

$$M^{ty} = 0,85 \times M^y = 1,74KN.m$$

$$M^{ax} = 0,4 \times M^x = 1,83KN.m$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 1,83 KN.m.$$

III.3.3.2.Ferraillage :

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

Tableau III.45. Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

Moment (KN.m)	μ_{bc}	A calcul (cm ² /ml)	A adoptés (cm ² /ml)
M _{tx}	0,0163	0,87	4HA8
M _{ty}	0,0083	0,41	3HA8
M _{ax}	0,0076	0,406	4HA8
M _{ay}	0,0076	0,406	4HA8

• Condition de non fragilité :

$$h > 12 \Rightarrow A_{min} = 0.8\% \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h$$

A_x^{min} = 1,82 cm² et A = 2,01cm² (dans tous les cas)Condition vérifiée.

$$\rho = 0.71 > 0.4$$

$$e = 15cm$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2.$$

$$A_y^{min} \geq A_s$$

Calcul à l'ELS :(v = 0,2)

$$P = 22.5 KN/m^2$$

$$M^x = 3,7 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M^y = 2,2 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ (On prend } M=3,7 \text{ KN} \cdot \text{m)}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0 \rightarrow y = 2,51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2 = 3844,81 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,41 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• La flèche :

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{150} = 0,10 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = \max \left[\frac{3}{80}; \frac{3,70}{20 \times 4,35} \right] = 0,042 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0016 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Schéma de ferrailage:

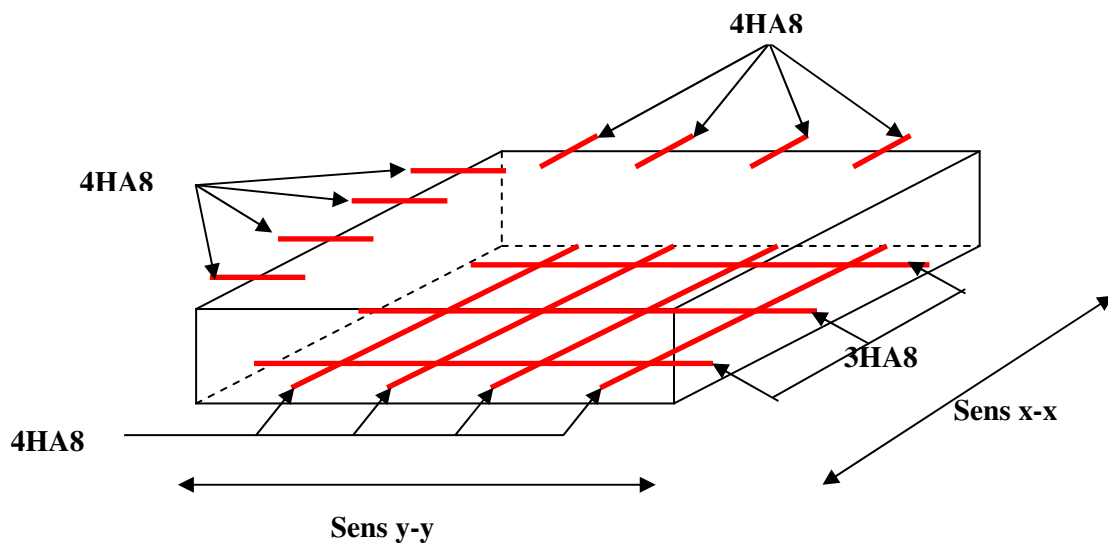


Fig. III.17. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

III.4. les Escaliers :

III.4.1.Définition:

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

➤ **Escalier à deux volées et escalier à quatre volées :**

- **La charge permanente sur la volée d'escalier a deux volées (le plus défavorable) :**

$$\begin{cases} G=8.50 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- **La charge permanente sur le palier d'escalier (le plus défavorable) :**

$$\begin{cases} G=5.73 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

1. Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.22 \text{ KN} / m$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 11 \text{ KN} / m$$

Pour le palier :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.48 \text{ KN} / m$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 8.23 \text{ KN} / m$$

Tableau III.46. Tableau de ferrailage de volées en travée et aux appuis :

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)
30.8	0.096	0.127	0.142	6.22	1.93	6HA12=6.79	16.5
En appui							
20.54	0.064	0.083	0.144	4.07	1.93	4HA12=4.52	25

• Vérification de l'effort tranchant :

$T = 32.42KN$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 1.16MPa.$

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{32.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.21MPa < \bar{\tau}_u.$ Condition vérifiée.

• Armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7cm^2/ml$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2/ml$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml

• Vérification des espacements :

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 16.5cm.....$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm.....$ 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 :

$q_v = G_v + Q_v = 11KN/ml.$

$q_p = G_p + Q_p = 8.23 KN/ml.$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.47.Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée						
29.63	25.18	0.033	7.64E-05	10.92	15	vérifiée
En appui						
29.63	11.85	0.027	5.21E-5	6.18	15	vérifiée

- Etat de déformation :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.04 < 0.0625 \dots \dots \dots (\text{Non vérifiée}) \text{ (BAEL91 ;L,VI,2)}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.48.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 (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
4.2	6.79	11.84	19.06	25.18	0.00014	0.0024
Y (m)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
0.046	0.0015	0.00098	0.00083	0.0016	0.276	0.96

- Schéma de ferrailage :

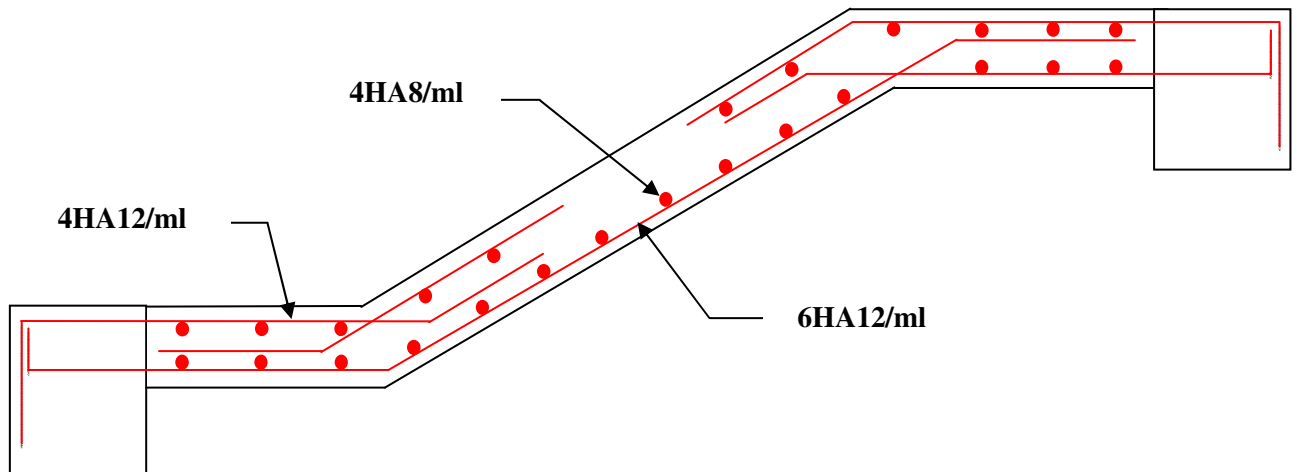


Fig. III.18.Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées et escalier à quatre volées.

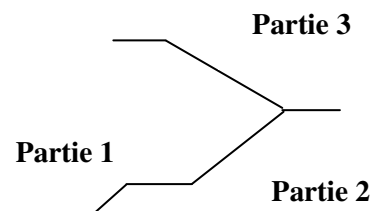
➤ Escalier a trois volées :

- La charge permanente sur les parties 2 et 3 :

$$\left[\begin{array}{l} G=7.61 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\left[\begin{array}{l} G=4.98 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$



2. Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.02KN / m$$

$$ELS : q_s = G + Q = 10.11KN / m$$

Pour le palier :

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.47KN / m$$

$$ELS : q_s = G + Q = 7.48KN / m$$

Tableau III.49. Tableau de ferrailage de volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
39.46	0.123	0.125	0.146	8.10	1.93	6HA14=9.24	16
En appui							
26.31	0.082	0.107	0.143	5.27	1.93	5HA12=5.65	20

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

$$T = 36.18KN$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 1.16MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{36.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.24MPa < \tau_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31cm^2 / ml \quad \text{on choisie : 6T8 = 3.02 cm}^2/ml$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2 / ml \quad \text{on choisie : 4T8 = 2.01cm}^2/ml$$

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 16cm \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm}$Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 10.11\text{KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 7.48\text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.50.Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée						
36.76	31.25	0.029	4.71E-05	6.13	15	vérifiée
En appui						
36.76	14.7	0.024	3.24E-5	3.45	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.033 < 0.0625 \dots\dots\dots(\text{Non vérifiée}) \text{ (BAEL91 ;L,VI,2)}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.51.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 (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
5.5	9.24	14.79	25.11	34.57	0.00011	0.0034
Y (m)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
0.045	0.00081	0.00067	0.00061	0.0011	0.76	1.097

- Schéma de ferrailage :

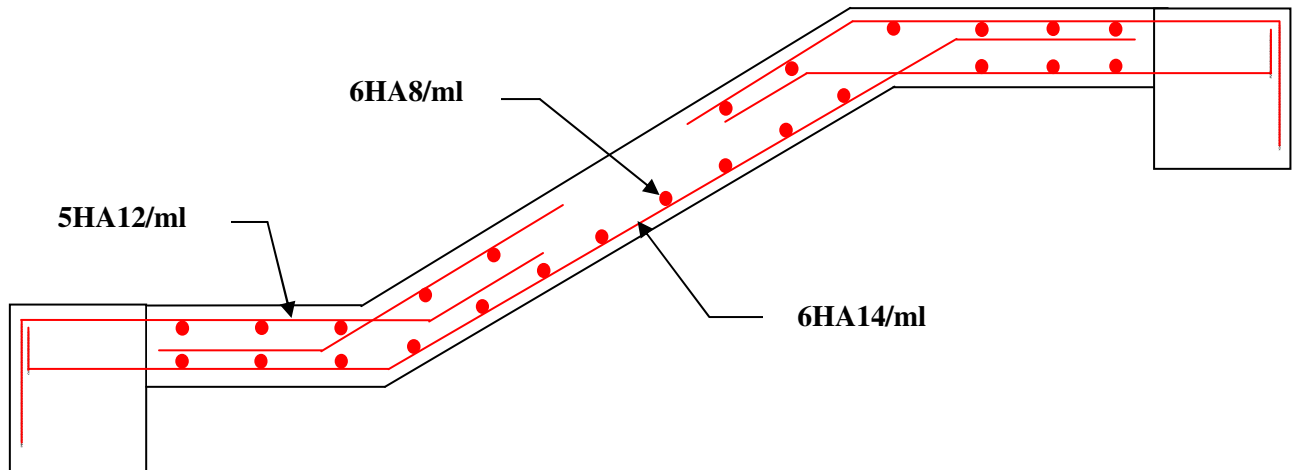


Fig. III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier à trois volées.

NB. La partie 1 sera ferrillée de la même façon que la partie 2 et 3 car c'est deux dernières sont plus défavorable.

➤ Escalier duplex:

- La charge permanente sur la volée:

$$\left\{ \begin{array}{l} G=8.47 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

3. Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.18 \text{ KN} / m$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.97 \text{ KN} / m$$

Tableau III.52. Tableau de ferrailage de volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
31.8	0.0748	0.0973	0.144	4.75	1.81	5HA12=5.65	20
En appui							
15.9	0.0498	0.0639	0.146	3.12	1.81	5HA10=3.93	20

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

$T = 34.16\text{KN}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 1.16\text{MPa}.$

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{34.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.22\text{MPa} < \bar{\tau}_u.$ Condition vérifiée.

• **Armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2 / \text{ml}$ on choisie : 4T8 = 2.01 cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2 / \text{ml}$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 16\text{cm}.....$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm}.....$ Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.53.Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée						
27.76	20.82	0.039	10.766E-5	7.6	15	vérifiée
En appui						
13.88	12.03	0.033	7.6198E-05	6.03	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.037 < 0.0625.....$ (Non vérifiée) (BAEL91 ;L,VI,2)

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.54. Evaluation de la flèche de l'escalier :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
4.5	5.65	10.77	10.77	23.6	0.00011	0.00010
Y (m)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
0.038	0.0014	0.0014	0.00064	0.002	0.23	0.9

• Schéma de ferrailage :

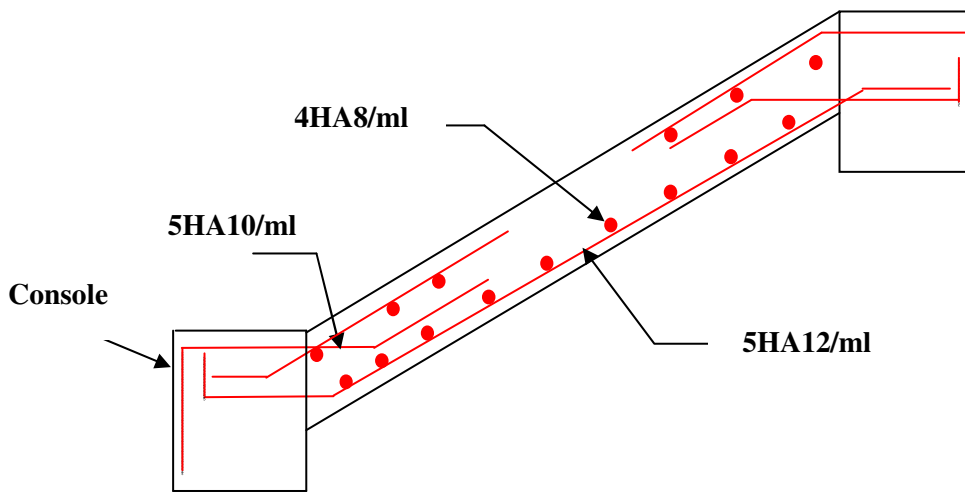


Fig. III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier duplex.

➤ Etude de la poutre palière :

a) Dimensionnement :

Condition de RPA :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

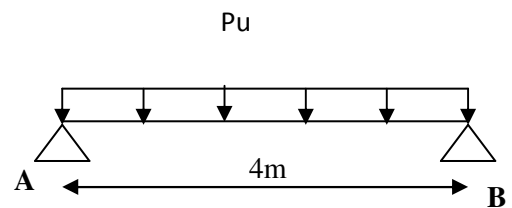


Figure III.21. : Schéma statique de la poutre palière

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$26cm < h < 40cm$$

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

On prend : $b = 30\text{cm}$

b) Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \cdot 0.35 \times 25 = 2.62\text{KN} / \text{m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (**Figure III-21**)

$$\text{ELU} : R_B = 26.7\text{KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 19.23\text{KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 30.23\text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 60.47\text{KN} / \text{m}$$

$$M^t = 0.85M_0 = 51.4\text{KN} / \text{m}$$

$$M^a = -0.4M_0 = -24.18\text{KN} / \text{m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 60.46\text{KN}$$

c) Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableaux III.55 : Calcul d'armature

	$M (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$
En travée	51.4	0.114	0.152	0.30	4.84
En appuis	24.18	0.054	0.062	0.31	2.20

Exigence du RPA :

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

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend A^a et $A^t = 5.25\text{cm}^2$

d) Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui (**Figure III-21**).

$$M^{torsion} = M_b^a = 20.54\text{KN.m}$$

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 (Art A.5.4.2 .2.) [4]

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.1 \text{ m}^2$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.33\text{cm}^2$$

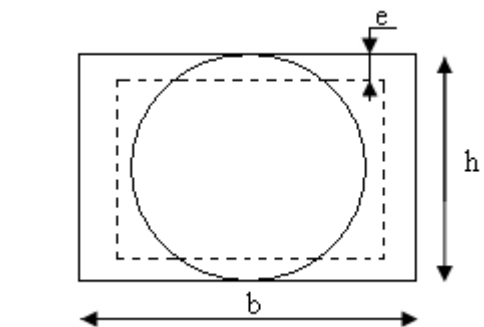


Figure III.22. Section creuse équivalente

e) Choix des armatures

•En travée

$$A^t = 5.25 + \frac{4.33}{2} = 7.41\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14+3\text{HA}12=8.01\text{cm}^2$$

•En appui :

$$A^i = 5.25 + \frac{4.33}{2} = 7.41 \text{cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14+3\text{HA}12 = 8.01 \text{cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_{\max} = 32.42 \text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{32.42 \times 10^{-3}}{0.27 \times 0.325} = 0.37 \text{MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.54 \times 10^{-3}}{0.075 \times 2 \times 0.05} = 2.73 \text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.75 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Ferrailage :

f) Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t = 15 \text{cm}$

– Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.37 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.2 \text{cm}^2$$

– Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.49 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.49 = 1.84 \text{ cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec

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

Sur appuis ($M_a = 11.85 \text{ KN.m}$) ; $y = 2.7 \text{ cm}$; $I = 5210 \text{ cm}^4$

Application numérique $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{11.85 \times 10^{-3}}{5210 \times 10^{-8}} \times 2.7 \times 10^{-2} = 6.14 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$

Donc : $\sigma_{bc} = 6.14 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifié

En travée ($M^t = 25.18 \text{ KN.m}$)

$\sigma_{bc} = 13.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifié

g) Schéma de ferrailage de la poutre palière :

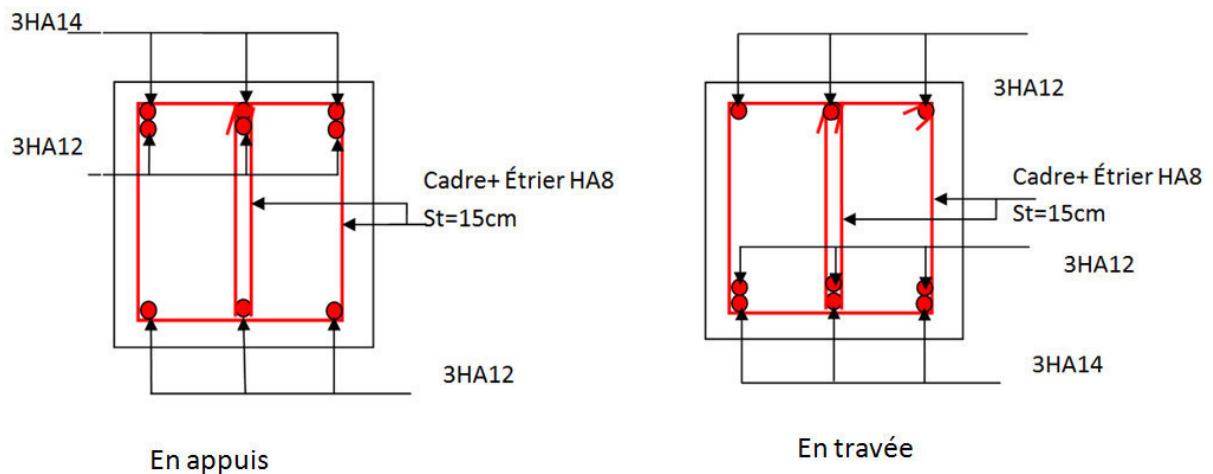


Figure III.23. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. L'acrotère :

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 :

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

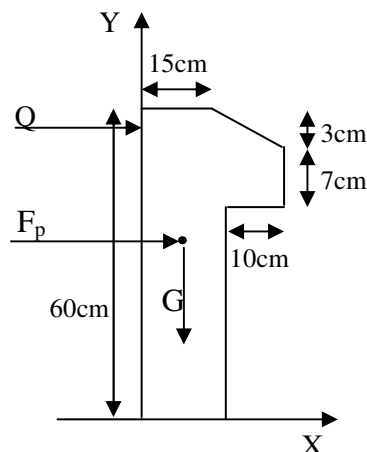


Fig. III.24.Coupe transversale de l'acrotère.

III.5.2.1.Charge verticale :

Tableau III.56.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).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

III.5.3 : Calcul des sollicitations :**Calcul du centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213m \\ Y_G = 0.284m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.57. Combinaisons d'action de l'acrotère.

	ELU		E L S
	Acc	Fon	
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera 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

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

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.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576m$$

D'où : $e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3.54 \text{ KN.}$

$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$

III.5.5 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

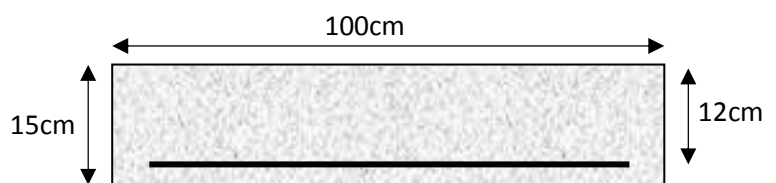


Fig. III.25. Section à ferrailer.

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.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.116 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 400} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

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: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_u < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25$ cm. On adopte $S_t = 25$ cm.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/4 = 17.5$ cm. On adopte $S_t = 17$ 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.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS :

$$d = 0.12 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.6225 \text{ KN}; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t;$$

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

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.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 m$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

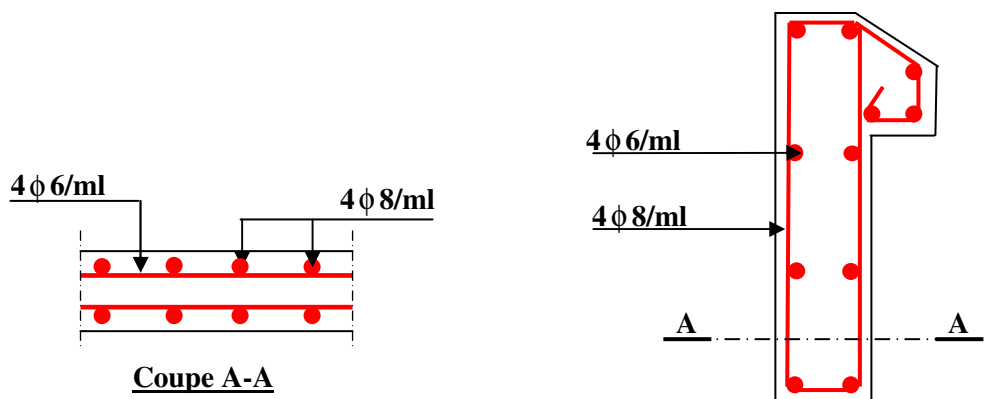


Fig. III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV

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 qui 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.

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 :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- 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.

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 $\Rightarrow A = 0.15$
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

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)**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \text{ avec :}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

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	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc

$$Q_x = Q_y = 1.15$$

- **W**: poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : 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

$$\Rightarrow W = 34850.483 \text{ KN.}$$

- **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)**

RPA 99 (Tableau 4-7) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_2 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$$

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 ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_n = 34.34m$$

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 : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (34.34)^{3/4} = 0.71 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09H / \sqrt{L} \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 24\text{m}, \quad L_y = 17.60\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.63\text{s} \\ T_y = 0.73\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0.63\text{s} > T_2 = 0.3\text{s}$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0.71\text{s} > T_2 = 0.3\text{s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.3}{0.63} \right)^{2/3} = 1.23 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.3}{0.71} \right)^{2/3} = 1.14 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est : **Art (4.2.4)**

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.63 = 0.82\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.71 = 0.92\text{s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st.x} = \frac{0.15 \times 1.23 \times 1.2}{5} \times 34852.483 = 1543.267 \text{ KN}$$

$$V_{st.y} = \frac{0.15 \times 1.14 \times 1.2}{5} \times 34850.483 = 1430.345 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

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 4.3.4, 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 Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

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 :

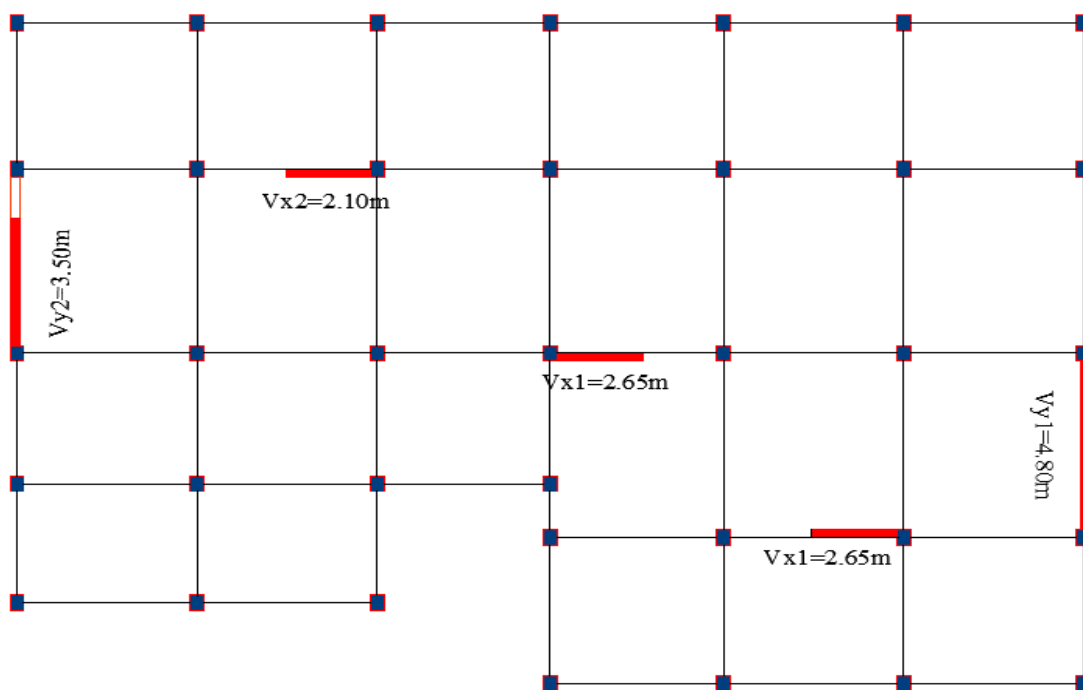


Fig. IV.1. Disposition des voiles

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	0.714883	0.73604	0.00022	73.604	0.022
Mode 2	0.5826	0.00024	0.71499	73.628	71.521
Mode 3	0.515184	0.00102	0.00001306	73.73	71.522

Mode 4	0.212113	0.13898	0.00009252	87.628	71.531
Mode 5	0.167152	0.00016	0.14858	87.644	86.39
Mode 6	0.13486	0.00006325	0.02225	87.65	88.614
Mode 7	0.102695	0.05242	0.00012	92.892	88.626
Mode 8	0.081059	0.00023	0.04749	92.915	93.375
Mode 9	0.074626	0.000001718	5.005E-08	92.915	93.375
Mode 10	0.070625	0.00001556	0.00001902	92.917	93.377
Mode 11	0.069598	3.529E-07	0.000001399	92.917	93.377
Mode 12	0.069065	0.000000936	0.000007908	92.917	93.378

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées. (La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse total 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).

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.2, IV.3 et IV. 4.

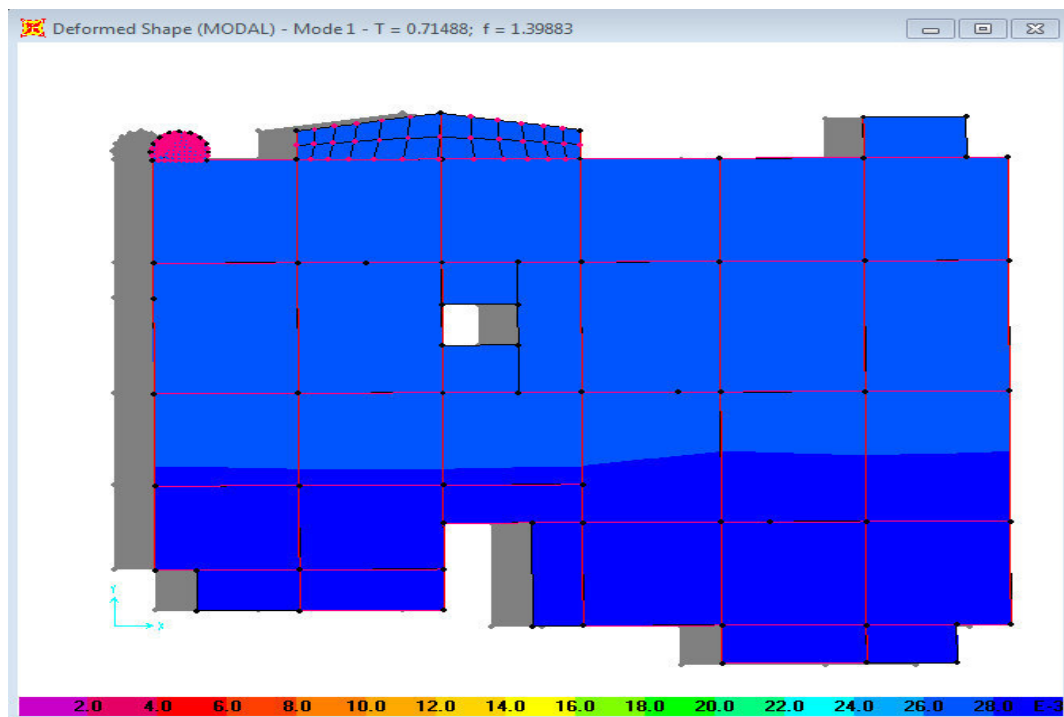


Fig. IV.2. 1^{er} mode (translation suivant X)

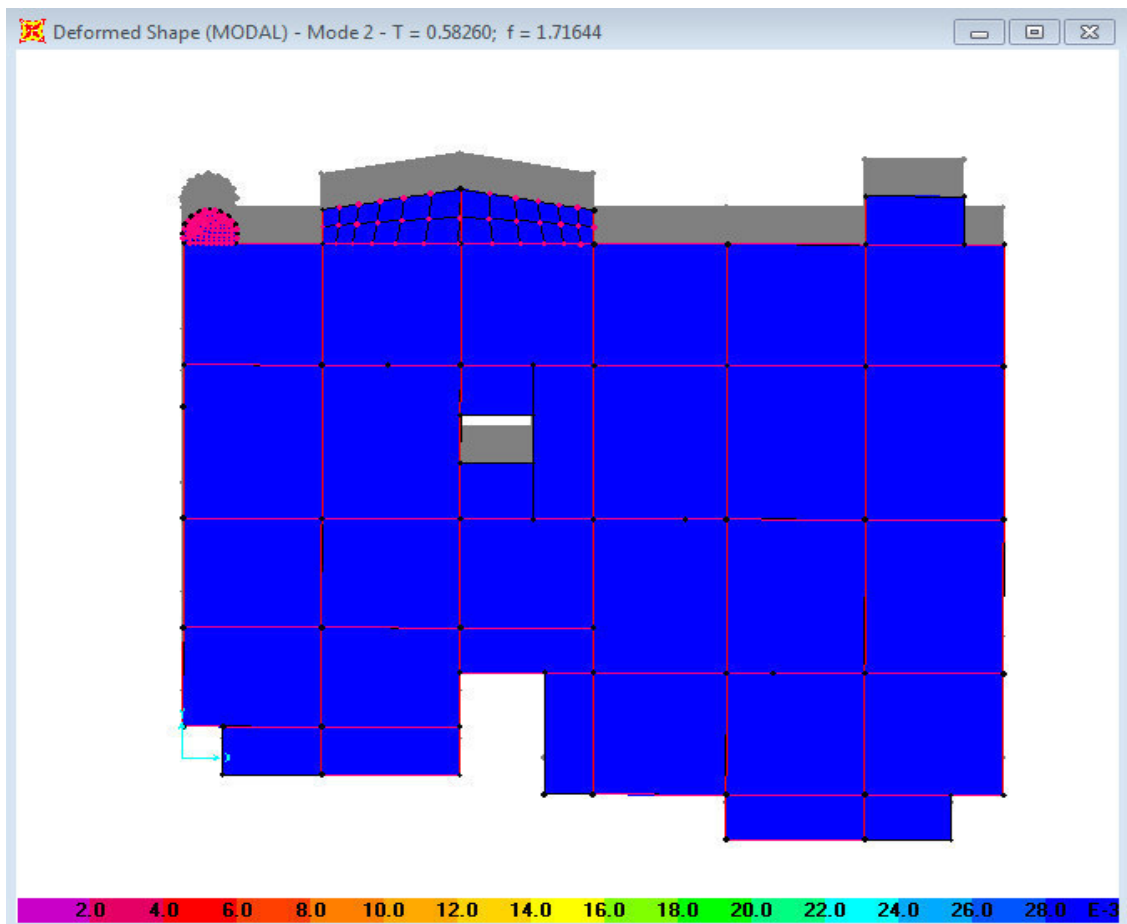


Fig. IV.3.2^{ème} mode (translation suivant Y)

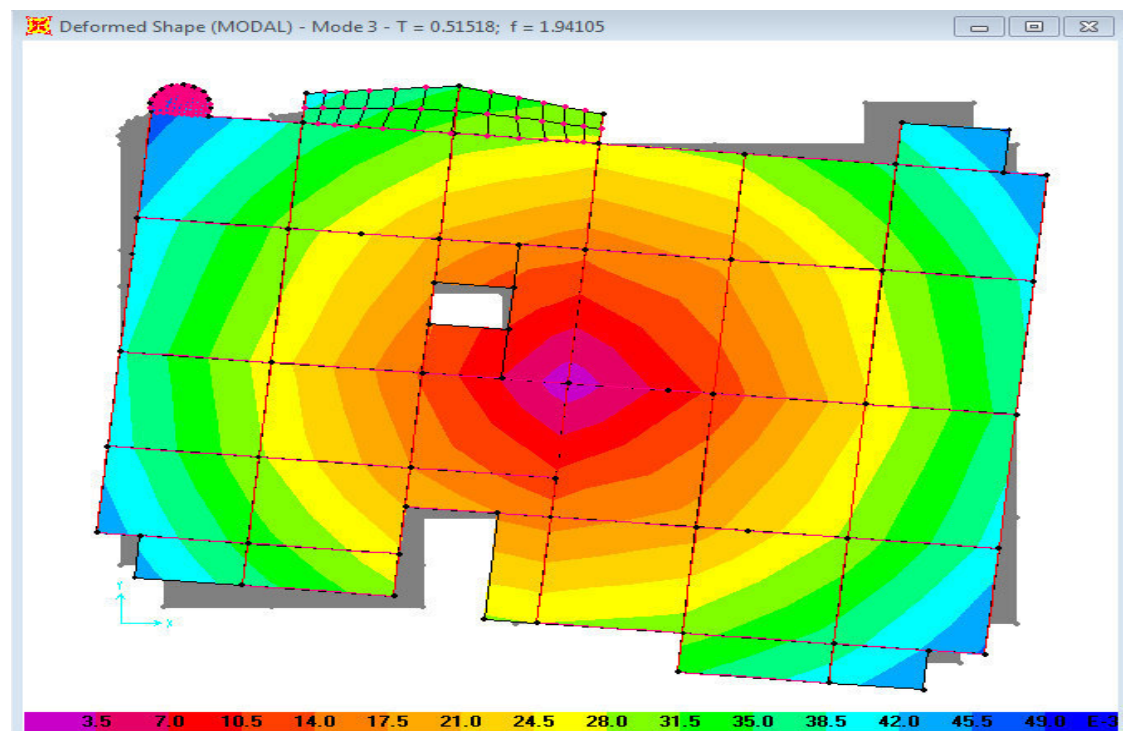


Fig. IV.4.3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3 et IV. 4. illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	32673.32	6628.1011	83.135214	16.864785
NIV 01	26706.127	5410.5256	83.153526	16.846447
NIV 02	22410.4	4721.2674	82.598684	17.401315
NIV 03	18203.048	4144.5838	81.454035	18.545964
NIV 04	14388.715	3372.5516	81.011760	18.988239
NIV 05	11159.951	2795.1784	79.970246	20.029753
NIV 06	6973.0386	1781.8542	79.647331	20.352668
NIV 07	3408.0094	875.2292	79.566181	20.433818

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les trois derniers niveaux où l'écart est dû à la réduction des poteaux.

Tableau IV.4.Vérification sous charges horizontales

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	369.2301	387.9729	777.3741	1068.2622	32.162374	26.658977	67.837626	73.341022
NIV 01	577.8574	481.3388	721.4656	854.8591	44.544623	36.118972	55.455376	63.881027
NIV 02	497.8874	503.4263	472.7578	669.6964	51.459081	43.031257	48.540918	56.968742
NIV 03	537.2465	452.3869	535.8077	621.8204	50.205017	42.220080	49.794982	57.779919
NIV 04	430.2536	454.5043	325.5111	448.2539	57.402376	50.608008	42.597623	49.391991
NIV 05	397.7068	359.8013	372.1138	387.3103	51.993539	50.388295	48.006460	49.611704
NIV 06	309.5479	346.2916	181.0918	221.1183	66.954204	64.688165	33.045795	35.311834
NIV 07	300.736	303.3188	121.863	146.3267	71.163443	83.240109	28.836556	16.759890

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

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

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

N_d : effort normal de compression avec les combinaisons accidentelles de RPA

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	55×55	3025	1922.259	0.254	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	50×50	2500	1015.307	0.162	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45×45	2025	599.42	0.118	vérifiée
7 ^{ème} étage	40×40	1600	212.085	0.053	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 combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.6. 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	1351.359	1543.267	0.87	vérifiée
Sens y-y	1490.913	1430.345	1.04	vérifiée

Analyse des résultats : On voit bien que $V_{dyn}/V_{st} > 0.8$. Les paramètres de la réponse calculée ne seront pas majeures.

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 :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta e_K$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : 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 IV.7.

Tableau IV.7.justification vis-à-vis des déformations :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	Δ_K/h_K (%)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_K (%)
RDC	0.104	0.520	0	0.520	493	0.105	0.08	0.4	0	0.4	0.081
NIV 01	0.225	1.125	0.520	0.605	306	0.197	0.155	0.775	0.4	0.375	0.122
NIV 02	0.357	1.785	1.125	0.660	306	0.215	0.243	1.215	0.775	0.440	0.143
NIV 03	0.493	2.465	1.785	0.680	306	0.222	0.343	1.715	1.215	0.500	0.163
NIV 04	0.622	3.110	2.465	0.645	306	0.210	0.442	2.210	1.715	0.495	0.161
NIV 05	0.742	3.710	3.110	0.600	306	0.196	0.537	2.685	2.210	0.475	0.155
NIV 06	0.848	4.240	3.710	0.530	306	0.173	0.633	3.165	2.685	0.480	0.156
NIV 07	0.942	4.710	4.240	0.470	306	0.153	0.725	3.625	3.165	0.460	0.150

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5 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",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

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 $1 / (1 - q_K)$.

✓ Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ :

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
RDC	493	34850.483	0.520	1382.105	0.026	0.4	1538.906	0.018
NIV 01	306	28811.599	0.605	1301.787	0.044	0.375	1450.603	0.024
NIV 02	306	23907.611	0.660	1192.048	0.043	0.440	1336.151	0.026
NIV 03	306	19689.576	0.680	1075.699	0.041	0.500	1208.132	0.027
NIV 04	306	15664.151	0.645	936.016	0.035	0.495	1053.266	0.024
NIV 05	306	11621.130	0.600	770.911	0.030	0.475	866.798	0.021
NIV 06	306	7738.999	0.530	585.271	0.023	0.480	652.599	0.019
NIV 07	306	3863.716	0.470	339.846	0.017	0.460	373.321	0.016

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion :

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, découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Chapitre V

V.1. Etude des poutres :

V.1.1 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 **BAEL91**.

V.1.2.2. Ferrailage :

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

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.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée 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.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d’une section en travée avec armatures comprimées. C’est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d’appui ou de l’encastrement

V.1.3. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

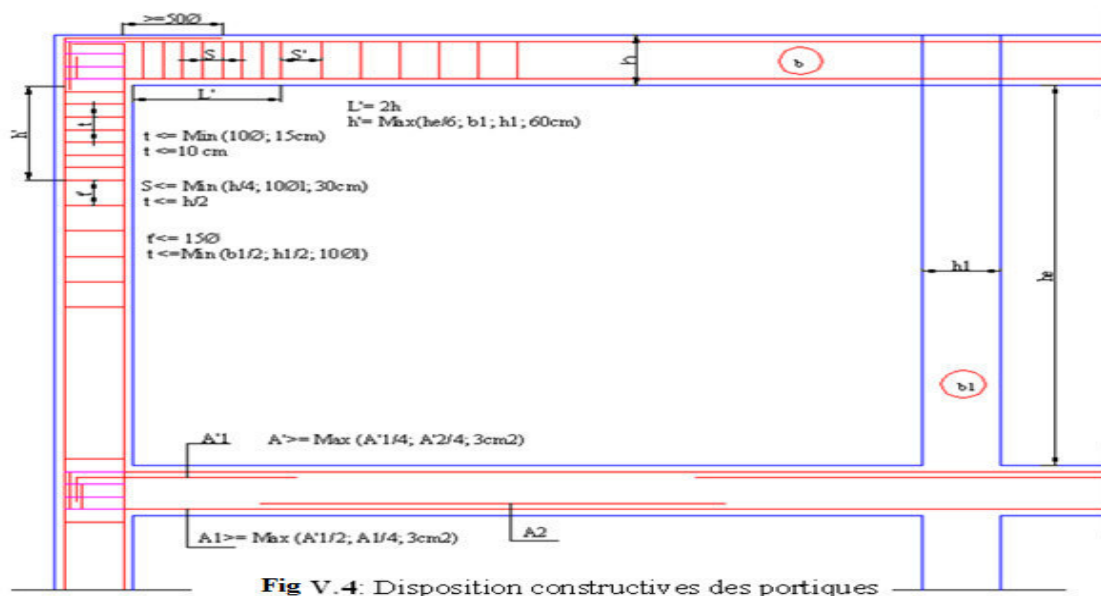


Fig. V.1 : Disposition constructives des portiques.

V.1.4.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.5. Calcul du ferrailage :**A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B). Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 122.56 \text{KN.m} \dots (\text{ELU}) \\ M_a = 73.99 \text{KN.m} \dots (\text{ELU}) \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{122.56 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.20} = 0.210$$

$$\mu_{bu} = 0.21 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.298$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 325.85 \text{mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{122.56 \times 10^6}{325.85 \times 348} = 10.80 \text{cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.99 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.126$$

$$\mu_{bu} = 0.126 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.170$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 344.81 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{73.99 \times 10^6}{344.81 \times 348} = 6.16 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entre sol 1 et 2	Poutre principale	30 × 40	Appuis	122.56	151.69	10.8	6	11.18	5T16+1T12
			Travée	73.99		6.16		7.7	5T14
	Poutre secondaire	30 × 35	Appuis	38.73	82.86	3.14	5.25	3.39	3T12
			Travée	31.48		2.94		3.39	3T12
RDC, 1, 2 ^{ème} étage	Poutre principale	30 × 40	Appuis	100.63	129.92	8.68	6	9.24	6T14
			Travée	52.06		4.25		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30 × 35	Appuis	107.84	176.93	9.39	5.25	9.42	3T16+ 3T12
			Travée	49.63		4.76		5.65	5T12
3 et 4 ^{ème} étage	Poutre principale	30 × 40	Appuis	90.33	129.37	7.69	6	8.01	3T14+3T12
			Travée	41.79		3.38		3.39	3T12
	Poutre secondaire	30 × 35	Appuis	99.80	161.3	8.67	5.25	9.24	6T14
			Travée	56.84		5.51		5.65	5T12
5 et 6 ^{ème} étage	Poutre principale	30 × 40	Appuis	91.58	104.82	7.81	6	8.01	3T14+3T12
			Travée	42.44		3.43		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30 × 35	Appuis	81.47	128.98	6.92	5.25	8.01	3T14+3T12
			Travée	61.49		6		6.88	3T14+2T12
	Poutre	30 × 40	Appuis	91.78		7.83	6	8.01	3T14+3T12

7 ^{ème} étage	principale		Travée	43.36	104.1	3.51		4.62	3T14
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	59.78	92.22	5.82	5.25	6.88	3T14+2T12
			Travée	48.32		4.62		4.62	3T14

V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ 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.1.7. Les armatures transversales :

a). Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 2; 1.14; 3\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1,14\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{T}10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

b). Calcul des espacements des armatures transversales :

1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$:

avec:

$$1). S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 33.3\text{cm}$$

$$2). S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 104.66\text{cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 45.88\text{cm}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$$

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10; 14.4) = 10 \text{ cm}$$

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

✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$.

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

c). Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times h = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.1.8. Vérification à l'ELU :

a). Condition de non fragilité : **BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b). Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

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

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	151.69	1.36	3.33	Vérifiée
secondaires	176.93	1.59	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$. **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$ $\gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$A_l^{rive}(\text{cm}^2)$	$A_l^{int}(\text{cm}^2)$	Observation
Principales	10.9	151.69	122.56	4.36	-6.22	Vérifiée
Secondaires	9.42	176.93	107.84	5.08	-5.67	Vérifiée

V.9.Vérification à l’ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$ **BAEL91 (Art E.III.1)**

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 .Vérification de l’état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	86.49	11.18	114758	15.5	11.68	15	vérifiée
	Travées	53.76	7.7	888388	13.46	8.18	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	30.34	9.42	72937	13.27	5.52	15	vérifiée
	Travées	22.03	6.88	5854	11.79	4.43	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D’après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

1. $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots$ **BAEL91 (Art B.6.5)**

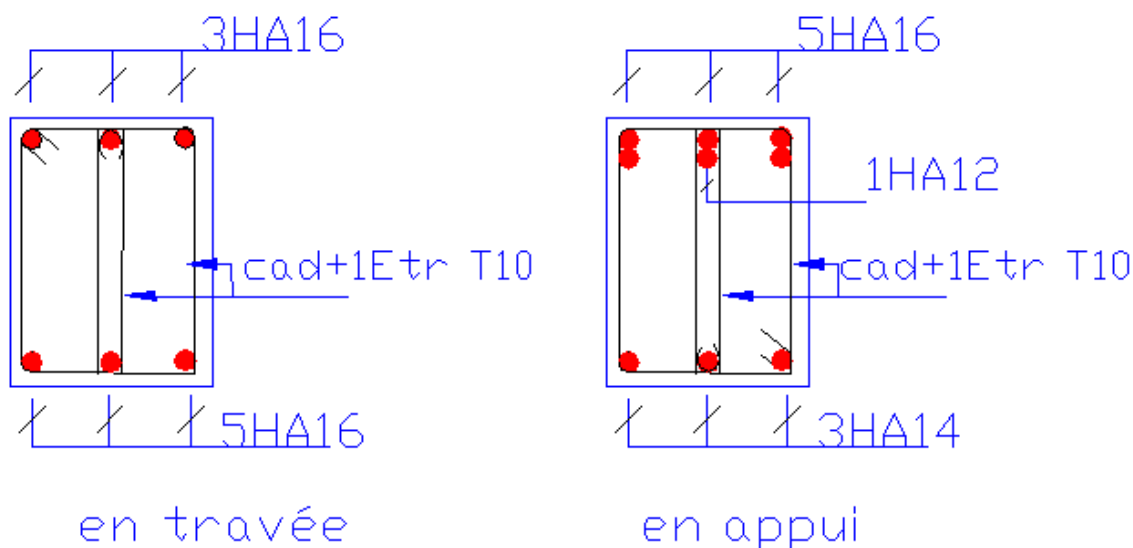
Tableau V.5.Vérification de la flèche pour les poutres

	h_t cm	b cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	4.8	11.18	0.0833	0.059	0.0100	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	4	9.42	0.0875	0.05	0.009	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

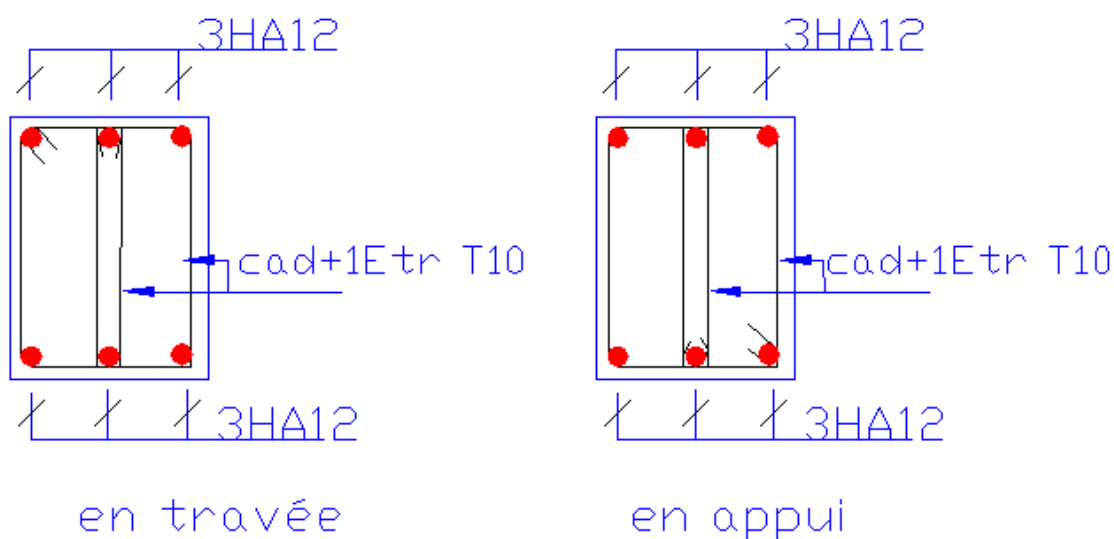
Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.1.10. Schéma de ferrailage des Poutres :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous



Poutres principales de Entre sol 1 et 2



Poutres secondaires de sous sol 1 et 2

Fig. V.2 : Ferrailage des poutres principales et secondaires de l'entre Sol 1 et 2.

V.2. Etude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- A_{min} = 0.8% de la section de béton (en zone IIa).
- A_{max} = 4% de la section de béton (en zone courante).
- A_{max} = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).
- Φ_{min} = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_r) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont

illustrées dans le tableau ci-dessous :

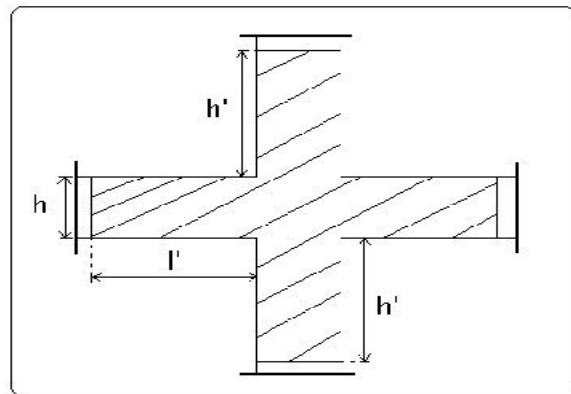


Tableau V.6. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux :

Niveau	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{max}(cm^2)$ Zone courante	$A_{max}(cm^2)$ zone de recouvrement
Entre sol 1 et 2	60×60	28.8	144	216
RDC ,1 et 2 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
3 et 4 ^{ème} étage	50×50	20.0	100	150
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
7 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96
Poteaux circulaire	D 50	15.7	78.5	117.75

b). Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots (I).$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

tranchant ; il est pris égale à :

$$\left[\begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

- t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale** $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left[\begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.7.Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Entre sol 1 et 2	-2433.83	7.09	120.49	-798.73	102.66	26.71
RDC ,1 et 2 ^{ème} étage	-1789.09	25.16	123.15	-957.81	309.91	3.46
3 et 4 ^{ème} étage	-963.40	19.24	76.00	-674.79	-3.17	-4.96
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	-570.76	18.05	-58.87	-237.14	28.27	5.62
7 ^{ème} étage	-210.64	11.15	-46.41	-99.48	13.15	8.91
Poteaux circulaires	-104.67	9.38	-23.83	-68.32	-5.18	5.86

V .2.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 2433.84 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 7.09 \text{ KN.m}$
- $M_{max} = 120.49 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 798.73 \text{ KN}$
- $N_{min} = 102.66 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 26.71 \text{ KN.m}$

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 55\text{m}; d' = 0.05\text{m}.$

$N = 2433.84\text{KN}(\text{de compression}) \dots\dots(\text{ELU})$

$M = 7.09\text{KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0028\text{m}$

$e_G < h/2 = 0.6/2 = 0.300\text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b) \dots\dots\dots(I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 7.09 + 2433.84 \times (0.55 - 0.60/2) = 615.55 \text{KN.m}.$

$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.82 > [2433.84 \times (0.55 - 0.05) - 615.55] \times 10^{-3} = 0.601$

$\Rightarrow (I) \text{ n'est pas vérifiée.}$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{615.55 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.238$$

$$\mu_{bu} = 0.238 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } B \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.346 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 6.615 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.473 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{615.55 \times 10^{-3}}{0.473 \times 348} = 37.39 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 37.39 \times 10^{-4} - \frac{2433.84 \times 10^{-3}}{348} = -32.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 120.49 \text{ KN.m, } N = 798.73 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.15 \text{ m} < (h/2) = 0.300 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 120.49 + 798.73 \times (0.55 - 0.60/2) = 320.17 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.82 > [798.73 \times (0.60 - 0.05) - 320.17] \times 10^{-3} = 0.119$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la

flexion simple :

$$M_{UA} = 320.17 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.095 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.125 \rightarrow z = 0.522 \rightarrow A_1 = 15.33 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 102.66 \text{ KN} \rightarrow M = 26.71 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.26 \text{ m} < (h/2) = 0.30 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 26.71 + 102.66 \times (0.55 - 0.60/2) = 52.37 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.82 > [102.66 \times (0.55 - 0.05) - 26.71] \times 10^{-3} = 0.0246$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 52.37 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0156 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.0196 \rightarrow z = 0.545 \text{ m} \rightarrow A_1 = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8. Ferrailage des poteaux :

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
Entre sol 1 et 2	60×60	0	0	28.8	30.29	12HA16+4HA14
RDC ,1 et 2 ^{ème} étage	55×55	3.68	4.07	24.2	26.51	4HA16+12HA14
3 et 4 ^{ème} étage	50×50	0	0.23	20.0	24.63	16HA14
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45×45	0	0.75	16.2	18.47	12HA14
7 ^{ème} étage	40×40	0	2.43	12.8	15.21	4HA14+8HA12
Poteaux circulaires	D50	1.71		15.7	16.08	8HA16

V.2.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.9 : Calcul des armatures transversales :

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	V _d (KN)	l _r cm	(t) zone nodale	(t) zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
60×60	1.4	188.01	56	10	15	2.94	2.70	3.02	6HA8
55×55	1.4	268.02	56	10	15	4.5	2.47	4.59	2HA10+6HA8
50×50	1.2	247.99	48	10	15	4.65	2.25	4.59	2HA10+6HA8
45×45	1.2	215.24	48	10	15	4.48	2.02	4.59	2HA10+6HA8
40×40	1.4	26.51	56	10	15	0.62	1.8	2.01	4HA8
D50	1.6	5.81	64	10	15	0.1	2.25	3.02	6HA8

V.2.6 .Vérifications :**a). Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL99(Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- Br :est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α :est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

l'élancement mécanique est donné par :

$$\left[\begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / d \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2433.84 \text{ KN}$$

$$l_f = 473 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 27.27 < 50 \rightarrow \alpha = 0.757 / 1.10 = 0.689$$

$$Br = (0.60 - 0.02) \times (0.60 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.689 \times \left[\frac{0.3364 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{30.29 \times 10^{-3} \times 400}{1.15} \right] = 11.55 \text{ MN.}$$

$N_d = 2.433 \text{ MN} < 11.55 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V.10. Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Entre sol 1 et 2	60x60	473	473	27.27	0.689	30.29	0.3364	5.08	2.433	vérifiée
RDC ,1 et 2 étage	55x55	286	286	17.99	0.734	26.51	0.2809	4.494	1.789	vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	50x50	286	286	19.79	0.726	24.63	0.2304	3.719	0.963	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45x45	286	286	21.99	0.716	18.47	0.1849	2.911	0.570	vérifiée
7 ^{ème} étage	40x40	286	286	24.74	0.772	15.21	0.144	2.467	0.210	vérifiée
P- circulaires	D 50	694	694	57.2	0.713	16.08	0.180	2.775	0.104	vérifiée

b). Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

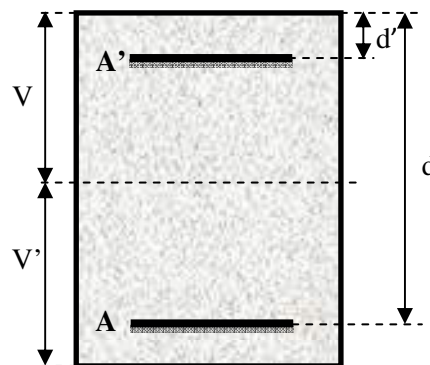
$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	Sous-sol 1,2	RDC ,1 et 2 étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
d (cm)	55	50	45	40	35
A' (cm ²)	15.145	13.255	12.31	9.23	7.6
A(cm ²)	15.145	13.255	12.31	9.23	7.6
V (cm)	30	27.5	25	22.5	20
V'(cm)	30	27.5	25	22.5	20
I _{yy} (m ⁴)	0.014	0.0098	0.0067	0.0041	0.0037
N ^{ser} (MN)	1.757	1.2986	0.7019	0.4161	0.1542
M ^{ser} (MN.m)	0.06701	0.05125	0.03632	0.0353	0.0337
M _G ^{ser} (MN.m)	0.06701	0.05125	0.03632	0.0353	0.0337
σ _{bc1} (MPa)	6.31	5.73	3.8	3.24	2.66
σ _{bc2} (MPa)	3.44	2.85	1.15	0.12	0
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c).Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

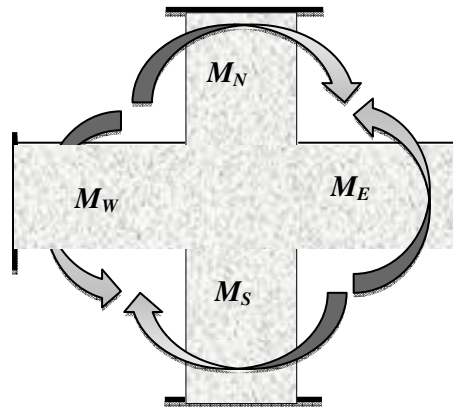
Tableau V.12.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} ⁻ (MPa)	Obs.
Entre sol 1 et 2	60×60	473	27.27	0.075	55	188.01	0.56	1.875	vérifiée
RDC, 1, 2 étage	55×55	286	17.99	0.075	50	268.026	0.97	1.875	vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	50×50	286	19.79	0.075	45	247.99	1.1	1.875	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45×45	286	21.99	0.075	40	215.24	1.19	1.875	vérifiée
7 ^{ème} étage	40×40	286	24.74	0.075	35	26.51	0.18	1.875	vérifiée
P- circulaires	D 50	694	57.2	0.04	45	5.81	0.036	1.875	vérifiée

d). Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

**d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	MR (KN.m)
Entre sol 1 et 2	60×60	54	30.29	569.209
RDC, 1, 2 étage	55×55	49.5	26.51	456.661
3 et 4 ^{ème} étage	50×50	45	24.63	385.7
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.47	260.31
7 ^{ème} étage	40×40	36	15.21	190.55
P- circulaires	D 50	45	16.08	251.81

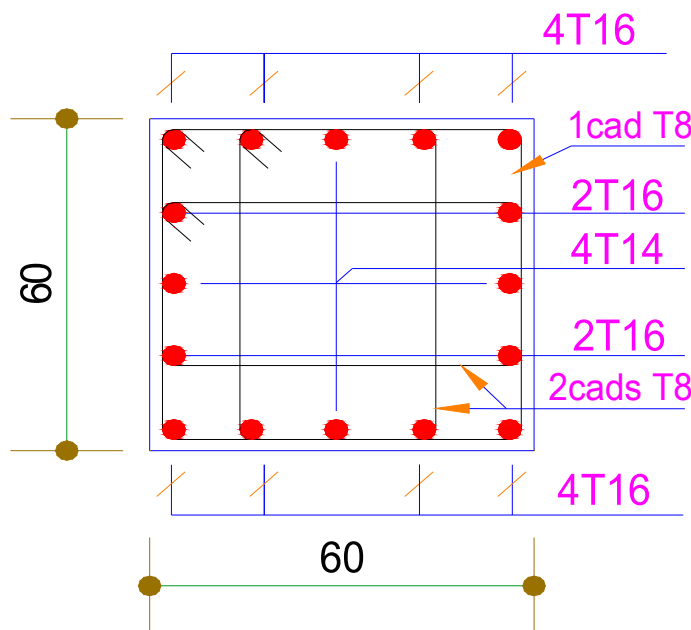
d-2).Détermination des moments résistants dans les poutres :

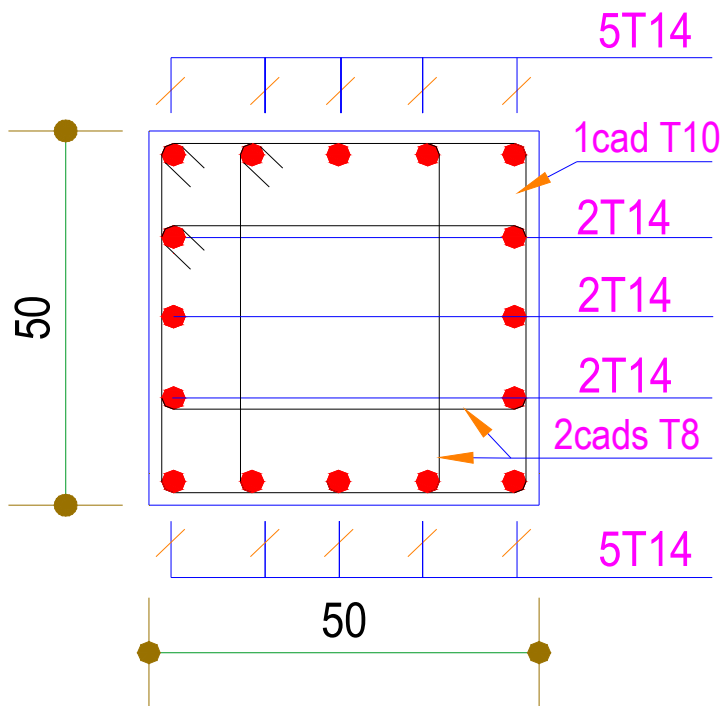
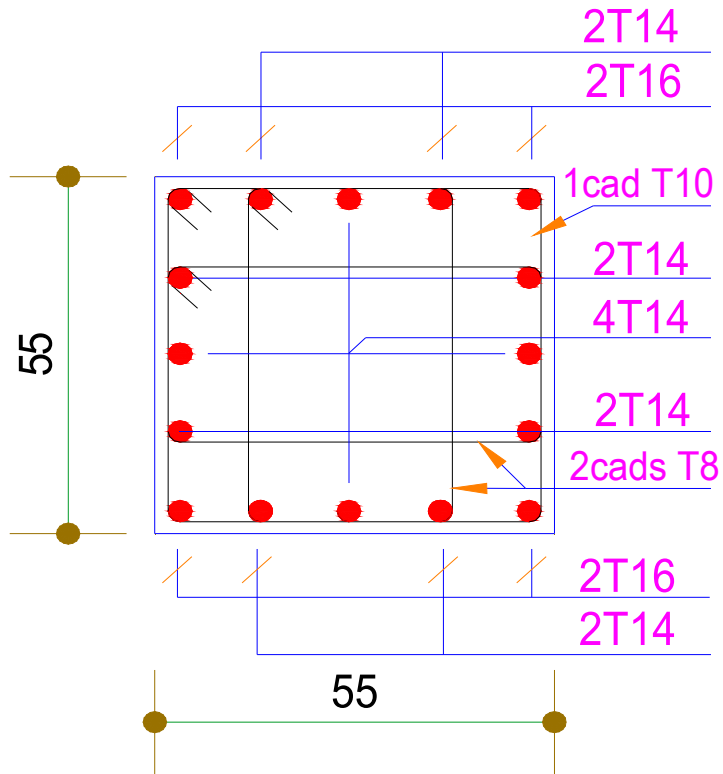
Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

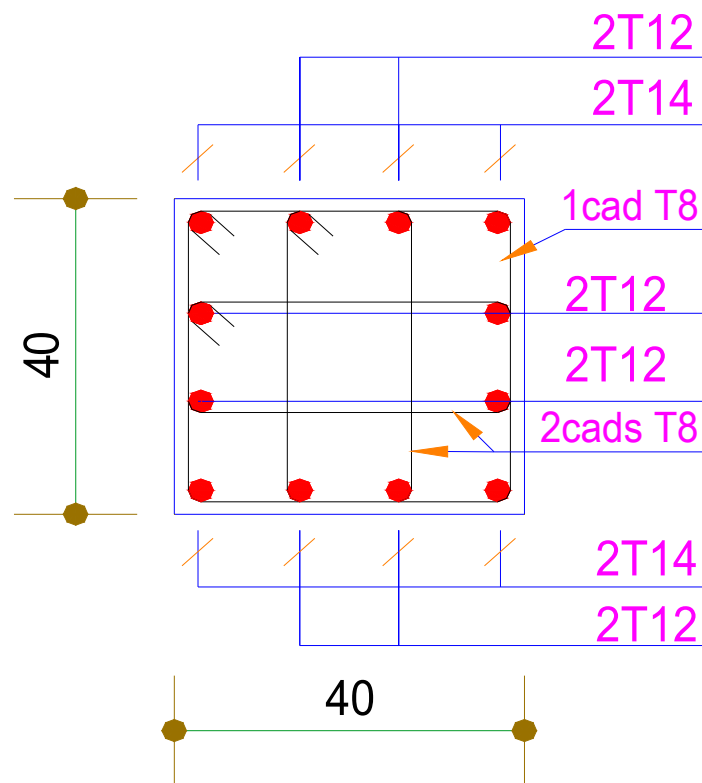
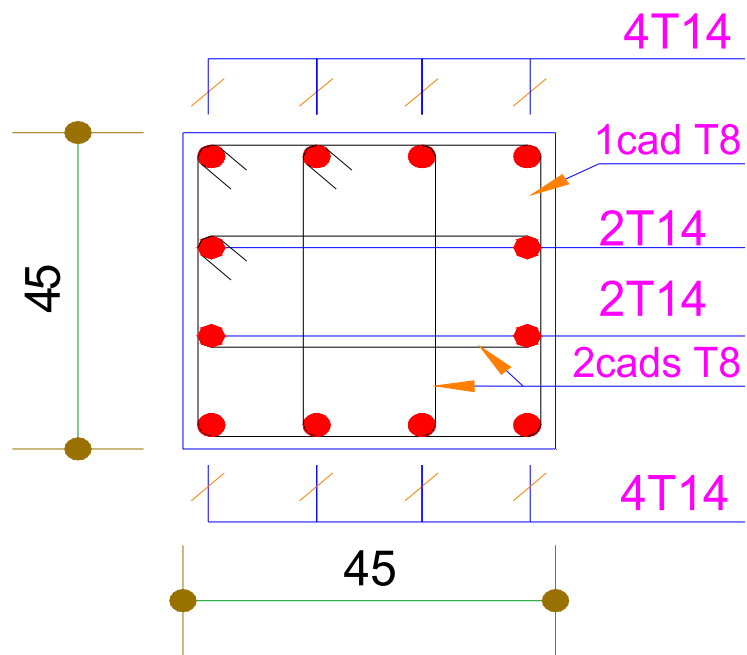
Tableau V.14.Vérification de la zone nodale :

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
E-sol 1	569.209	569.209	1138.42	233	233	582.5	vérifiée
E-sol 2	569.209	569.209	1138.42	233	233	582.5	vérifiée
RDC	456.661	569.209	1025.87	173.64	173.64	434.1	vérifiée
Etage1	456.661	456.661	913.32	173.64	173.64	434.1	vérifiée
Etage2	456.661	456.661	913.32	173.64	173.64	434.1	vérifiée
Etage3	385.7	456.661	842.36	142.82	142.82	357.05	vérifiée
Etage4	385.7	385.7	771.4	142.82	142.82	357.05	vérifiée
Etage5	260.31	385.7	646.01	158.22	158.22	395.55	vérifiée
Etage6	260.31	260.31	520.62	158.22	158.22	395.55	vérifiée
Etage7	190.55	260.31	450.86	158.22	158.22	395.55	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux
- **Schémas de ferrailage :**







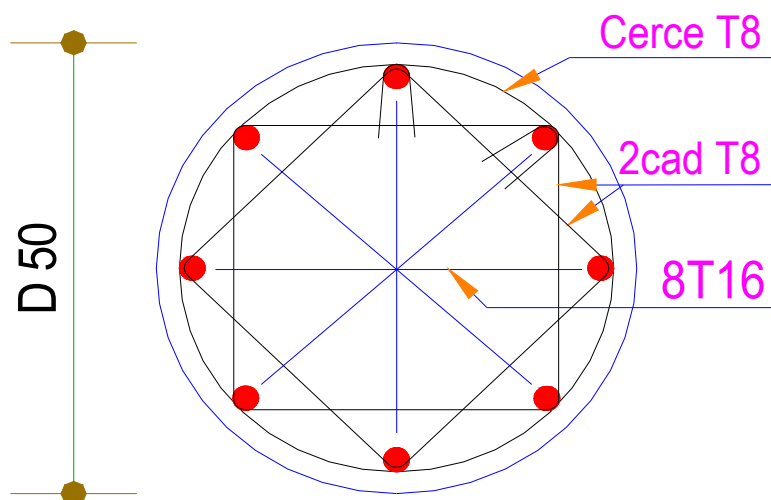


Fig. V.3. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

V.3. Étude des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0.8G \pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements 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.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

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.16: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} à x-x'.

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 1,2 RDC	V_{x1}	-2441.4	154.00	962.04	-1106.2	-665.09	948.19	322.89
1,2,3 ^{ème} étage	V_{x1}	-1677.42	1886.96	683.68	-1329.7	-534.87	15.38	325.7
4,5,6,7 ^{ème} étage	V_{x1}	-1043.82	81.65	249.22	-844.23	-110.72	138.29	159.75

V.3.4 Calcul du ferrailage :

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x1} dans tous les niveaux :

Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux :

Niveau	Entre sol 1,2, RDC	1,2 et 3 ^{ème} étage	4,5,6 et 7 ^{ème} étage
Section (m^2)	0.20×2.65	0.20×2.65	0.20×2,65
M(KN.m)	154	15.38	81.65
N(KN)	2441.4	534.8	1043.82
section	Entièrement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	322.89	325.7	159.975
τ (MPa)	1.92	0.956	0.470
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	34.60	6.9	16.33
A_v^{min} (cm^2)	10.6	10.6	10.6
A_v^{adop} (cm^2)	36.18	20.34	20.34
N^{bre} /par face	18HA16	18HA12	18HA12
S_t (cm)	15	15	15
A_h^{cal} (cm^2)	1.18	1.19	0.59
A_h^{min} (cm^2)	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm^2)	2.26	2.26	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12	2HA8

$S_t(\text{cm})$	20	20	20
------------------	----	----	----

Tableau V.18.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux :

Niveau	Entre sol 1,2et RDC	1,2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6,è ^{ème} étage
Section (m^2)	0.2×2.1	0.2×2.1	0.2×2,1
M(KN)	874.28	52.62	76.45
N(KN)	261.55	1269	764.17
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	499.26	137.94	96.97
$\tau(\text{MPa})$	1.849	0.511	0.66
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	8.85	17.76	12.55
$A_v^{min} (\text{cm}^2)$	6.3	8.4	8.4
$A_v^{adop} (\text{cm}^2)$	18.48	18.48	13.56
N^{bre} /par face	12HA14	12HA14	12HA12
$S_t(\text{cm})$	20	20	20
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	2 .31	0.45	0.45
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	3.08	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA14	2HA8	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20

Tableau V.19.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol 1,2 et RDC	1,2et3 ^{ème} étage	4,5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m^2)	0.2×4.8	0.2×4.8	0.2×4.8
M(KN)	168.32	130.71	47.96
N(KN)	-2566.03	-1762.5	-1256.87
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	623.67	386	276.43
$\tau(\text{MPa})$	1.011	0.625	0.448

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	38.39	26.51	18.52
$A_v^{min} (\text{cm}^2)$	19.2	19.2	19.2
$A_v^{adop} (\text{cm}^2)$	38.50	28.25	19.75
$N^{bre} / \text{par face}$	25HA14	25HA12	25HA10
$S_t(\text{cm})$	20	20	20
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	1.26	0.78	0.58
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	1.58	1.01	1.01
$N^{bre} / \text{par plan}$	2HA10	2HA8	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20

Tableau V.20.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol 1, 2 et RDC	1, 2,3ème étage	4, 5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×3.5	0.2×3.5	0.2×3.5
M(KN)	118.8	24.15	336.42
N(KN)	-1559.63	-1335.51	-694.27
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	548.4	329.99	160.96
$\tau(\text{MPa})$	0.358	0.733	0.358
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(\text{MPa})$	5	5	5
$A_v^{cal} (\text{cm}^2)$	23.88	19.49	12.60
$A_v^{min} (\text{cm}^2)$	14	14	14
$A_v^{adop} (\text{cm}^2)$	27.72	20.34	14.22
$N^{bre} / \text{par face}$	18HA14	18HA12	18HA10
$S_t(\text{cm})$	20	20	20
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	1.52	0.92	0.45
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	1.58	1.01	1.01
$N^{bre} / \text{par plan}$	2HA10	2HA8	2HA8
$S_t(\text{cm})$	20	20	20

V.3.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du S-S et RDC (V_{x2}) comme exemple

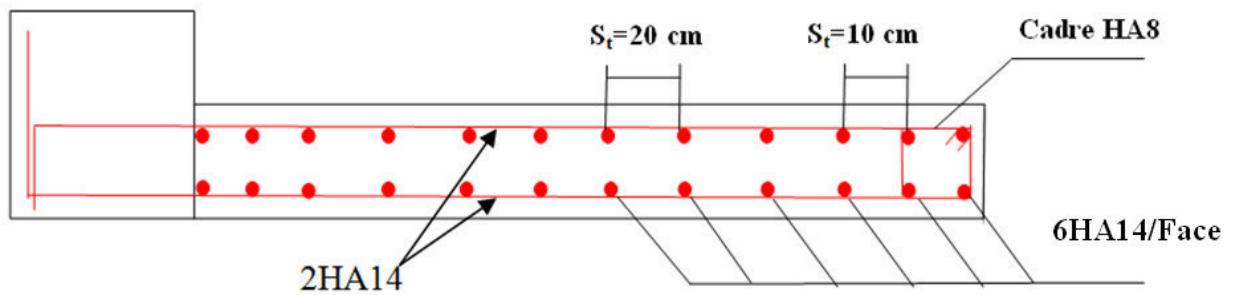


Fig. V. 4 : Schéma de ferrailage de voile (V_{x2})

Chapitre VI

VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- la capacité portante du sol ;
- les Charges transmises au sol ;
- la distance entre axes des poteaux ;
- la profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, la vérification se fait dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes, le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, le taux de travail à prendre en considération est 2.2 bar.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99(Article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.4. Étude des fondations

1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

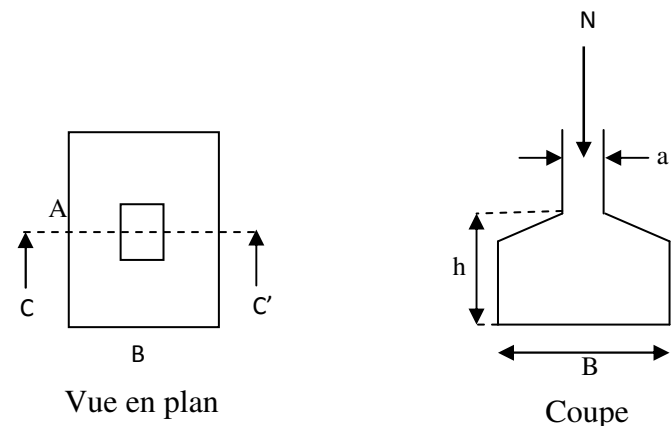


Figure VI.1: Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel **SAP2000**.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$N = 2132.20 \text{ KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 220 \text{ KN/m}^2.$$

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle à poteaux homothétiques :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{60}{60} \times \frac{2132.20}{220}} = 3.11 \text{ m}$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

2. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} ;$$

avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5$$

$$N=1341.81+1757.18+1659.89+1989.90+1354.46$$

$$N=8103.27\text{KN}$$

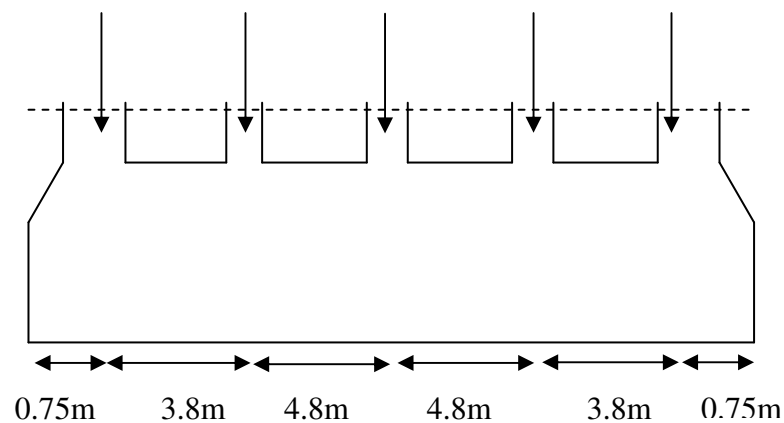


Figure VI.2: Semelle filante.

D'après le portique le plus sollicité $N=8103.27\text{KN}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{8103.27}{220 \times 19.1} = 1.92\text{m}.$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

A. Étude des semelles filantes sous poteaux :

1). Dimensionnement (coffrage) :

- Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$S = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} = \frac{8103.27}{220} = 36.83\text{m}^2$$

S: surface de la semelle.

$$S = L_{\text{Total}} \times B.$$

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0.75 \text{ m}.$$

$$L = 19.1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{36.83}{19.2} = 1.93 \text{ m} ; \text{ soit : } B = 2 \text{ m}.$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t)**

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + c ;$$

avec :

- c : enrobage des armatures ; $c = 5 \text{ cm}$;
- d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right.$$

- $(a \times b) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$

$$d = 0,35 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,35 = 0,40 \text{ m} \Rightarrow h_t = \mathbf{0,40 \text{ m}}$$

Remarque :

Avec le choix de $d \geq \frac{B-b}{4}$, les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal sont vérifiées.

- **Charges agissantes sur la semelle :**

Les charges revenant à la semelle sont exposées dans la figure ci-dessous :

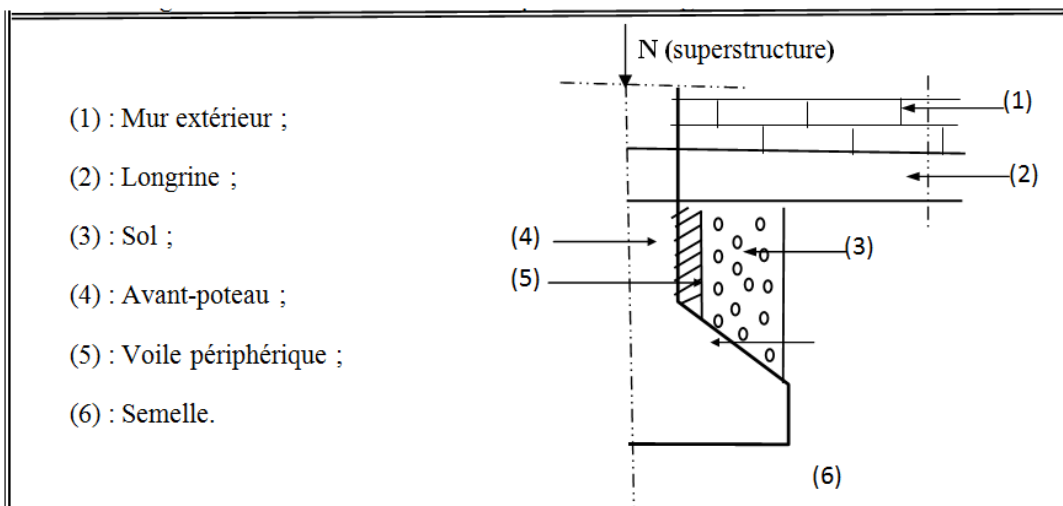


Figure VI.3: Différentes charges agissant sur la semelle.

$$N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}$$

Avec :

$N_{(superstructure)} = \sum N_i$; N_i : effort normal ramené par le poteau « i ».

$N_{(infrastructure)} = N_{(longrine)} + N_{(dallage)} + N_{(avant\ poteau)} + N_{(semelle)} + N_{(terre)}$.

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$N_{(superstructure)} = 8103.27 \text{ KN}$.

$N_{(longrine)} = \gamma_b \times S \times \sum l_i$;

$N_{(dallage)} = \gamma_b \times (B - 0.3) \times A \times e$

avec :

B=largeur de la semelle.

A=longueur de la semelle.

e=épaisseur de la dalle flottante.

$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2$: surface transversale de la longrine.

$N_{(longrine)} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 19.1 = 57.3 \text{ KN}$.

$N_{(dallage)} = 25 \times (2 - 0.3) \times 17.6 \times 0.12 = 89.76 \text{ KN}$.

$N_{(avant\ poteau)} = \gamma_b \times S \times h \times n$; Avec :

S: surface transversale de l'avant-poteau ;

$S = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$

h: hauteur de l'avant-poteau ; h = 2 m.

n: nombre de poteaux revenant à la semelle ; n = 5 poteaux.

$N_{(avant-poteau)} = 25 \times 0.60 \times 0.60 \times 2 \times 5 = 90 \text{ KN}$.

$N_{(semelle)} = \gamma_b \times S \times h_t$.

$N_{(semelle)} = 25 \times 19.2 \times 0.40 = 191 \text{ KN}$.

$N_{(terre)} = \gamma_h \times S_{semelle} \times h$; γ_h : poids spécifique du sol ; $\gamma_h = 20.9 \text{ KN/m}^3$.

$N_{(terre)} = 20.9 \times 19.1 \times 2 = 798.38 \text{ KN}$.

$N_{Total} = 9239.71 \text{ KN}$.

- **Calcul de la surface de la semelle (S) :**

La surface de la semelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_{Total}}{\sigma_{sol}} = \frac{9239.71}{220} = 41.99 \text{ m}^2.$$

- **Calcul de la largeur de la semelle (B) :**

$S = L \times B$.

$L = \sum l_i + 2 \times L_{débordement}$; $L_{débordement} = 0.75 \text{ m}$.

$L = 19.1 \text{ m}$

$$\Rightarrow B \geq \frac{41.99}{19.1} = 2.19\text{m} ; \text{ soit : } B = 2.20 \text{ m.}$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :**

$$d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.20-0.6}{4} \\ \frac{2.20-0.6}{4} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow d \geq 0.40\text{m}$$

On prend :

$$d = 0,4 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,4 = 0.45\text{m} \Rightarrow h_t = 0.45 \text{ m.}$$

2) Le Ferrailage :

- a)- **Aciers principaux ($A_{//B}$) :**

$$A_{//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \overline{\sigma}_{st}}$$

avec :

N_u : effort ultime sollicitant la semelle ;

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte d'acier ; $\overline{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348\text{MPa}$.

D'après SAP 2000 on a : $N_u = 11197.959\text{KN}$

- b) **Aciers de répartition ($A_{\perp B}$) :**

$$A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{3}$$

- Application numérique :

$B = 2.20 \text{ m}$; $N_u = 11197.959\text{KN}$; $b = 60 \text{ cm}$; $d = 40 \text{ cm}$

$$A_{//B} = \frac{11197.959 \times 10^{-3} \times (2 - 0,60)}{8 \times 0,4 \times 348} = 140.77 \text{ cm}^2 = 7.37 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $5\text{HA}14/\text{ml} = 7.70 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20cm .

$$A_{\perp B} = \frac{140.77}{3} = 46.92 \text{ cm}^2 = 2.45 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $4\text{HA}14/\text{ml} = 6.16 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm .

- Schéma de ferrailage

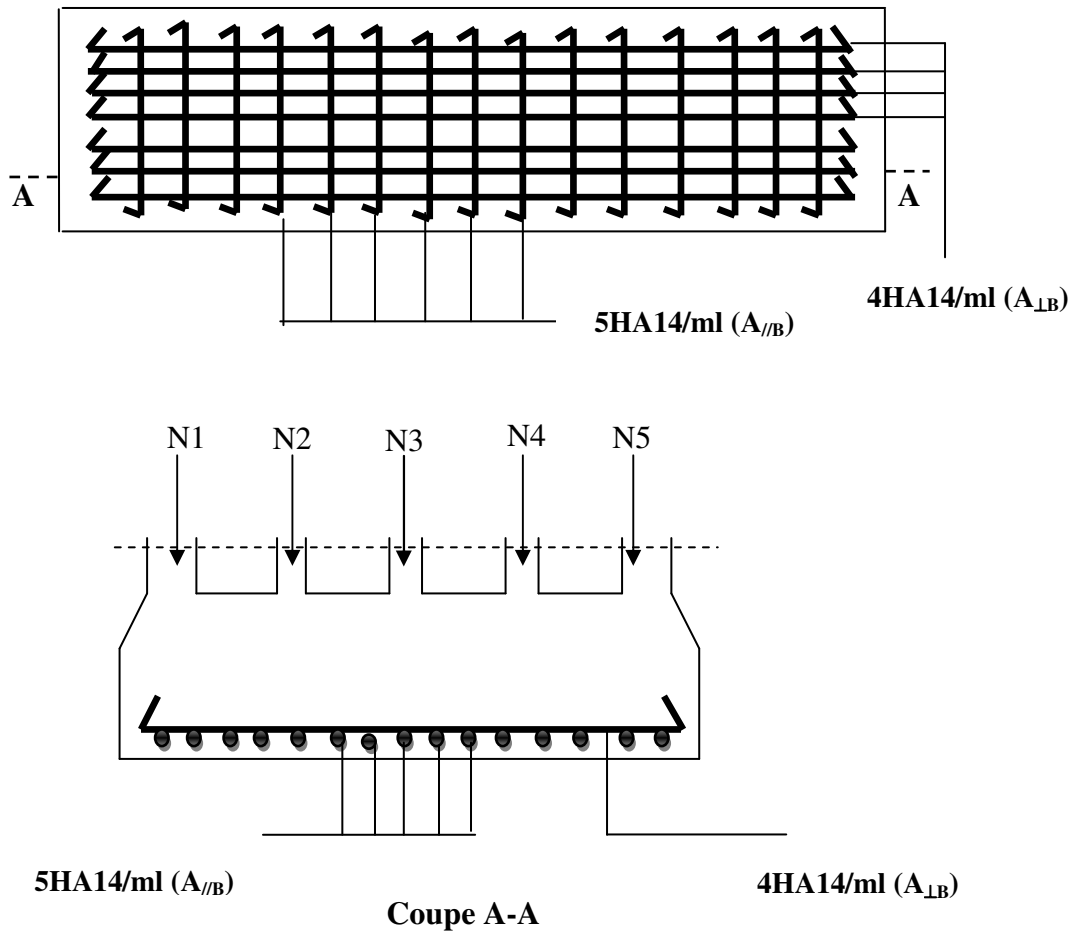


Figure VI.4: Schéma de ferrailage de la semelle filante sous poteaux.

B. Étude des poutres de rigidité :

1- Définition :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

2- Dimensionnement :

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 4.8 \text{ m} \Rightarrow \frac{480}{9} \leq h \leq \frac{480}{6} \Rightarrow 53.33 \leq h \leq 80 \text{ (cm)}$$

Soit : h = 60 cm.

b = bavant poteau \Rightarrow b = 60cm

3- Calcul des charges agissants sur la poutre de rigidité :

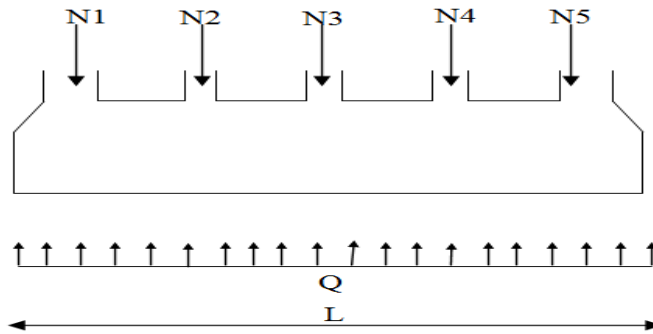


Figure VI.5: Charges agissants sur la poutre de rigidité.

$$Q = \frac{\sum N_i}{L} ; N_i = 8103.27 \text{ KN}, L = 19.1 \text{ m} \longrightarrow Q = 424.25 \text{ KN/ml}$$

4- Calcul des sollicitations :

- **Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

➤ **Poutre de rigidité**

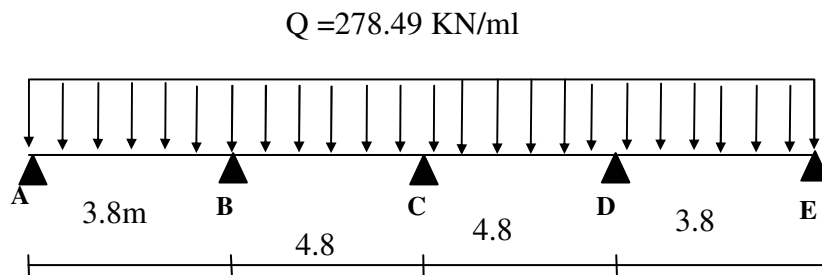


Figure VI.6: schéma statique de la poutre de rigidité.

a) Moment en appui :

$$M_A = M_E = 0.$$

$$M_B = \frac{424.25(3.8^3 + (0.8 \times 4.8)^3)}{8.5(3.8 + (0.8 \times 4.8))} = 728.39 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = \frac{278.49((0.8 \times 4.8)^3 + (0.8 \times 4.8)^3)}{8.5(0.8 \times 4.8 + 0.8 \times 4.8)} = 735.97 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = \frac{278.49((0,8 \times 4.8)^3 + (3.8)^3)}{8,5(0,8 \times 4.8 + 3.8)} = 728.39 \text{ KN.m.}$$

b) Moment en travée

✓ **Travée AB:**

$$x_0 = \frac{3.8}{2} - \frac{0 - (-728.39)}{424.25 \times 3.8} = 1.44 \text{ m.}$$

$$M_0(1.44) = \frac{424.25 \times 1.44}{2} (3.8 - 1.44) = 720.88 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(1.44) = 720.88 - 728.39 \times \frac{1.44}{3.8} = -2.85 \text{ KN.m.}$$

✓ **Travée BC:**

$$x_0 = \frac{4.8}{2} - \frac{(-728.39) - (-735.97)}{424.25 \times 4.8} = 2.39 \text{ m.}$$

$$M_0(2.39) = \frac{424.25 \times 2.39}{2} (4.8 - 2.39) = 1221.81 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(2.39) = 1221.81 - 728.39 \times \left(1 - \frac{2.39}{4.8}\right) - 735.97 \frac{2.39}{4.8} = -119.74 \text{ KN.m.}$$

✓ **Travée CD:**

$$x_0 = \frac{4.8}{2} - \frac{(-735.97) - (-728.39)}{424.25 \times 4.8} = 2.4 \text{ m.}$$

$$M_0(2.4) = \frac{424.25 \times 2.4}{2} (4.8 - 2.4) = 1221.84 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(2.4) = 1221.84 - 735.97 \times \left(1 - \frac{2.4}{4.8}\right) - 728.39 \times \frac{2.4}{4.8} = -121.26 \text{ KN.m.}$$

✓ **Travée DE:**

$$x_0 = \frac{3.8}{2} - \frac{(-728.39) - (0)}{424.25 \times 3.8} = 2.35 \text{ m.}$$

$$M_0(2.35) = \frac{424.25 \times 2.35}{2} (3.8 - 2.35) = 722.81 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(2.35) = 722.81 - 728.39 \times \left(1 - \frac{2.35}{3.8}\right) = -2.12 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.1: Sollicitations agissants sur la poutre de rigidité

Travées	L(m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.M)	q(KN/ml)	M _t (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)
AB	3.8	1.44	720.88	424.25	-2.85	0	-728.39
BC	4.8	2.39	1221.81	424.25	-119.74	-728.39	-735.97
CD	4.8	2.4	1221.84	424.25	-121.26	-735.97	-728.39
DE	3.8	2.35	722.81	424.25	-2.12	-728.39	0

5- Calcul des armatures

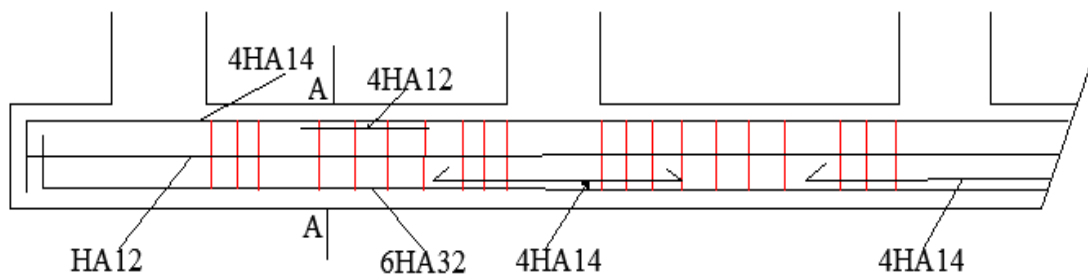
Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b×h) à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,60 \times 0,55 \times 2,1}{400} = 3,98 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.2: Ferrailage de la poutre de rigidité.

Travées	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _{t cal} (cm ²)	A _{a cal} (cm ²)	A _{t adopt} (cm ²)	A _{a adopt} (cm ²)
AB	2.85	108.13	3.98	5.77	4HA12=4.52	4HA14=6.16
BC	119.74	728.39	6.41	45.91	6HA12=6.79	6HA32=48.25
CD	121.26	735.97	6.49	46.52	6HA12=6.79	6HA20=48.25
DE	2.12	108.42	3.98	5.79	4HA12=4.52	4HA14=6.16



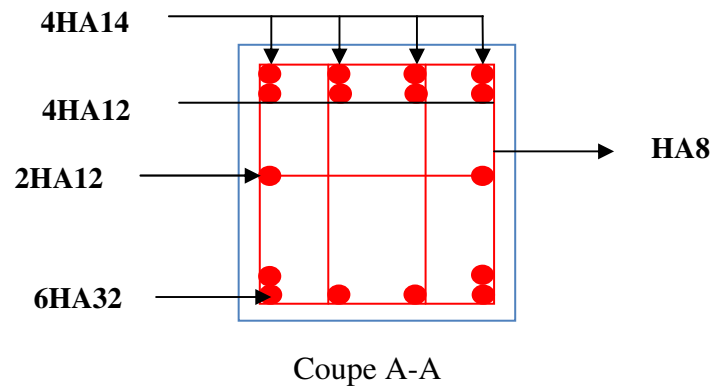


Figure VI.7: Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.

VI .5. Étude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux, il doit satisfaire les exigences du **RPA99 /version 2003(article 10.1.2)** suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- 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.

a). Dimensionnement :

- La hauteur $h=4.53\text{m}$.
- La longueur $L=4.8\text{m}$.
- $e \geq 15\text{cm}$; On prend $e = 20\text{cm}$

b). Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après le rapport de sol on a :

L'angle de frottement interne : $\phi = 34^\circ$

La cohésion : $C = 0.23 \text{ bar}$

Poids volumique des terres humides : $\gamma_h = 20,9 \text{ KN} / \text{m}^3$

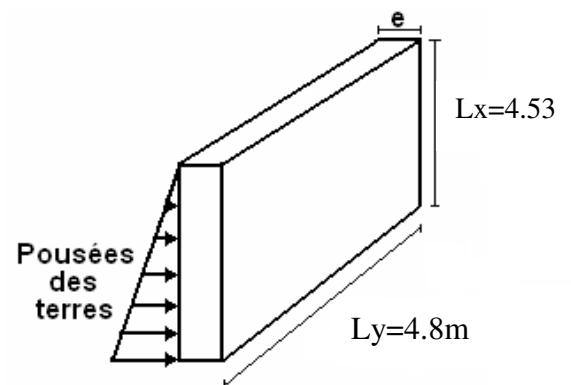


Figure VI.8: Voile périphérique.

c). Évaluation des charges et surcharges :

- **La poussée des terres :**

$$G = \gamma_h \times h \times \left(\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow G = 20.9 \times 4.53 \times \left(\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{34}{2} \right) \right) - 2 \times 23 \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{34}{2} \right)$$

$$G = 2.31 \text{ KN / m}$$

- **Surcharges accidentelle : $q = 10 \text{ KN / m}^2$**

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{34}{2} \right) \Rightarrow Q = 2.83 \text{ KN / m}$$

e). 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.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 4.24 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 7.36 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 6.58 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 6.58 \text{ KN/m}$$

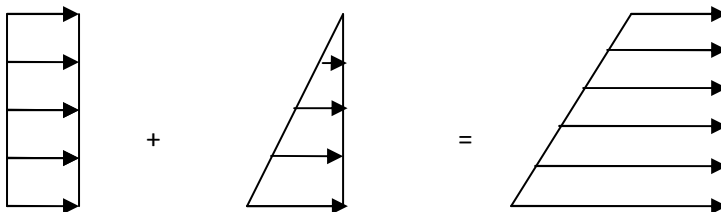
$$\sigma_{ms} = \frac{3 \times 5.14 + 2.83}{4} = 4.91 \text{ KN / m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 4.91 \text{ KN / m}.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **À l'ELU**

$$\sigma_m \quad \sigma(Q) \quad Q = 4.24 \text{ KN / m} \quad \sigma(G)$$



$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 7.36 \text{ KN / m}^2$$

Fig. VI.9. Répartition des contraintes sur le voile.

On a : $\rho = 0.94 \Rightarrow \hat{\alpha}$ l'ELU $\begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$ $\hat{\alpha}$ l'ELS $\begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$

• Calcul de M_{x0} et M_{y0}

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0419 \times 6.58 \times 4.53^2 = 5.66 \text{ KN.m / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8661 \times 5.66 = 4.9 \text{ KN.m / ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0491 \times 4.91 \times 4.53^2 = 4.95 \text{ KN.m / ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9087 \times 4.95 = 4.5 \text{ KN.m / ml} \end{cases}$$

• Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

- En travée

$$\begin{cases} M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 4.81 \text{ KN.m / ml} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 4.16 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 4.23 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 3.83 \text{ KN.m / ml} \end{cases}$$

- En appuis

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5 M_{0u}^x = -2.83 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser}^x = -2.47 \text{ KN.m / ml} \end{cases}$$

• Ferrailage :

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$A_{min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA .

Tableau VI.3. 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)	Nbar
Travée	x-x	4.81	0.01326	0.01668	0.1589	0.87	1.65	3.14	4HA10
	y-y	4.16	0.01148	0.01444	0.1591	0.75	1.6	3.14	4HA10
Appui		2.83	0.0078	0.0097	0.1593	0.51	1.6	3.14	4HA10

• Espacements :

$$\begin{cases} sensxx : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \\ sensyy : S_t \leq \min(2 \times e; 25cm) = 25cm \Rightarrow S_t = 25cm \end{cases}$$

f). Vérifications :**A L'ELU:**

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.94 > 0.4$$

$$e \geq 20cm$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.94) \times 100 \times 20 = 1.65 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

$$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_u > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **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 :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{6.58 \times 4.53}{2} \times \frac{4.8^4}{4.8^4 + 4.53^4} = 8.31 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{6.58 \times 4.8}{2} \times \frac{4.53^4}{4.8^4 + 4.53^4} = 6.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.048 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.048 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}.$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\tau f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

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

- **Contraintes dans le béton :**

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tab VI.4: Contraintes dans le béton

Le sens	M_{ser} (KN.m)	Y(cm)	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{adm}(\text{MPa})$	remarque
Selon x-x	4.23	3.55	0.0001012	1.49	15	Vérifiée
Selon y-y	3.83	3.55	0.0001012	1.35	15	Vérifiée
appui	2.83	2.91	6807	1.05	15	Vérifiée

- **Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 84.68 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Condition vérifiée.

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

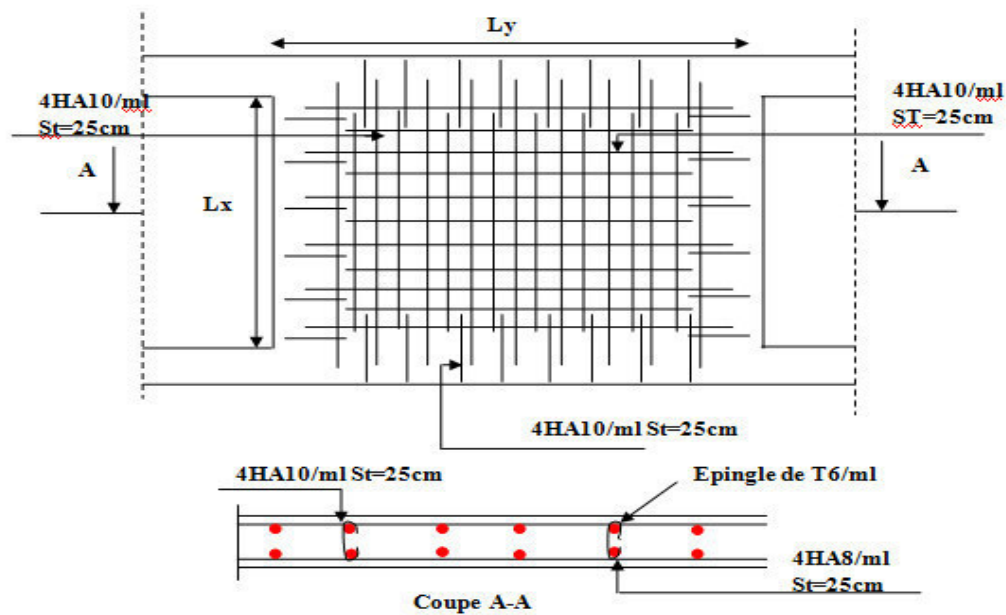


Fig. VI.10. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VI.6. Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes sont le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion

Générale

Conclusion générale :

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14.

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 celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des 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'est imposé.

Bibliographie

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Enciens mémoires de fin d'étude.

Annexes

ANNEXE I

Coopérative Immobilière

Janvier 2010

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'assiette choisie par la coopérative immobilière « Ma vallée » sise à Akbou, pour recevoir une construction en R+7 & 2 S/S, à usage d'habitation et commercial au niveau de la ville d'Akbou, est sur un terrain de portance très satisfaisante.

Le site se trouve sur un terrain en pente assez abrupte orientée Ouest- Est, de constitution alluvionnaire avec des limons, argiles, galets et pierres ainsi que le passage de blocs très rigides.

Les essais pénétrométriques ont révélé un terrain homogène vis-à-vis de sa résistance, qui est favorable à partir de -0^m.20 de profondeur par rapport au fond de la fouille existante.

De ce fait, nous suggérons :

- L'emploi de fondations superficielles ;

On préconise l'utilisation de semelles filantes avec armatures transversales et poutres de rigidité : étant donnée la nature du terrain en pente qui nécessite de donner aux fondations une certaine rigidité longitudinale capable de palier à d'éventuels aléas du terrain, la fondation par semelle filante doit porter les charges en travaillant en poutre longitudinale.

- L'ancrage des fondations à une profondeur de -1^m.00, par rapport au niveau du fond de la fouille trouvée dans la journée du 05.01.2010 ;

La profondeur d'ancrage est dictée par :

- ✓ Avoir une profondeur d'ancrage suffisante (environ 1/12 de la hauteur de l'immeuble) pour assurer sa stabilité ;
- ✓ Epargner les fondations du phénomène de gel et dégel.
- Le taux de travail à prendre en considération dans les calculs est de 2.2 bars.
- Les caractéristiques mécaniques du sol : $C = 0.23 \text{ bar}$ $\varphi = 34^\circ$ et $\gamma = 20.9 \text{ kN/m}^3$

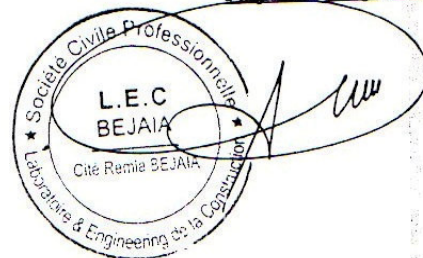
Par ailleurs, il est préconisé :

- Veillez à l'étanchéité de toute les conduites d'eaux en amont du mur de soutènement ;
- La réalisation d'un drainage draconien est impérative, en amont du mur de soutènement et autour de la construction.
- Ne pas laisser les fouilles ouvert longtemps en procédant à la mise en place des bétons immédiatement après terrassement.

Ingenieur Charge D'études
A. DJEDJIG

Le Gérant /

L'ingénieur chargé de l'étude



ANNEXE II

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

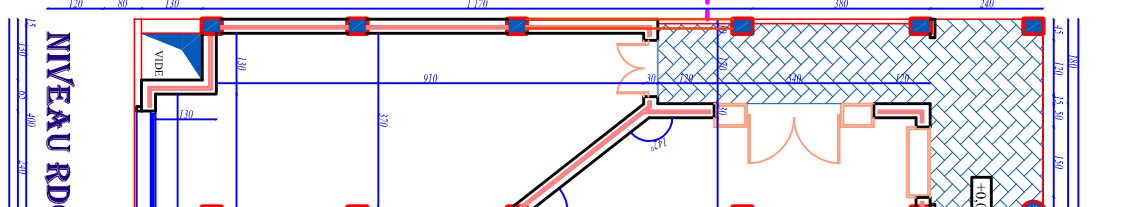
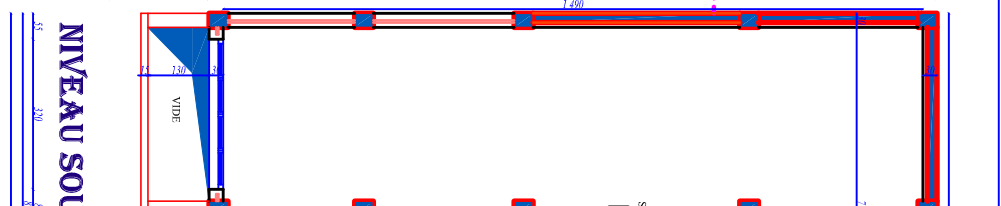
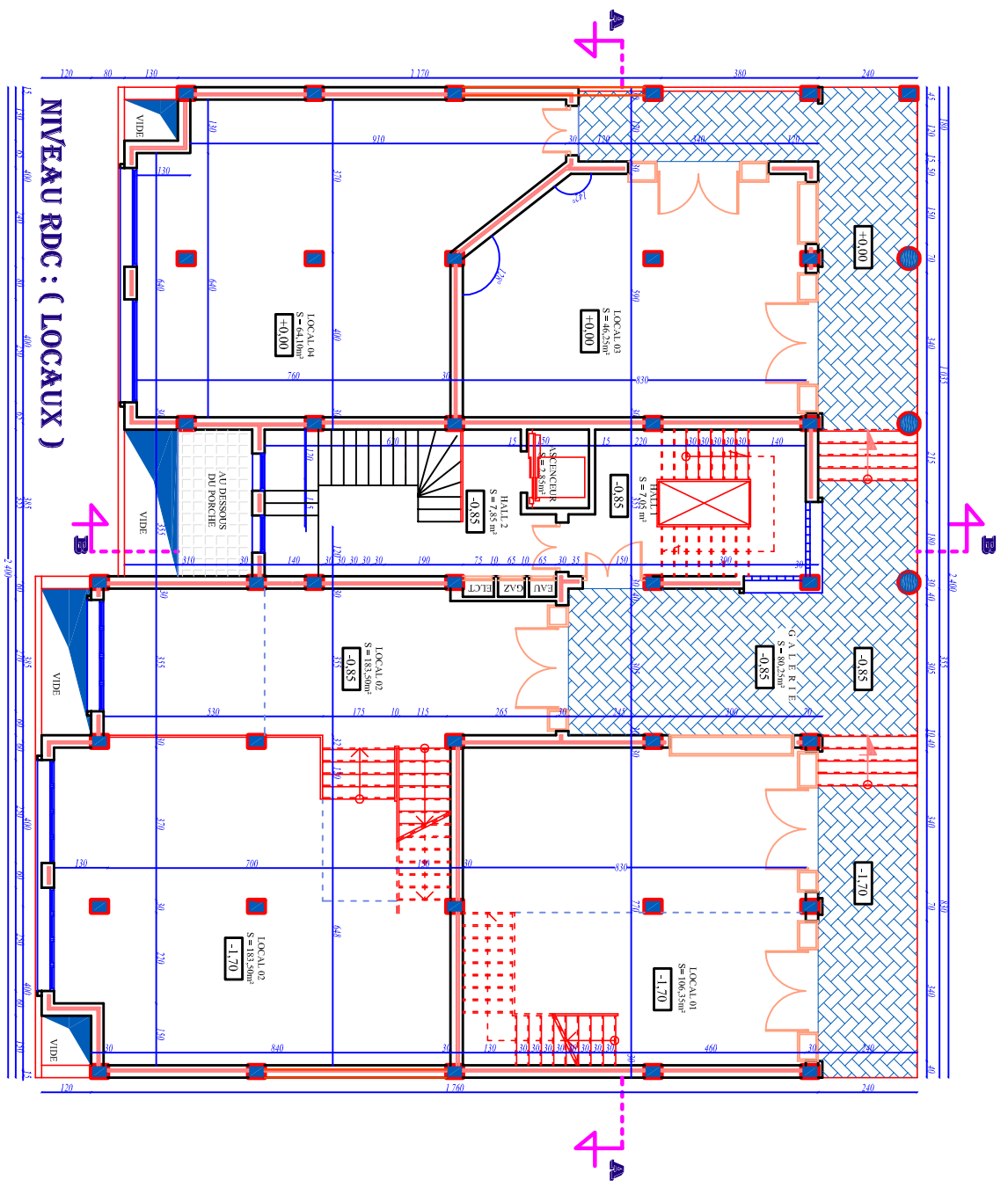
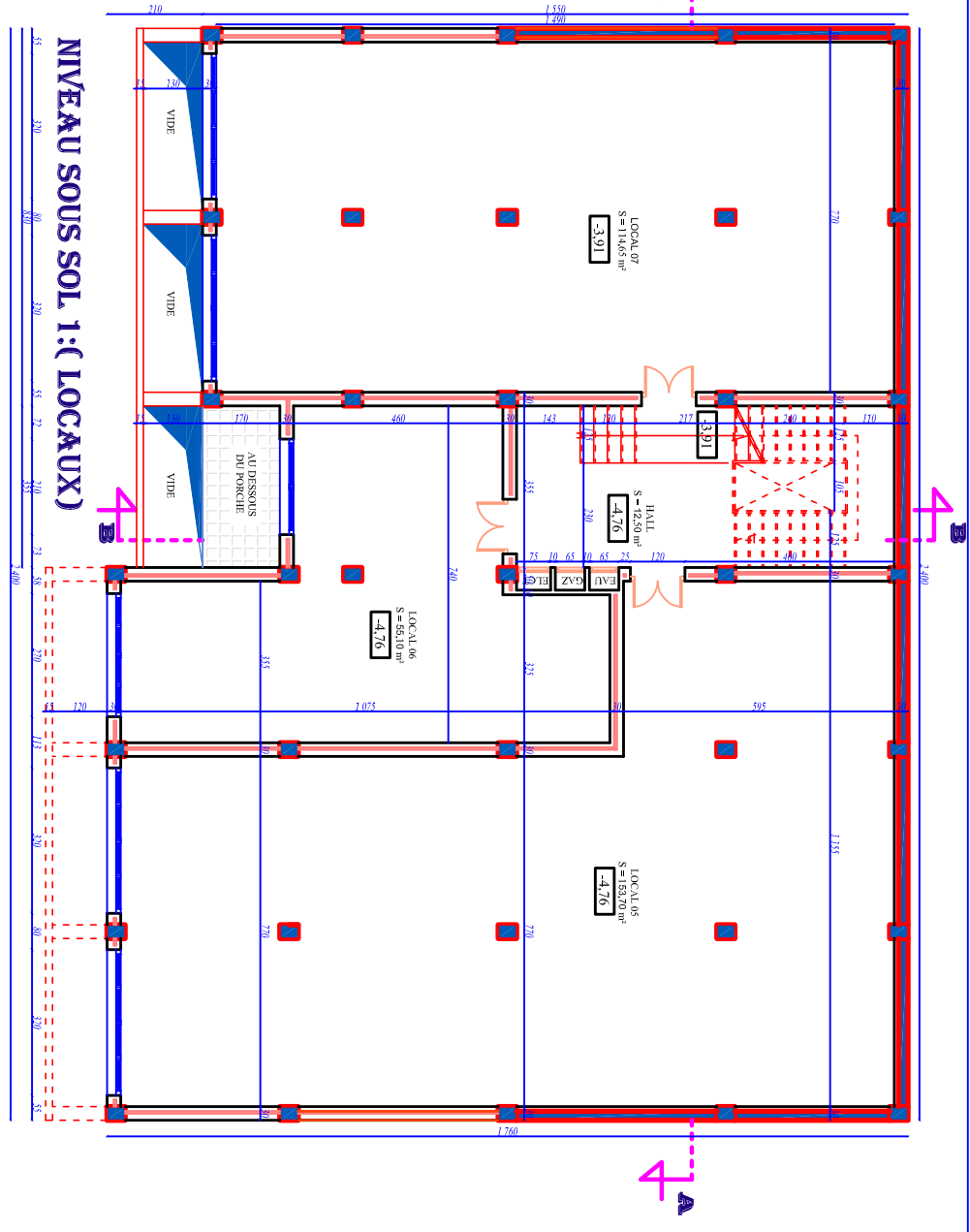
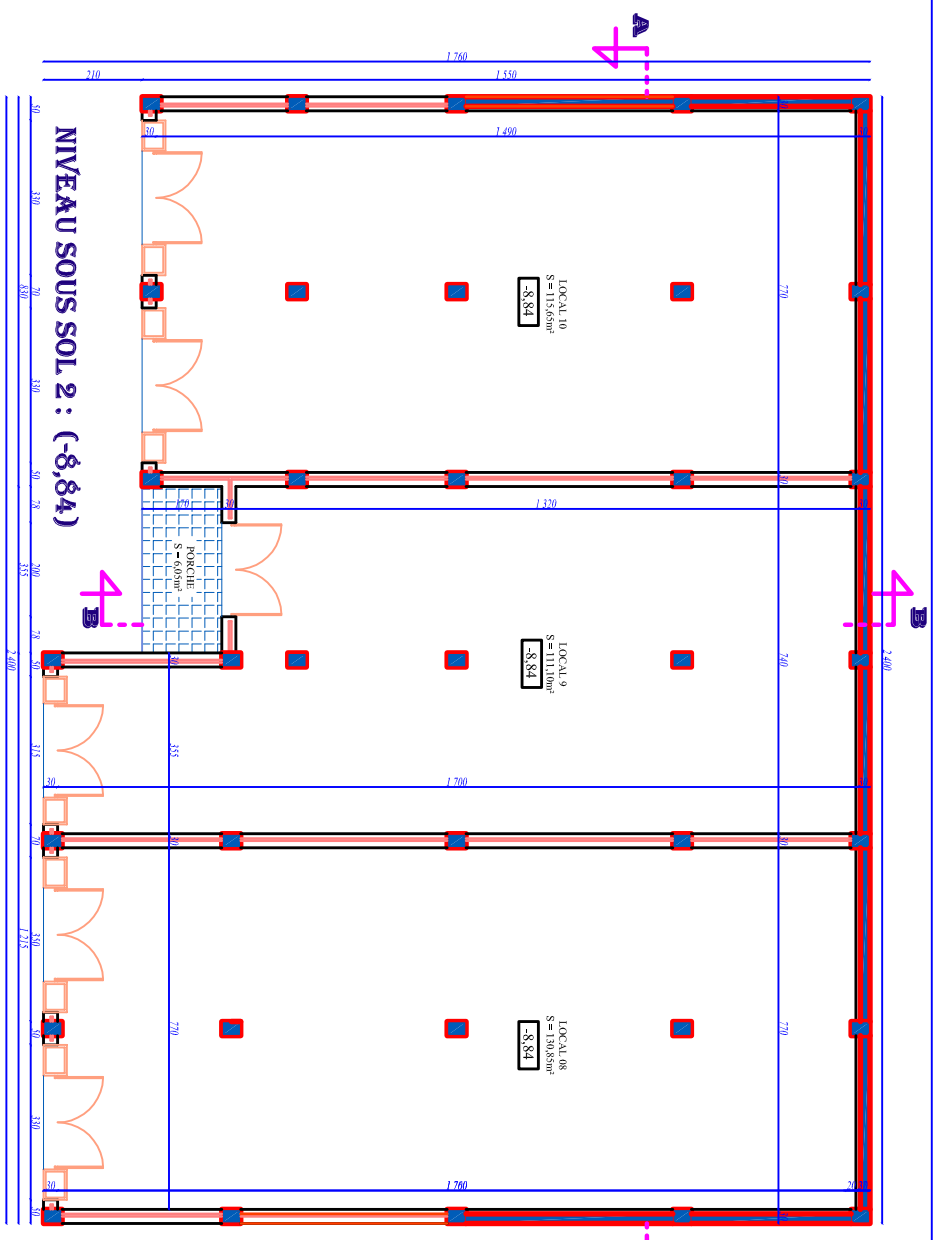
ANNEXE IV

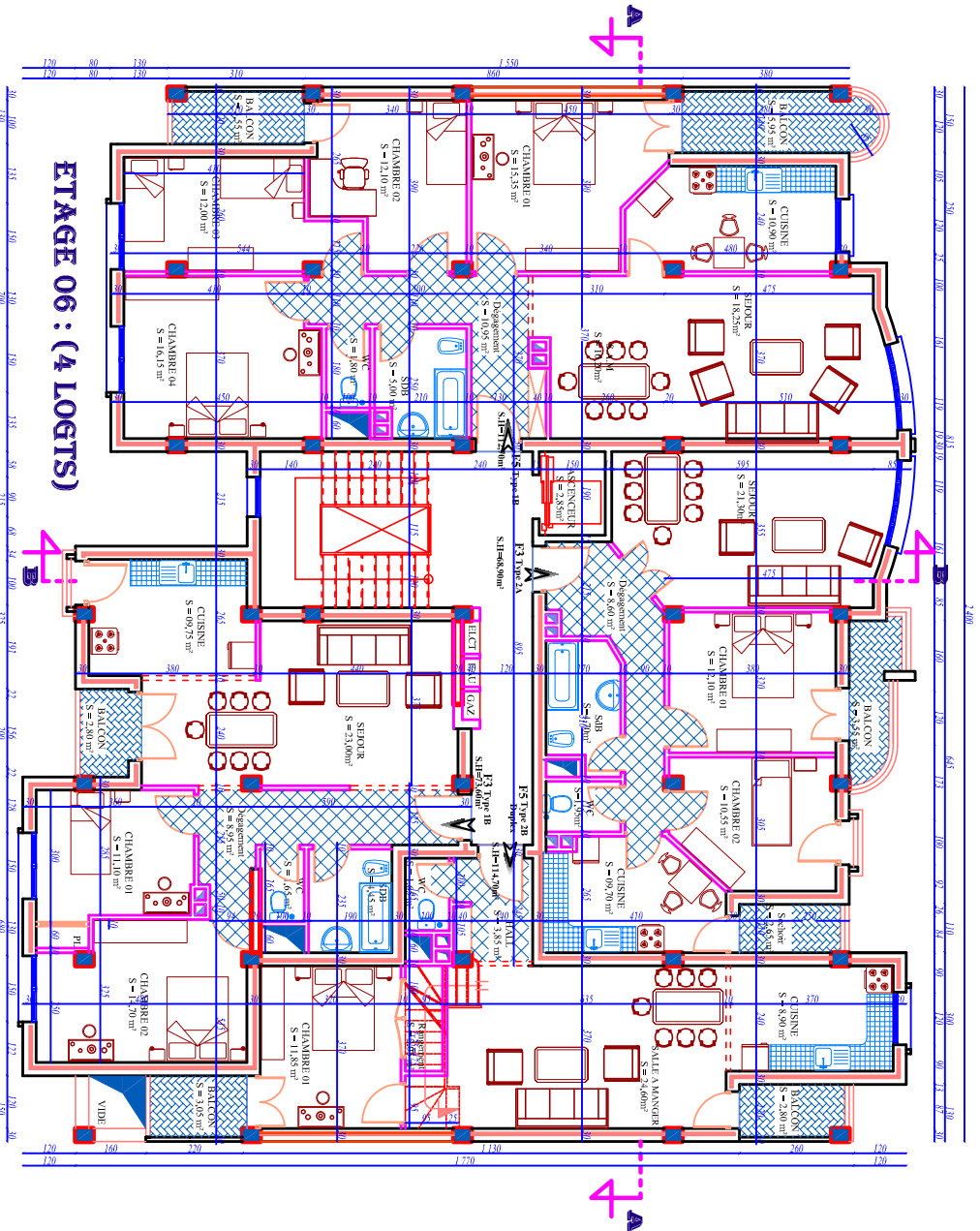
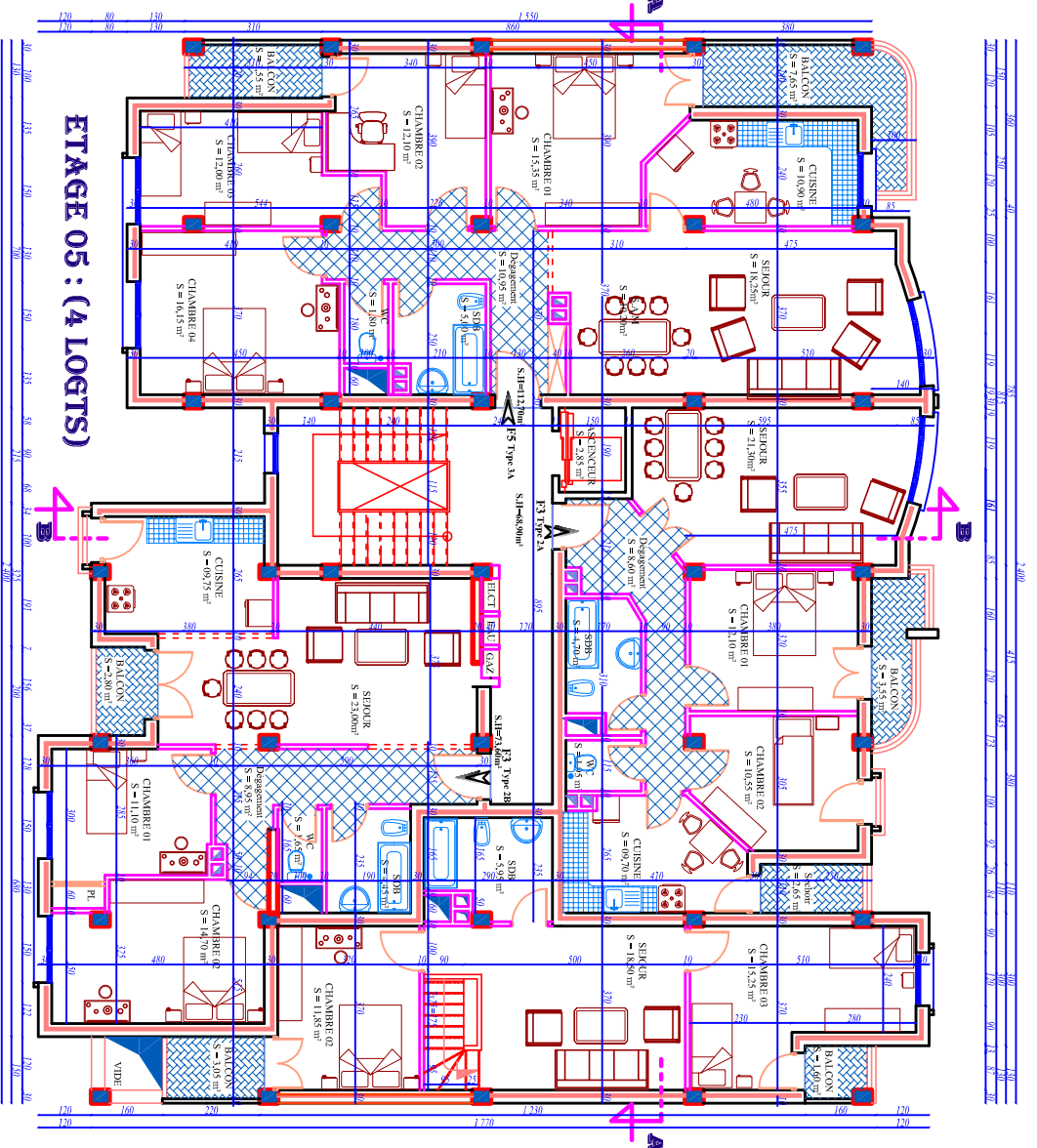
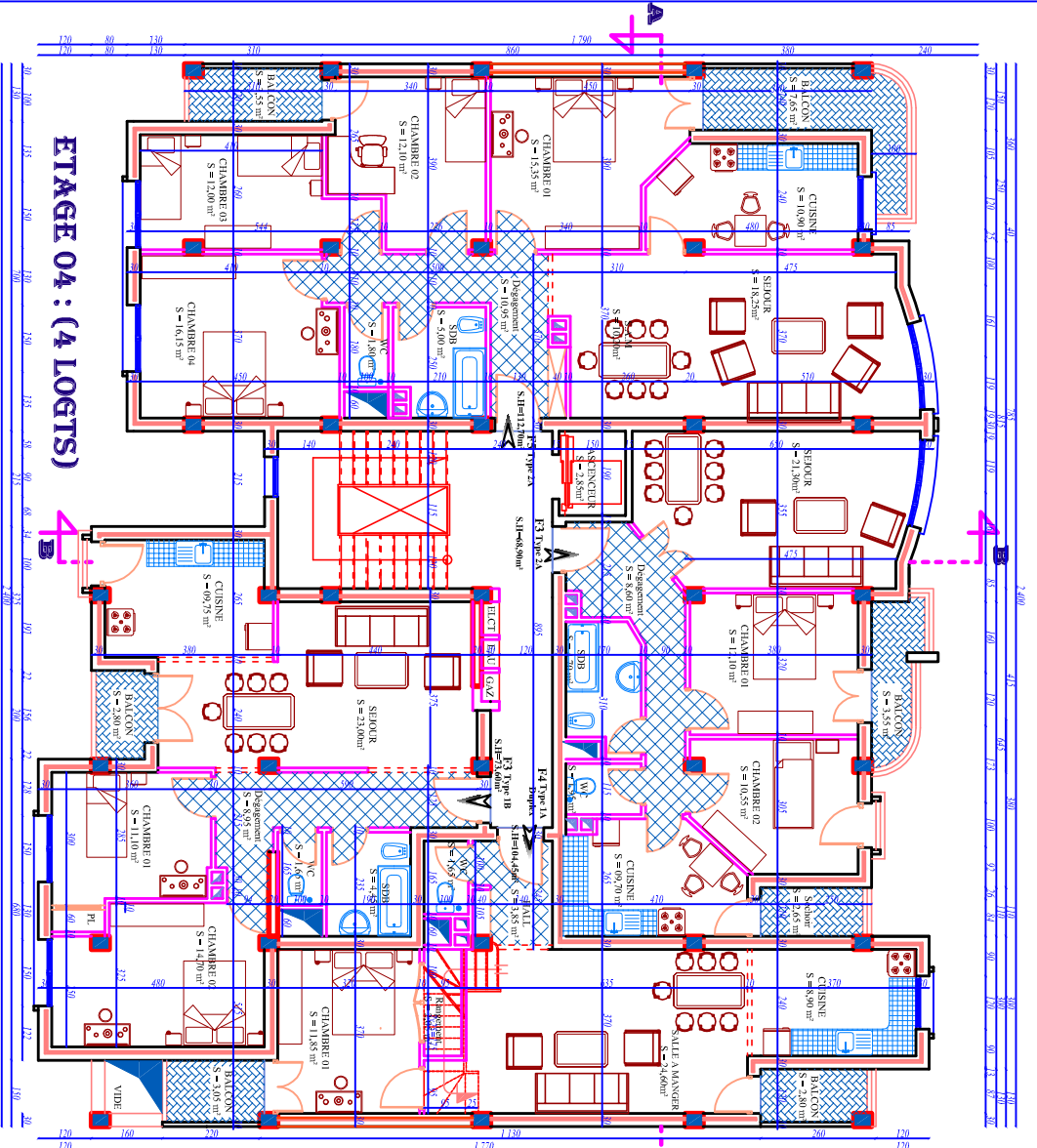
SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

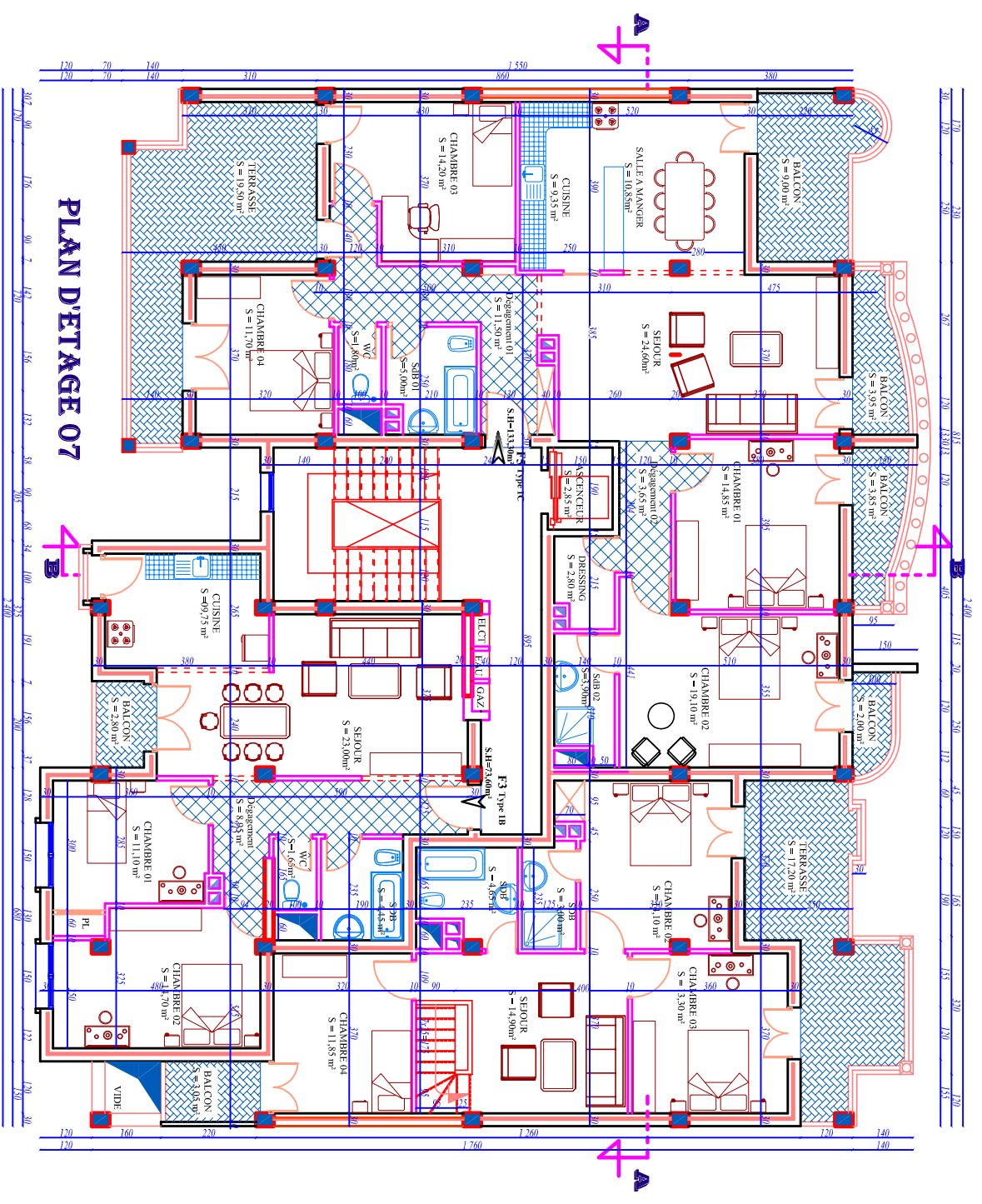
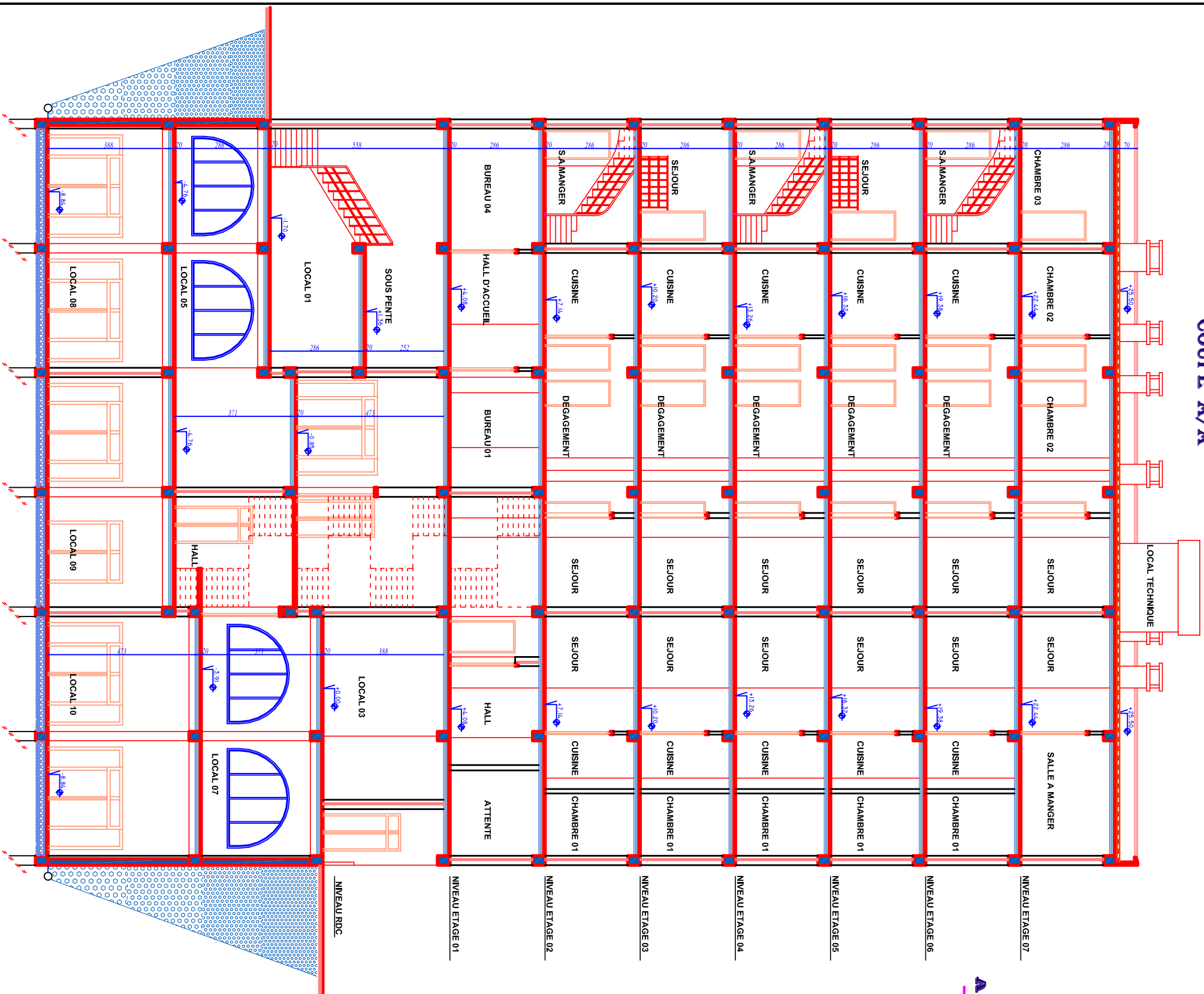
ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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

Plan de la Structure



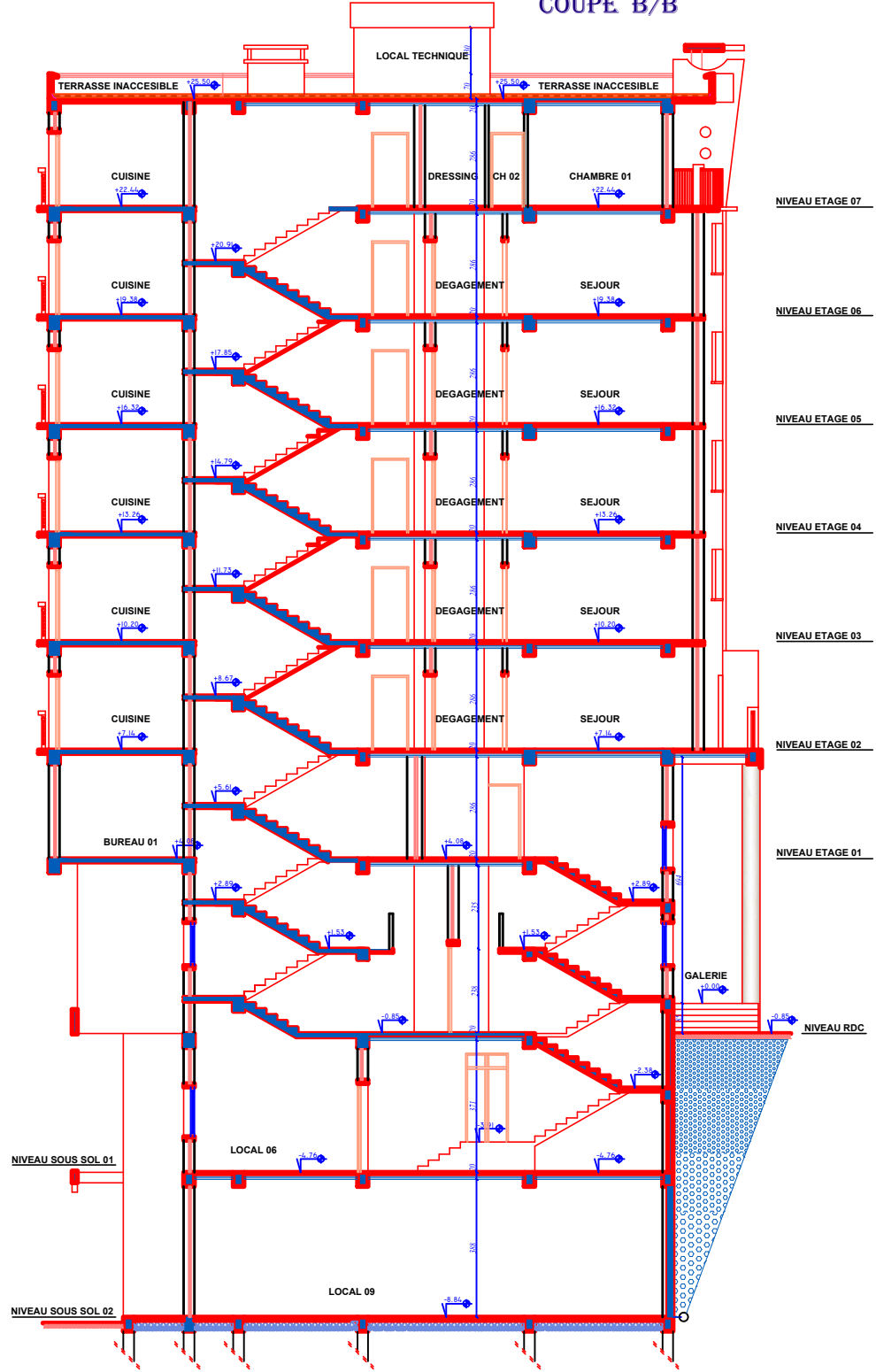


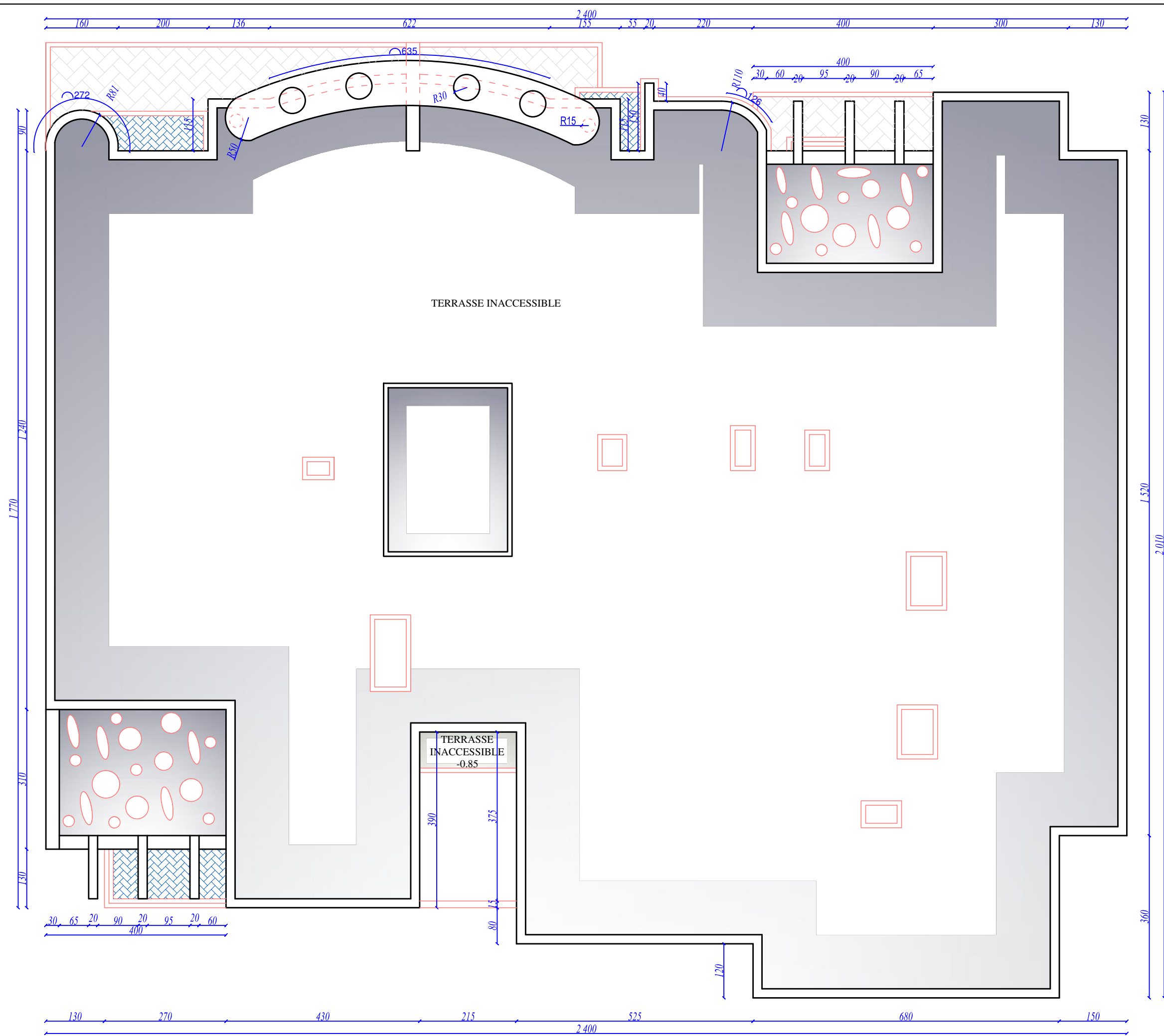
COUPE A/A



PLAN DETACHE 07

COUPE B/B





PLAN DE TERRASSE

Fin