

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'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème

*Etude d'un Bâtiment (R+10+sous.sol) en béton
armé à usage d'habitation et commercial contreventé
par un système mixte (voiles-portiques)*

Réalisé par :

YAHIAOUI Dania
MESSAHLI Khadidja

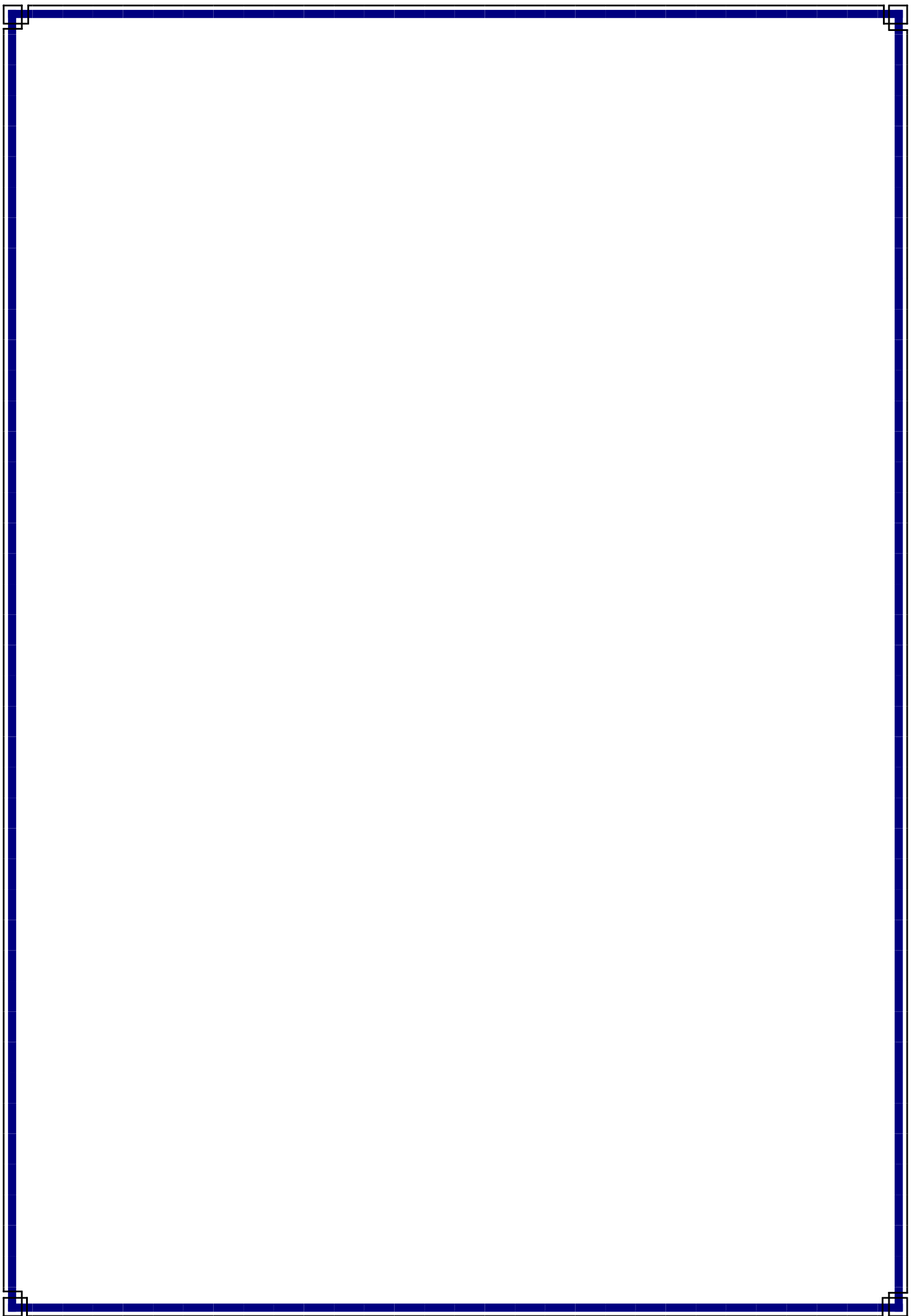
Encadré par :

M^{me} A.SELLAMI

Examiné par :

M_R.BENYESSAAD
M^{me} BERRAH

Promotion: 2019-2020



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} A.SELLAMI : notre promotrice, pour avoir accepté de
nous guider sur le bon chemin du travail.*

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

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

Khadidja & Dania





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 modeste travail à:


A Ceux que j'aime :


*Mes très chers parents et Mes chers grands-parents
qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis
D'arriver à ce stade d'éducation.*

Je le dédie aussi à :

*Mes chères sœurs Heyet ,Sabrina ,Souria et mon cher frère Walid ,
à ma chère sœur Sana et son cher mari Hakim, et ma tante
Fahima qui mon soutenus et crus en moi
lors de mon parcours
A mes chers neveux Isehak, Mariem et Lokman
Et à Celle qui a partagée ce
travail avec moi ma chère Binôme Khadidja et mon cher ami S.M.
Merci à tous*

DANIA









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 modeste travail à:

A Ceux que j'aime :

*Mes très chers parents et Mes chers grands-parents
qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis
D'arriver à ce stade d'éducation.*

Je le dédie aussi à :

*Mes chères frères Sidali, Yanis et ma chère sœur Bania,
A mes tantes et à mes oncles
A chaque cousins et cousines
A tous mes amis qui m'ont encouragé*

*Et à Celle qui a partagée ce
travail avec moi ma chère Binôme Dania
Merci à tous*

KHADIDJA





Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Généralités.

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation du projet.....	2
I.2.1. Implantation de l'ouvrage	2
I.2.2. Description architectural de l'ouvrage	2
I.2.3. Données géotechnique de site.....	2
I.3. Règlements et normes utilisés	3
I.4. Etats limites de calculs.....	3
I.5. Actions et sollicitations.....	3
I.5.1. les actions.....	3
I.5.2. Les sollicitations de calcul et combinaisons d'action	4
I.5.3. Les combinaisons d'action données par le RPA	4
I.6. Caractéristique des matériaux.	4
I.6.1. Béton.....	4
I.6.1.1. Composition du béton.....	4
I.6.1.2. Résistance caractéristique à la compression.....	5
I.6.1.3. Résistance caractéristique à la traction	5
I.6.1.4. Contrainte limite du béton	5
I.6.1.5. Autres caractéristique	6
I.7. Aciers	7
I.7.1. Nuance des aciers utilisés	7
I.7.2. Contraintes de calcul aux états limites	7
I.8. Conclusion	8

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

II.1. Pré dimensionnement des planchers.....	9
II.1.1. Les planchers à corps creux.....	9
II.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles.....	10
II.1.3. Les planchers à dalle pleine.....	11
II.2. Pré dimensionnement des poutres.....	13
II.2.1. Poutres principales.....	13

Table de matière

II.2.2. Poutres secondaires.....	13
II.2.3. Poutres de chainage.....	13
II.3. Pré dimensionnement des voiles.....	14
II.4. Pré dimensionnement des escaliers.....	14
II.5.L'acrotère.....	16
II.6. Evaluation des charges et surcharges.....	17
II.7. Pré dimensionnement des poteaux.....	19
II.8. Conclusion.....	29

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	30
III.2. Etude des planchers.....	30
III.2.1. Planchers à corps creux.....	30
III.2.1.1. Etude des poutrelles.....	30
III.2.1.2. Les différents types de poutrelles.....	30
III.2.1.3. Calcul des sollicitations.....	32
III.2.1.4. Ferrailage des poutrelles.....	35
III.2.2. Etude des dalles pleines.....	44
III.2.2.1. Calcul des sollicitations.....	47
III.2.2.2. Calcul de ferrailage.....	48
III.2.2.3. Vérification nécessaire.....	48
III.3. Calcul de l'escalier.....	49
III.4. Calcul de la poutre de chainage.....	56
III.5. Etude de l'acrotère.....	59
III.6. Etude de l'ascenseur.....	63
III.6.1. Dalle de la salle de machine (locale).....	63
III.6.2. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	67
III.7. Conclusion.....	69

Chapitre IV : Etude dynamique

Table de matière

IV.1. Introduction.....	70
IV.2. Méthodes de calcul.....	70
IV.2.1. La méthode statique équivalente.....	70
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	70
IV.3. Résultantes des forces sismiques de calcul.....	71
IV.4. Modélisation.....	73
VI.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA.....	77
VI.5.1. Justification de l'interaction Voiles-portiques.....	77
VI.5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base.....	79
VI.5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements entres étages.....	79
VI.5.4. Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$	80
VI.5.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	81
VI.6. Conclusion	82

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	83
V.2. Etude des poteaux	83
V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003.....	83
V.2.2. Sollicitations dans les poteaux	85
V.2.3 Ferrailage des poteaux.....	85
V.2.4. Vérification	87
V.2.5. Dispositions constructives	90
V.3. Etude des poutres	91
V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003.....	91
V.3.2. Ferrailage des poutres	92
V.4. Etude des voiles.....	98
V.4.1. Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1).....	99
V.4.2. Sollicitation de calcul et le ferrailage des voiles.....	100
V.4.3 Schéma de ferrailage.....	106
V.5. Conclusion.....	106

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction	107
---------------------------	-----

Table de matière

VI.2. Choix du type des fondations.....	107
VI .3. Combinaisons d'actions à considérer.....	107
VI .4. Etude des fondations.....	107
VI .5. Radier général.....	108
VI .6. Etude des nervures	113
VI .7. Etude du voile périphérique	117
VI.8. Conclusion	121

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1. Pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine.....	12
Tableau II.2. Dimensionnement de premier escalier (RDC et étages courants).....	16
Tableau II.3. Dimensionnement de deuxième escalier (sous-sol).....	16
Tableau II.4. Evaluation des charges de l'acrotère.....	16
Tableau II.5. Evaluation des charges sur le plancher CC terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.6. Evaluation des charges sur le plancher DP terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.7. Evaluation des charges sur le plancher terrasse accessible.....	17
Tableau II.8. Evaluation des charges des planchers étages courants.....	18
Tableau II.9. Evaluation des charges des planchers dalles pleines.....	18
Tableau II.10. Evaluation des charges des murs extérieurs.....	18
Tableau II.11. Evaluation des charges de Balcon.....	18
Tableau II.12. Evaluation des charges du palier.....	19
Tableau II.13. Evaluation des charges de la volée.....	19
Tableau II.14. poids propre des poteaux.....	20
Tableau II.15. Evaluation des charges pour le poteau P1.....	23
Tableau II.16. Evaluation des charges pour le poteau P2.....	25
Tableau II.17. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	27
Tableau II.18. Vérification au flambement.....	28

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1. Les différents Types de poutrelles.....	31
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour Les différents Types de poutrelles.....	31
Tableau III.3. Charges et surcharges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle.....	32
Tableau III.4. Sollicitation max dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS.....	34
Tableau III.5. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	41
Tableau III.6. Ferrailage adopté des différents niveaux.....	42
Tableau III.7. Vérification nécessaires à l'ELU.....	42
Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	42
Tableau III.9. Vérification de la flèche à l'ELS des différents niveaux.....	43
Tableau III.10. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.....	43
Tableau III.11. Ferrailage de dalles sur 3 appui de l'étage courant.....	45
Tableau III.12. Vérification des états limites de compression du béton.....	46
Tableau III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	47
Tableau III.14. Calcul des sollicitations.....	47
Tableau III.15. Calcul des ferrailages.....	48
Tableau III.16. Vérifications nécessaires à ELS.....	48
Tableau III.17. Vérification de la flèche.....	49
Tableau III.18. Ferrailage de l'escalier.....	50
Tableau III.19. Vérification des contraintes à l'ELS.....	51

Tableau III.20. Calcul de ferrailage de la volée 2.....	51
Tableau III.21. Vérification des contraintes à l'ELS.....	52
Tableau III.22. Résultats de ferrailage de la poutre brisée.....	54
Tableau III.23. Vérification des contraintes à l'ELS	55
Tableau III.24. Ferrailage des poutres de chaînage.....	57
Tableau III.25. Vérification de la flèche à l'ELS.....	58
Tableau III.26. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	60
Tableau III.27. Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.....	65
Tableau III.28. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier de la dalle pleine d'ascenseur...66	
Tableau III.29. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	68
Tableau III.30. Vérification de la contrainte du béton.....	68

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	73
Tableau IV.2. Dimensions finales des éléments structuraux.....	75
Tableau IV.3. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	75
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction verticale.....	78
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction horizontal.....	78
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	79
Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs.....	79
Tableau IV.8. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	80
Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	81

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA.....	84
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.....	85
Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux.....	86
Tableau V.4. Armatures transversales dans les poteaux.....	87
Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux.....	88
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	89
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes.....	90
Tableau V.8. Armatures longitudinales dans les poutres.....	93
Tableau V.9. Vérification de l'effort tranchant.....	94
Tableau V.10. Vérification au cisaillement.....	95
Tableau V.11. Vérification de la contrainte limite de béton.....	95
Tableau V.12. Moments résistants dans les poteaux.....	97
Tableau V.13. Moments résistants dans les poutres principales.....	97
Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	97
Tableau V.15. Vérification de la zone nodale.....	98
Tableau V.16. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	101
Tableau V.17. Sollicitations maximales dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux.....	102
Tableau V.18. Ferrailage du voile $V_{x1}=1,5m$	104
Tableau V.19. Ferrailage du voile $V_{y3}= 2m$	105

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Sollicitation et ferrailage de radier à l'ELU.....	111
Tableau VI.2. Vérification des contraintes de radier à l'ELS.....	112
Tableau VI.3. Section d'armature du radier à l'ELS.....	112
Tableau VI.4. Les charges équivalentes transmises aux nervures selon X-X.....	114
Tableau VI.5. Les charges équivalentes transmises aux nervures selon Y-Y.....	115
Tableau VI.6. Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon deux sens X et Y.....	115
Tableau VI.7. Sollicitations dans les nervures à l'ELS selon deux sens X et Y.....	115
Tableau VI.8. Les sollicitations les plus défavorables à l'ELU et à l'ELS.....	115
Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures.....	116
Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.....	117
Tableau VI.11. Résultats de ferrailage des nervures.....	117
Tableau IV.12. Calcul des moments.....	119
Tableau VI.13. Ferrailage du voile périphérique.....	119
Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS.....	120
Tableau VI.15. Calcul des armatures à l'ELS.....	120

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

Figure II. 1 .Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....9

Figure II.2. Disposition des poutrelles du RDC.....10

Figure II.3. Disposition des poutrelles de l'étage courant10

Figure II.4. Section d'une poutrelle.....10

Figure II.5.Panneau D₁12

Figure II.6.Panneau D₂12

Figure II.7.Panneau D₃.....12

Figure II.8.Panneau D₄.....12

Figure II.9.Panneau D₅12

Figure II.10.Panneau D₆.....12

Figure II.11.Panneau D₇13

Figure II.12.Panneau D₈13

Figure II.13.Voile.....14

Figure II.14.Composantes des escaliers.....14

Figure II.15. Escalier du sous-sol.....15

Figure II.16. Escalier du RDC et E.C15

Figure II.17. Dimension de l'acrotère.....16

Figure II.18.surface afférente de P125

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1.Schéma statique de la poutrelle type532

Figure III.2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....44

Figure III.3.Panneau D₁44

Figure III.4. Vue en plan de l'escalier49

Figure III.5. Schéma statique de l'escalier.....49

Figure III.6. Schéma statique de la volée 2.....51

Figure III.7. Schéma de ferrailage de la volée 1.....52

Figure III.8. Schéma de ferrailage de la volée 2.....53

Figure III.9. Schéma statique de la poutre brisée.....53

Figure III.10. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....56

Figure III.11.Schéma statique de la poutre de chaînage.....56

Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....59

Figure III.13. Coupe transversale de l'acrotère.....59

Figure III.14.Section de l'acrotère à ferrailer61

Figure III.15.Schéma de ferrailage de l'acrotère.....62

Figure III.16. Dimensions de la cage d'ascenseur.....63

Figure III.17.Schéma représentant la surface d'impact.....63

Figure III.18. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....67

Figure III.19. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....69

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure VI.1. Spectre de réponse sens (x)	71
Figure VI.2. Spectre de réponse sens (y)	71
Figure IV.3. Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16.....	74
Figure IV.4. Vue en plan de la disposition des voiles.....	74
Figure. IV.5. Mode 1 (translation suivant X)	76
Figure. IV.6. Mode 2 (translation suivant Y).....	76
Figure. IV.7. Mode 3 (translation suivant Z).....	77

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure. V.1. Zone nodale.....	83
Figure V.2.: Section d'un poteau.....	89
Figure V.3. La zone nodale.....	96
Figure V.4. Disposition des armatures verticales.....	99
Figure V.5. Schéma d'un voile pleine.....	100
Figure V.6. Ferrailage de voile Vy3 de RDC.....	106

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1: Schéma d'une dalle sur quatre appuis.....	111
Figure VI.2. Schéma de ferrailage de radier.....	112
Figure VI.3. Schéma de lignes de rupture de radier.....	113
Figure VI.4. Schéma de lignes de rupture sur la nervure (sens x-x).....	114
Figure VI.5. Schéma de lignes de rupture sur la nervure (sens y-y).....	114
Figure VI.6. Schéma des nervures	116
Figure VI.7. Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique.....	118
Figure VI.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique	120

Liste des symboles et leurs notations

Symbole	Notation
A, A_{ser}	Section d'acier comprimée et section d'acier à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
α	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
b	La largeur en générale.
C	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite service.
f_{bu}	Contrainte de compression de béton.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_{qi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
f_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Flèche totale.
Δf_{adm}	Flèche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervure du radier.
h_{cc}	Hauteur de corps creux.
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre de l'étage.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.
I_f	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
M	Moment en générale.
M_a	Moment en appui.
M_t	Moment en travée.
M_0	Moment isostatique.
N	Effort normal.

Symboles et notations

n	Nombre de contre marche sur la volée / coefficient d'équivalence Acier-Béton.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
S_{rad}	Surface du radier.
S_t	Espacement des armatures.
T_1, T_2	Période caractéristique associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression de béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Poids volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{bc}	Contrainte admissible.
τ	Contrainte de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.

La Construction a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup des questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage et les matériaux composants.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de la construction.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus efficace sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- ❖ La sécurité (le plus important): assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage
- ❖ Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- ❖ Confort.
- ❖ Esthétique.

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+10+1Sous sol), il regroupe à la fois parking, locaux et logements d'habitation contreventé par un système mixte (portique + voiles).

Le mémoire est structuré en six chapitres principaux.

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

- Le premier chapitre : est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre : le pré dimensionnement des éléments.
- Le troisième chapitre : le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre : l'étude dynamique en utilisant le logiciel **ETABS**
- Le cinquième chapitre : le calcul des ferrailages des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre : l'étude de l'infrastructure et on termine par une conclusion générale qui synthèse notre travail.

I.1. Introduction

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

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation du projet

Le projet qui fait l'objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+10+01 sous sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- Sous sol à usage de parking.
- RDC à usage commercial.
- Du premier étage au dixième étage à usage d'habitation (chaque étage contient 3 au 4 Logements de type différent F2, F3, F4).
- Une terrasse inaccessible.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale inférieur à **48 mètres**, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien **RPA 99/version 2003** « article 3.2 » dans le groupe d'usage 2.

I. 2 .1. Implantation de l'ouvrage

Il est implanté dans la ville de Bejaia qui est classé d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003, Annexe1), en zone IIa .

I. 2.2. Description architectural de l'ouvrage

▪ Dimensions en plan

La structure présente une forme irrégulière en plan dont les dimensions maximales sont :

$$L_x=16,20m \quad ; \quad L_y=33.10m$$

▪ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

- . Hauteur totale du bâtiment : 37,74m (sans le local machine et l'acrotère).
- . Hauteur du sous sol: 3.06 m.
- . Hauteur RDC: 4,08 m.
- . Hauteur des étages courants : 3.06 m.

I.2.3. Données géotechnique du site

L'étude de l'état du sol a été réalisée par le laboratoire Eurl LTPS Bejaia .les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- Une contrainte de sol de **2,2 bars** pour un tassement de **1,623 cm** obtenue à partir d'une profondeur d'ancrage de **2,8m**.
- Le sol est classé en catégorie **S2** selon sa nature géotechnique.
- Le sol ne présente aucune agressivité vis-à-vis du béton.

I.3. Règlements et les normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- . RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- . CBA 93 (Code du Béton Armé).
- . DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- . DTR BC 2.33.1 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- . BAEL 91/modifié99 (Le Béton Armé aux Etats Limites).

I.4. Etats limites de calculs

C'est un état pour lequel une condition de sécurité d'une structure ou de l'un de ces éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cette limite, cette structure cesse de remplir les fonctions pour les quelles elle a été conçue. On distingue deux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU)

C'est un état qui correspond à la valeur maximal de la capacité portant de l'ouvrage, le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, il existe 3 états sont :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance des matériaux (acier ou béton).
- Etat limite la stabilité de forme.

b) Etat limite de service (ELS)

C'est la condition qui doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et durabilité soient assurés son dépassement, Le dépassement de cet état conduit au désordre de fonctionnement de l'ouvrage il existe 3 états sont :

- Etat limite d'ouverture de fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

I.5. Actions et sollicitations

I. 5.1. Les actions

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

- . Des charges permanentes.
- . Des charges d'exploitations.
- . Des charges accidentelles (climatiques).

❖ Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

❖ Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

❖ Actions accidentelles (E)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,..... etc.).

I.5.2. Les sollicitation de calcul et combinaisons d'action

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les charges appliquées données par les différentes combinaisons d'actions.

I.5.3. Les combinaisons d'action données par le RPA

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situations durables :
$$\left\{ \begin{array}{l} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{array} \right.$$
- Situations accidentelles :
$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (pour les poteaux seulement).} \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

I.6. Caractéristique des matériaux

Le béton armé : le béton possède une faible résistance à la traction contrairement à l'acier, d'où l'idée d'insérer généralement l'acier dans la matrice du béton (BA) pour améliorer sa résistance à la traction.

I.6.1. Béton

Le béton est un matériau homogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment) dosé à 350kg/m³ Avec des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants.

I.6.1.1. Composition du béton

Un béton courant un mètre cube, est composé de :

- 350Kg de ciment (CPA 325).
- 400 L Sable (0 < Dg < 5mm).

- 800 L de $\begin{cases} \text{Gravillons (5 < } Dg < 15\text{mm).} \\ \text{Gravier (15 < } Dg < 25\text{mm).} \end{cases}$
- 175 L d'eau de gâchage.

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

I.6.1 .2. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

- Pour $j \leq 28$ jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (j} \leq 28\text{jours ...CBA93 (Art A.2.1.11) [1]$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (j} > 28\text{jours) ... CBA93 (Art A.2.1.11) [1]$$

- Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a :
 $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

I.6.1.3. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de (j) jours f_{tj} est définie conventionnellement par la relation suivante :

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ MPa} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} & \text{..... CBA93 (Art A.1.2.1.2)} \\ f_{tj} &= 0,275f_{cj} \text{ MPa} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} & \end{aligned}$$

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

I.6.1.4. Contrainte limite du béton

a)Etat limite ultime (ELU) :

1) La contrainte limite de compression à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24\text{h.} \\ 0.9 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise} \\ & \text{entre 1h et 24h.} \\ 0.8 & \text{: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

2) Contrainte ultime de cisaillement du béton

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

- Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min (0.20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$
 Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $\tau_u = 3.33\text{Mpa}$
- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$
 Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $\tau_u = 2.50\text{Mpa}$.

b) Etat limite de service (ELS) :

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

I. 6.1.5. Autres caractéristique

➤ **Le module de déformation longitudinale instantané**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$$

➤ **Le module de déformation longitudinale différé**

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

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

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ on a $E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$

➤ **Coefficient de poisson**

$\nu = 0$ pour calcul les sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0.2$ pour calcul les déformations à l'ELS.

➤ **Module déformation transversale**

Il est donné par la forme suivante :

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad \text{Avec : } \begin{cases} V = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ V = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

I.7. Les Aciers

Le rôle des aciers est de reprendre des efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

❖ Les treillis soudés (TR) :

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

❖ Les ronds lisses (RL) :

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

❖ Acier de haute adhérence et haute limite élastique (HA) :

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.7.1. Nuance des aciers utilisés

- Aciers longitudinaux et transversaux : $f_e = 400 \text{Mpa}$.
- Les treillis soudés : $f_e = 235 \text{Mpa}$; Avec $\emptyset 6$.

I.7.2. Contraintes de calcul aux états limites

a) Etat limite ultime(ELU)

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s \text{ pour } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \end{cases} \quad \text{Avec : } \epsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s.$$

- Tell que :
- $\gamma_s = 1.15$ pour situation durable.
 - $\gamma_s = 1$ pour situation accidentelle.
 - ϵ_s : Allongement relatif.
 - $E_s = 2 \times 10^2 \text{ MPa}$ Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

Pour notre cas :

- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ situation durable.
- $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ situation accidentelle.

b) Etat limite de service

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1,65 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).} \end{array} \right.$$

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de donner un aperçu général sur notre projet telle que les caractéristiques géométriques et les caractéristiques géotechnique du sol, une description architectural de l'ouvrage....etc. Ainsi que les Règlements et les normes utilisés pour effectuer les calculs.

II.1.Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

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

II.1.1.Les planchers à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur totale.

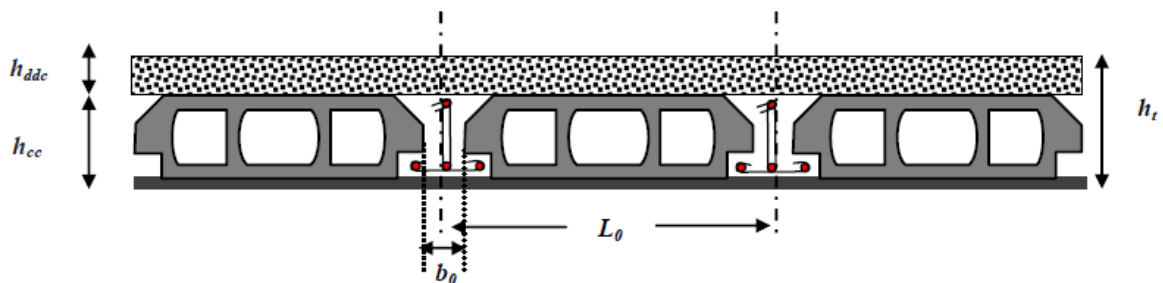


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

- Avec :
- h_{cc} : hauteur du corps creux.
 - h_{ddc} : hauteur de la dalle de compression.
 - b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
 - L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots \text{CBA (Art : B.6.8.4.2.4)}$$

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

h_t : La hauteur totale du plancher.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivants :

- Le critère de la plus petite portée ;
- Le critère de continuité.

$$L_{\max} = (480 - 30) = 450 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{450}{22,5} = 20 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 20 \text{ cm}$ soit un plancher (16+4) cm

• Disposition des poutrelles

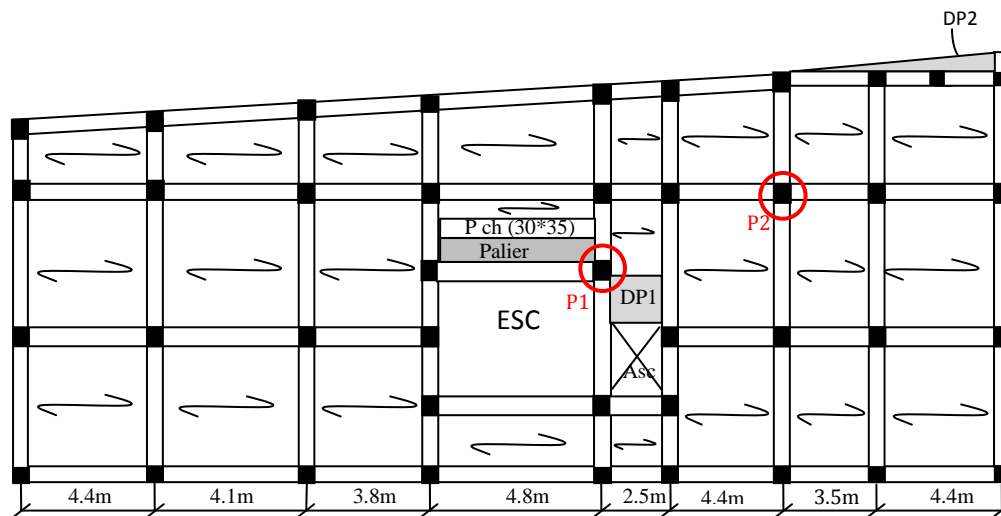


Figure II.2. Disposition des poutrelles du RDC

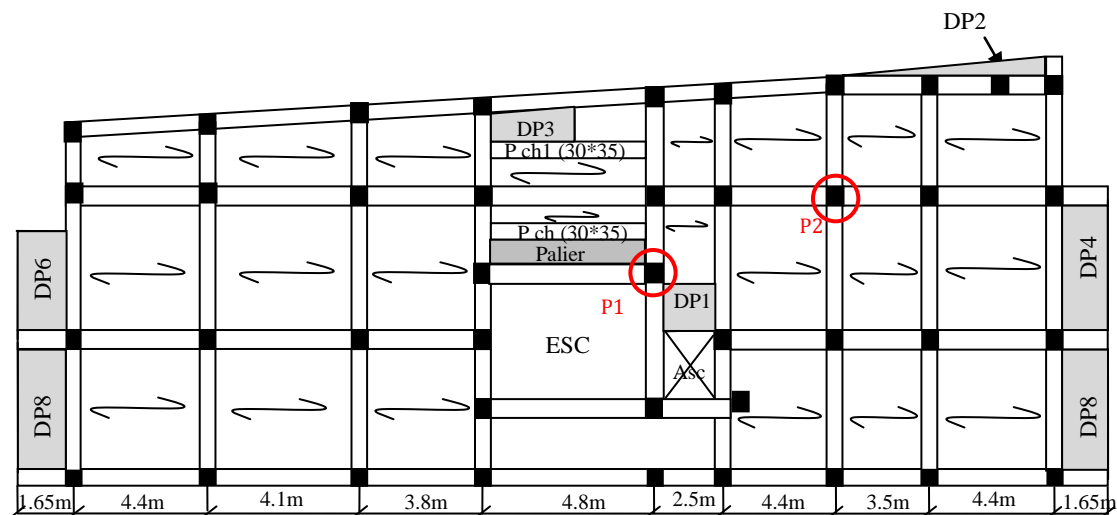


Figure II.3. Disposition des poutrelles de l'étage courant

II.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T :

h_t : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

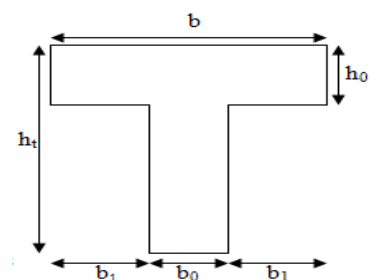


Figure II.4. Section d'une poutrelle.

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

Avec :

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

On a: $h_t = 16 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$

$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$; $L_y = 250 - 30 = 220 \text{ cm}$

$$\frac{b-12}{2} \leq \min (26,5 \text{ cm} ; 22 \text{ cm}) \text{ ce qui donne } b \leq 56 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{soit } \mathbf{b = 55 \text{ cm}}$$

II.1.3.Plancher à dalle pleine

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

• **Résistance à la flexion**

- Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$.
- Pour une dalle sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec : $(\rho = \frac{L_x}{L_y})$

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

• **Résistance au feu**

- * $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- * $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. **(BAEL91/99)**
- * $e \geq 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

• **Isolation phonique : $e \geq 13$**

❖ **Type des dalles pleines**

Dans notre projet nous disposons de huit (08) panneaux de dalles pleines, les résultats de calcul des épaisseurs des différents panneaux sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau II.1. Pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine.

Panneaux	Appuis	L _x (m)	L _y (m)	$\rho = L_x/L_y$	e _{cal} (cm)	e _{cal} (cm)
D1	3	1,2	2,2	0,54	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3
D2	2	0,46	7,7	0,059	$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$	1,5
D3	3	1,22	2,5	0,48	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3
D4, D5	3	1,5	5,07	0,29	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3,5
D6, D7	2	1,5	4,2	0,35	$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$	5
D8	3	1,5	4,15	0,36	$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$	3,5

Finalement l'épaisseur à retenir pour les deux types de dalle est : **e = 13cm**

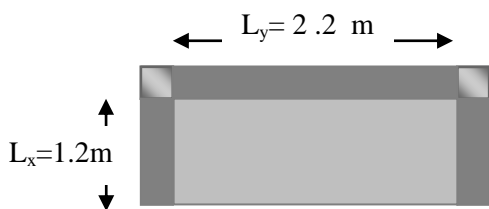


Figure II.5.Panneau D₁

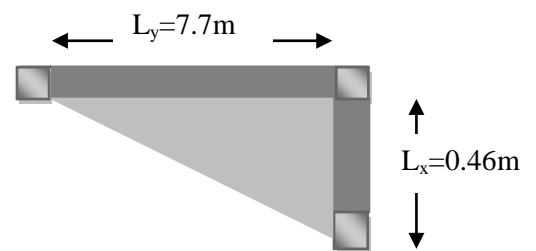


Figure II.6.Panneau D₂

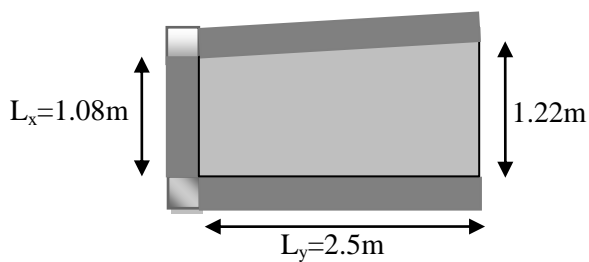


Figure II.7.Panneau D₃

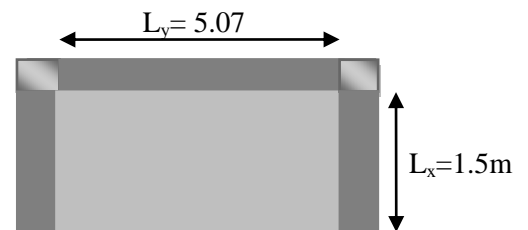


Figure II.8.Panneau D₄

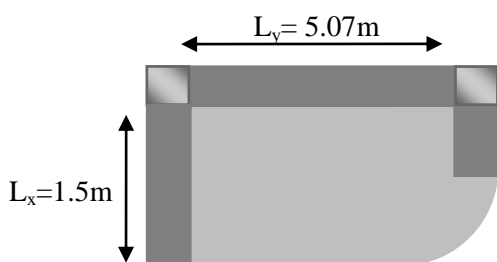


Figure II.9.Panneau D₅

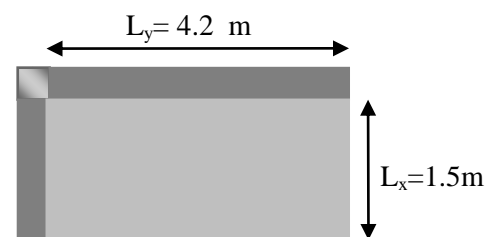


Figure II.10.Panneau D₆

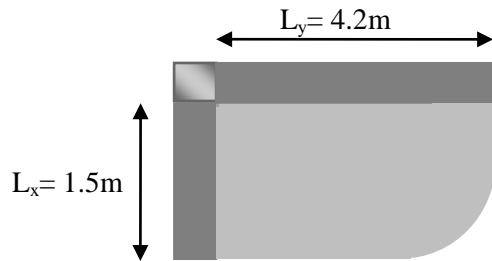


Figure II.11.Panneau D₇

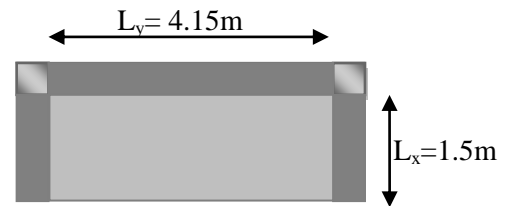


Figure II.12.Panneau D₈

II.2.Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé dont la portée est prise entre nus d'appuis. Selon BAEL 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche

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

L_{max} : longueur de la poutre maximale entre nus d'appui

II.2.1.Poutres principales (PP)

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$L_{max} = 5,37 - 0,30 = 5,07 \text{ m}$ (Pour des poteaux (30*30) cm²)

Donc $33,8 \leq h \leq 50,7 \text{ cm}$

On prend $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Donc on adopte une poutre d'une section $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

II.2.2.Poutres secondaires (PS)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$L_{max} = 4,80 - 0,30 = 4,50 \text{ m}$ (Pour des poteaux (30*30) cm²)

Donc $30 \leq h \leq 45 \text{ cm}$

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

Donc on adopte une poutre d'une section $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des exigences du RPR 99/2003(Art 7.5.1)**

On a vérifié pour l'ensemble des poutres principales et les poutres secondaires les conditions suivantes :

- $h_{opté} \geq 30 \text{ cm}$ Vérifiée
- $b_{opté} \geq 20 \text{ cm}$ Vérifiée
- $h / b \leq 4 \text{ cm}$ Vérifiée

II.2.3.Poutres chainages (P.ch)

Chainage 1 : $L_{max} = 5,1 - 0,3 = 4,8 \text{ m}$ on prend $h = 35 \text{ cm}$ $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Chainage 2 : $L_{max} = 5,37 - 0,3 = 5,07 \text{ m}$ on prend $h = 35 \text{ cm}$ $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3. Pré dimensionnement des voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/ 2003 :

$$e \geq \max (h_e / 20 ; 15 \text{ cm})$$

$$L = 4 * e$$

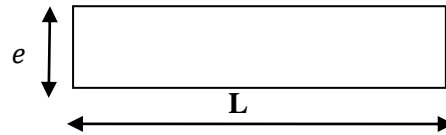


Figure II.13. Voile

Avec : L : longueur minimale de voile
 h_e : hauteur libre de voile

$$e \geq 266 / 20 = 13,3 \text{ cm} \quad \text{Pour les voiles du sous-sol}$$

$$e \geq 368 / 20 = 18,4 \text{ cm} \quad \text{Pour les voiles du RDC}$$

$$e \geq 266 / 20 = 13,3 \text{ cm} \quad \text{Pour les voiles des étages courants}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$; $L = 60 \text{ cm}$ pour les étages courants

$e = 20 \text{ cm}$; $L = 80 \text{ cm}$ pour RDC et le sous-sol

II.4. Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est un élément qui sert à relier les différents niveaux d'un bâtiment. Les différents éléments constituant un escalier sont :

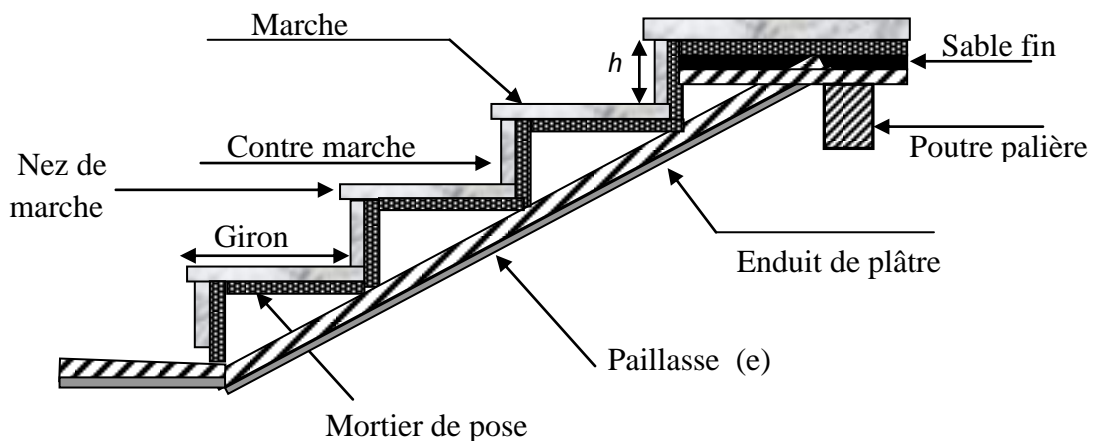


Figure II.14. Composantes des escaliers

Nous avons dans notre projet, deux types d'escaliers : escalier droit à deux volées et escalier droit à trois volées

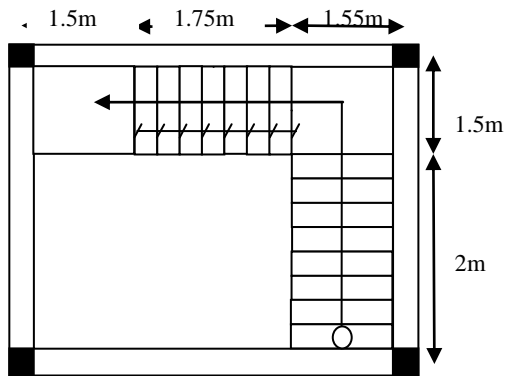


Figure II.15. Escalier du sous-sol

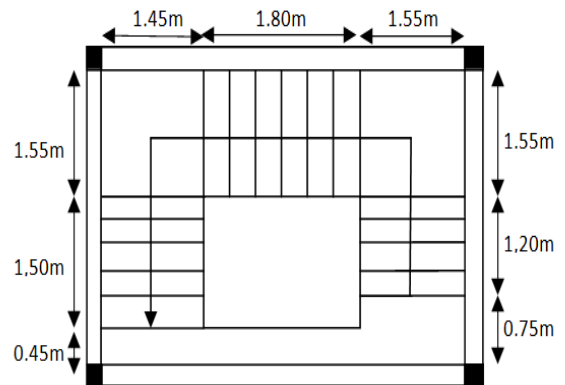


Figure II.16. Escalier du RDC et E.C

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marche « g et h », nous utilisons la relation de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \quad ; \quad g = \frac{L_0}{n-1} \quad ; \quad h = \frac{H}{n}$$

- n : nombre de contre marche.
- n-1 : nombre de marche.
- H₀ : hauteur de la volée.
- H : hauteur de l'étage courant
- L₀: longueur projetée de la volée.
- g : giron.
- h : hauteur de la contre marche.

On fixe la hauteur des contres marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contres marches correspondant : $n = 85 / 17 = 5$ contre marches

Le nombre de marches est: $n-1 = 4$ marches

$$g + 2h = 64 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

– **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H_0}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{85}{120} \right) = 35,3^\circ$$

– **Epaisseur de la paillasse (e)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \Leftrightarrow \quad 12,56 \text{ cm} \leq e \leq 18,85 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour 2 heure de coupe feu} \end{array} \right.$$

Avec $L = L_{p1} + L_{p2} + L_v$

$$L_v = \sqrt{120^2 + 85^2} = 1,47 \text{ m}$$

$$L = 0,75 + 1,55 + 1,47 = 3,77 \text{ m}$$

Soit **e = 18 cm**

- L_p : longueur du palier de repos
- L_v : longueur de la volée

Tableau II.2. Dimensionnement de premier escalier (RDC et étages courants)

Volée	H ₀	h (m)	n	L ₀ (m)	L _v (m)	L _{p1} (m)	L _{p2} (m)	L (m)	α°	e (cm)
1	0,85	17	5	1,2	1,47	0,75	1,55	3,77	35,31	18
2	1,19	17	7	1,8	2,15	1,55	1,45	5,15	33,47	18
3	1,02	17	6	1,5	1,81	1,55	0,45	3,81	34,21	18

Tableau II.3. Dimensionnement de deuxième escalier (sous-sol)

Volée	H ₀ (m)	h (m)	n	L ₀ (m)	L _v (m)	L _{p1} (m)	L _{p2} (m)	L (m)	α°	e (cm)
1	1,62	18	9	2	1,12	0	1,50	4,07	39,01	18
2	1,19	18	8	1,75	1,91	1,55	1,50	5,32	39,45	18

II.5.L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui se réalise sur le contour d'un bâtiment au niveau de la terrasse inaccessible, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console verticale encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main d'œuvre (Q) et à une force sismique (F_p).

Les dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture ou on relève une hauteur h₁=50cm et h₂=80cm.

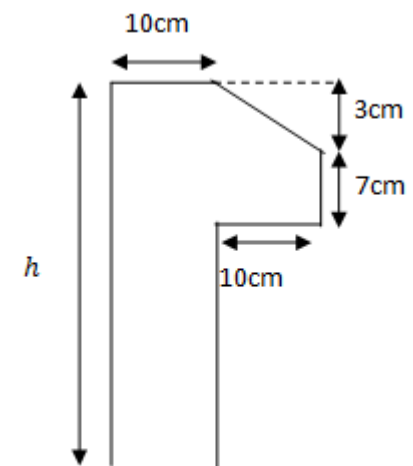


Figure II.17. Dimension de l'acrotère

Le tableau suivant représente les caractéristiques des deux acrotères.

Tableau II.4. Evaluation des charges de l'acrotère

Désignation	Epaisseur (m)	hauteur (m)		Surface (m ²)		Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)	
		1	2	1	2		1	2
Acrotère	0,10	0,5	0,8	0,0585	0,0885	25	1,46	2,21
Enduit de ciment	/	/	/	/	/	/	0,54	0,54
Charge permanente totale G							2	2,75
Surcharge d'exploitation Q							1	

II.6. Evaluation des charges et des surcharges

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

➤ **Plancher terrasse inaccessible en cc**

Tableau II.5.Evaluation des charges sur le plancher CC terrasse inaccessible

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.20
Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
Plancher corps creux (16+4)	20	14.25	2.85
Enduit en mortiers	0.02	10	0.2
Charge permanente G			6.38
Charge d'exploitation Q			1

➤ **Plancher terrasse inaccessible en dalle pleine**

Tableau II.6.Evaluation des charges sur le plancher DP terrasse inaccessible

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.20
Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
Plancher à dalle pleine	0.13	25	3.25
Enduit en mortiers	0.02	10	0.2
Charge permanente G			6.78
Charge d'exploitation Q			1

➤ **Plancher terrasse accessible**

Tableau II.7.Evaluation des charges sur le plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	épaisseurs (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
Mortier de pose	0,02	20	0.4
Lit de sable	0,02	18	0.36
Forme de pente	0,1	22	2.2
Plancher corps creux (16+4)	20	14.25	2.85
Enduit en mortiers	0,02	10	0.2
Charge permanente G			6.41
Charge d'exploitation Q			1.5

➤ **Plancher étage courant**

Tableau II.8.Evaluation des charges des planchers étages courants

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Murs intérieur	0.1	10	1
Revêtement en Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de Sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux (16+4)	20	14.25	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G			5.21
Charge d'exploitation Q			1.5

➤ **Plancher en dalle plein**

Tableau II.9.Evaluation des charges des planchers dalles pleines

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de Sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine (13cm)	0.13	25	3.25
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Murs intérieur	0.1	10	1
Charge permanente G			5.61
Charge d'exploitation Q			1.5

➤ **Murs extérieurs**

Tableau II.10.Evaluation des charges des murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Briques creuses	0.15	9	1.3
Lame d'air	0.05	/	0
Briques creuses	0.1	9	0.9
Enduit de ciment	1.5	18	0.27
Charge permanente G			2.67

➤ **Balcon**

Tableau II.11.Evaluation des charges de Balcon

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de Sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine (13cm)	0.13	25	3.25

Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G			4.61
Charge d'exploitation Q			3.5

➤ **Palier**

Tableau II.12.Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Dalle pleine	0.18	25	4.5
Enduit	0.015	18	0.27
Lit de sable	0.02	18	0.36
Charge permanente G			5.93
Charge d'exploitation Q			2.5

➤ **Volée**

Tableau II.13.valuation des charges de la volée

Désignation des éléments		Epaisseurs (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)		
				RDC+EC		
				Volée1	Volée 2	Volée3
Revêtement de Carrelage	Horiz	0.02	20	0.4	0.4	0.4
	Vertic	0.02h/g		0.23	0.23	0.23
Mortier de pose	Horiz	0.02	20	0.4	0.4	0.4
	Vertic	0.02h/g		0.23	0.23	0.23
Paillasse		0.18/cos (α)	25	5.51	5.39	5.44
Gardes corps		/	/	/	/	/
Marches		h/2	22	1.87	1.87	1.87
Enduit ciment		0.015/cos (α)	18	0.33	0.32	0.33
Charge permanente totale G				8.97	8.84	8.9
Surcharge d'exploitation Q				2,50		

II.7.Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4.1)**. Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e / 20 \text{ cm} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuer la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- ❖ Sous sol et R.D.C est de section (60x55) cm²
- ❖ 1^{ème} et 2^{ème} étage est de section (55x50) cm²
- ❖ 3^{ème} et 4^{ème} étage est de section (50x45) cm²
- ❖ 5^{ème} et 6^{ème} étage est de section (45x40) cm²
- ❖ 7^{ème} et 8^{ème} étage est de section (40x35) cm²
- ❖ 9^{ème} et 10^{ème} étage et la salle de machine est de section (35x30) cm²

➤ **Poids propre des poteaux**

Tableau II.14.poids propre des poteaux

Etages	Sous sol et RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage
Surface (m ²)	0.33	0.275	0.225	0.18	0.14	0.105
Hauteur d'étage (m)	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
	4.08					
Poids (KN)	25.245	21 .04	17.21	13.77	10.71	8.033
	33.66					

1. Descente de charges

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.
- ✓ la part de cloison répartie qui lui revient.
- ✓ les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu’au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d’habitation.

• **Surcharges différentes selon la loi de dégression [4]**

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.

- . Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2).$
- . Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3).$
- . Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n).$

Calcul des charges revenantes au poteau (P1)

❖ Niveau terrasse inaccessible (la salle de machine)

La surface afférente :

$$S = 1.1 * 1.6 = 1.76 \text{ m}^2$$

$$G_{Dp} = 1.76 * 7.28 = 12.81 \text{ KN};$$

$$Q_{Dp} = 1.76 \text{ KN}$$

Poids des poutres : $G_{poutre} = 0.3 * 0.4 * (1.1 + 1.6) * 25 = 8.1 \text{ KN}$

Poids des murs : $G_{Mur} = 2.67 * 2.32 = 6.19 \text{ KN}$

Poids de l'acrotère : $G_{Acrotère} = G * L = (1.9 * 1.4) * 2 = 6.6 \text{ KN}$

$$Q_{Acrotère} = 3.3 \text{ KN}$$

❖ Niveau terrasse inaccessible

La surface afférente :

$$S_{cc} = S_1 + S_3 + S_4 = 1.8 + 3.69 + 3.6 = 9.09 \text{ m}^2$$

$$G_{cc} = 9.09 * 6.38 = 58 \text{ KN};$$

$$Q_{cc} = 9.09 \text{ KN}$$

$$S_{Dp} = 1.1 * 1.2 = 1.32 \text{ m}^2$$

$$G_{cc} = 1.32 * 6.11 = 8.06 \text{ KN};$$

$$Q_{Dp} = 1.32 * 1.5 = 1.98 \text{ KN}$$

$$G_{Plancher} = 66.06 \text{ KN};$$

$$Q_{Plancher} = 11.07 \text{ KN}$$

Poids des poutres : $G_{poutre} = 0.3 * 0.4 * (1.1 + 1.6 + 2.25 + 1.64) * 25 = 19.77 \text{ KN}$

Poids des murs : $G_{Mur} = 2.67 * 0.735 * 2.86 = 5.61 \text{ KN}$

❖ Niveau 10 (Etage courant)

La surface afférente :

$$S_{cc} = S_1 + S_3 = (1.1 * 1.64) + (2.25 * 1.64) = 5.494 \text{ m}^2$$

$$G_{cc} = 28.62 \text{ KN};$$

$$Q_{cc} = (1.1 * 1.64) * 1.5 + (2.25 * 1.64) * 2.5 = 11.93 \text{ KN}$$

$$S_{Dp} = 1.1 * 1.2 = 1.32 \text{ m}^2$$

$$G_{Dp} = 1.32 * 6.11 = 8.06 \text{ KN};$$

$$Q_{Dp} = 1.32 * 1.5 = 1.98 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}}=36.69\text{KN} \quad ; \quad Q_{\text{Plancher}}=13.91\text{KN}$$

Poids des poutres : $G_{\text{poutre}}=0.3*0.4*(1.1+1.6+2.25+1.64)*25=19.77\text{ KN}$

Poids des murs : $G_{\text{Mur}}=2.67*0.735*2.86=5.61\text{KN}$

❖ Niveau 1 jusqu'à niveau 9 (Etage courant)

La surface afférente :

$$S_{cc} = S_1 + S_3 = (1.1*1.64) + (2.25*1.64)=5.494\text{ m}^2$$

$$G_{cc} = 28.62\text{KN};$$

$$Q_{cc} = (1.1*1.64) 1.5 + (2.25*1.64)2.5=11.93\text{KN}$$

$$S_{Dp} = 1.1*1.2=1.32\text{m}^2$$

$$G_{Dp} = 1.32*6.11= 8.06\text{KN};$$

$$Q_{Dp} = 1.32*1.5=1.98\text{KN}$$

Poids des escaliers :

$$S = S_{\text{villée}} + S_{\text{palier}} = (1.35*1.3) + (1.35*0.3)= (1.755+0.405)\text{ m}^2$$

$$G_{\text{Escalier}}=1.775*8.9 +0.405*5.93 =18.02\text{KN}$$

$$Q_{\text{Escalier}}=5.4\text{KN}$$

$$G_{\text{Plancher}}=54.7\text{KN};$$

$$Q_{\text{Plancher}}=19.31\text{KN}$$

Poids des poutres : $G_{\text{poutre}}=0.3*0.4*(1.1+1.6+2.25+1.64)*25=19.77\text{ KN}$

Poids des murs : $G_{\text{Mur}}=2.67*0.735*2.86=5.61\text{KN}$

❖ Niveau 0 (RDC)

La surface afférente : $G_{Dp}= 1.32*6.11= 8.06\text{KN};$

$$Q_{Dp}=1.32*1.5=1.98\text{KN}$$

Poids des escaliers :

$$S_{\text{Escalier}} = S_{\text{villée}} + S_{\text{palier}} = (1.35*1.3) + (1.35*0.3) = (1.755+0.405)\text{ m}^2$$

$$G_{\text{Escalier}} = (1.775*8.9 +0.405*5.93)*2 = 36.04\text{KN}$$

$$Q_{\text{Escalier}} = 10.8\text{KN}$$

$$G_{\text{Plancher}}=72.72\text{KN};$$

$$Q_{\text{Plancher}}=24.71\text{KN}$$

Poids des poutres : $G_{\text{poutre}}=0.3*0.4*(1.1+1.6+2.25+1.64)*25=19.77\text{ KN}$

Poids des murs : $G_{\text{Mur}}=2.67*0.735*2.86=5.61\text{KN}$

Tableau II.15.évaluation des charges pour le poteau P1

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N ₁	Acrotère	6.6	5.06
	Plancher	12.81	
	Murs	6.19	
	Poutres	8.1	
	Poteau	8.033	
Σ=		41.73	
N ₂	Venant de N ₀	41.73	16.13
	Plancher	66.06	
	Murs	5.61	
	Poutres	19.77	
	Poteau	8.033	
Σ=		141.21	
N ₃	Venant de N ₁	141.21	31.78
	Plancher	36.69	
	Murs	5.61	
	Poutres	19.77	
	Poteau	8.033	
Σ=		211.309	
N ₄	Venant de N ₂	211.309	44.92
	Plancher	54.7	
	Murs	5.61	
	Poutres	19.77	
	Poteau	10.71	
Σ=		302.099	
N ₅	Venant de N ₃	302.099	59.12
	Plancher	54.7	
	Murs	5.61	
	Poutres	19.77	
	Poteau	10.71	
Σ=		392.889	
N ₆	Venant de N ₄	392.889	71.39
	Plancher	54.7	
	Murs	5.61	
	Poutres	19.77	
	Poteau	13.77	

$\Sigma=$ 486.739			
N ₇	Venant de N ₅	486.739	81.73
	Plancher	54.7	
	Murs	5.61	
	Poutres	19.77	
	Poteau	13.77	
$\Sigma=$ 580.589			
N ₈	Venant de N ₆	580.589	91.35
	Plancher	54.7	
	Murs	5.61	
	Poutres	19.77	
	Poteau	17.21	
$\Sigma=$ 677.809			
N ₉	Venant de N ₇	677.809	101.82
	Plancher	54.7	
	Murs	5.61	
	Poutres	19.77	
	Poteau	17.21	
$\Sigma=$ 775.089			
N ₁₀	Venant de N ₈	775.089	111.72
	Plancher	54.7	
	Murs	5.61	
	Poutres	19.77	
	Poteau	21 .04	
$\Sigma=$ 876.209			
N ₁₁	Venant de N ₉	876.209	121.71
	Plancher	54.7	
	Murs	5.61	
	Poutres	19.77	
	Poteau	21 .04	
$\Sigma=$ 977.409			
N ₁₂	Venant de N ₁₀	977.409	131.48
	Plancher	54.7	
	Murs	5.61	
	Poutres	19.77	
	Poteau	33.66	
$\Sigma=$ 1091.069			
	Venant de N ₁₁	1091.069	
	Plancher	72.72	

N ₁₃	Murs	10.01	144.74
	Poutres	19.77	
	Poteau	25.245	
Σ=		1218.814	
Nu=1.35G+1.5Q=1.35*1218.814+1.5*144.74=1862.51KN			

Calcul des charges revenantes au poteau (P2)

La surface afférente:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 1.6 * 2.585 + 1.6 * 2.61 + 2.05 * 2.585 + 2.05 * 2.61 = 18.96 \text{ m}^2$$

❖ Niveau terrasse inaccessible

$$G_{cc} = 18.96 * 6.38 = 120.96 \text{ KN}$$

$$Q_{cc} = 18.96 * 1 = 18.96 \text{ KN}$$

❖ Niveau 1 jusqu'à niveau 10 (Etage courant)

$$G_{cc} = 18.96 * 5.21 = 98.78 \text{ KN}$$

$$Q_{cc} = 18.96 * 1.5 = 28.44 \text{ KN}$$

❖ Niveau 0 (RDC)

$$G_{cc} = 18.96 * 5.21 = 98.78 \text{ KN}$$

$$Q_{cc} = 18.96 * 5 = 94.8 \text{ KN}$$

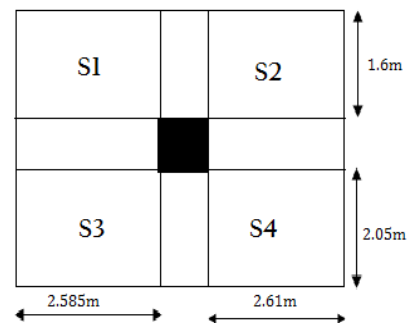


Figure II.18. surface afférente de P1

Poids des poutres pour tout les niveaux: $G_{pt} = 0.3 * 0.4 * (1.6 + 2.585 + 2.05 + 2.61) * 25 = 26.53 \text{ KN}$

Tableau II.16.évaluation des charges pour le poteau P2

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N ₁	Plancher	120.96	18.96
	Poutres	26.53	
	Poteau	8.033	
Σ=		155.52	
N ₂	Venant de N ₁	155.52	47.4
	Plancher	98.78	
	Poutres	26.53	
	Poteau	8.033	
Σ=		288.86	
N ₃	Venant de N ₂	288.86	73.01
	Plancher	98.78	
	Poutres	26.53	
	Poteau	10.71	
Σ=		424.88	

N ₄	Venant de N ₃	424.88	95.74
	Plancher	98.78	
	Poutres	26.53	
	Poteau	10.71	
Σ=		560.91	
N ₅	Venant de N ₄	560.91	115.656
	Plancher	98.78	
	Poutres	26.53	
	Poteau	13.77	
Σ=		700	
N ₆	Venant de N ₅	700	132.71
	Plancher	98.78	
	Poutres	26.53	
	Poteau	13.77	
Σ=		839.08	
N ₇	Venant de N ₆	839.08	146.94
	Plancher	98.78	
	Poutres	26.53	
	Poteau	17.21	
Σ=		981.6	
N ₈	Venant de N ₇	981.6	160.31
	Plancher	98.78	
	Poutres	26.53	
	Poteau	17.21	
Σ=		1124.12	
N ₉	Venant de N ₈	1124.12	175.27
	Plancher	98.78	
	Poutres	26.53	
	Poteau	21 .04	
Σ=		1270.47	
N ₁₀	Venant de N ₉	1270.47	189.43
	Plancher	98.78	
	Poutres	26.53	
	Poteau	21 .04	
Σ=		1416.82	
	Venant de N ₁₀	1416.82	203.82
	Plancher	98.78	
	Poutres	26.53	

N ₁₁	Poteau	33.66	
Σ=		1575.79	
N ₁₂	Venant de N ₁₁	1575.79	298.62
	Plancher	98.78	
	Poutres	26.53	
	Poteau	25.245	
Σ=		1726.35	
Nu=1.35G+1.5Q=1.35*1726.35+1.5*298.62=2778.5KN			

Les calculs montrent que le poteau (P2) est le plus sollicité sous charges verticales.

2. Vérification pour le poteau

Selon le BAEL (art B.8.1. 1) on doit majorer l’effort normal de compression ultime Nu de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$Nu = 1,35Gt + 1,5Qt = 2778.5 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base

$$Nu^* = Nu \times 1,1 = 3056.35 \text{ KN}$$

2.1. Vérification à la compression simple

On a : $\frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ tel que : $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c 28}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

On doit vérifier la condition suivante : $B \geq \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{3056.35}{14.2 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.2152 \text{ m}^2$

Avec : B est la section du poteau

Pour le poteau à la base (poteau du sous sol) $B = 0.6 * 0.55 = 0.33 \text{ m}^2$

$B = 0.33 \text{ m}^2 \geq 0.2152 \text{ m}^2$ condition vérifiée

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

Tableau II.17. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etage	Poids propre G(KN)	Surcharge Q(KN)	Nu*(KN)	Condition B > B _{calculé}		Observation
				B (m ²)	B _{cal} (m ²)	
10	155.52	18.96	262.23	0.105	0.0185	Vérifiée
9	288.86	47.4	507.17	0.105	0.0357	Vérifiée
8	424.88	73.01	751.41	0.14	0.0529	Vérifiée
7	560.91	95.74	990.92	0.14	0.0698	Vérifiée
6	700	115.656	1230.33	0.18	0.0867	Vérifiée
5	839.08	132.71	1465.01	0.18	0.1034	Vérifiée
4	981.6	146.94	1700.13	0.225	0.1197	Vérifiée
3	1124.12	160.31	1933.83	0.225	0.1362	Vérifiée
2	1270.47	175.27	2175.84	0.275	0.1532	Vérifiée
1	1416.82	189.43	2416.54	0.275	0.1702	Vérifiée
RDC	1575.79	203.82	2676.35	0.33	0.1885	Vérifiée
Sous sol	1726.35	298.62	3056.35	0.33	0.2152	Vérifiée

2.2. Vérification au flambement

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton ; $\gamma_b = 1.5$.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers ; $\gamma_s = 1.15$.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

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

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; I : Moment d'inertie : $I = \frac{h \times b^3}{12}$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que $B_r > B_{rcal}$

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

B_r : Section réduite du poteau $B_r = (a-2) \times (b-2)$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.18.Vérification au flambement

Etages	Nu* (KN)	i	λ	α	condition $B_r > B_{rcal}$		Observation
					B_r (m ²)	B_{rcal} (m ²)	
10	262.23	0.0867	21.47	0.791	0.092	0.015	Vérifiée
9	507.17	0.0867	21.47	0.791	0.092	0.029	Vérifiée
8	751.41	0.101	14.32	0.805	0.125	0.042	Vérifiée
7	990.92	0.101	14.32	0.805	0.125	0.056	Vérifiée
6	1230.33	0.115	16.19	0.815	0.163	0.069	Vérifiée
5	1465.01	0.115	16.19	0.815	0.163	0.0817	Vérifiée
4	1700.13	0.129	14.43	0.822	0.206	0.094	Vérifiée
3	1933.83	0.129	14.43	0.822	0.206	0.107	Vérifiée
2	2175.84	0.144	12.93	0.85	0.254	0.116	Vérifiée
1	2416.54	0.144	12.93	0.85	0.254	0.129	Vérifiée
RDC	2676.35	0.158	16.304	0.815	0.307	0.149	Vérifiée
Sous sol	3056.35	0.158	11.78	0.831	0.307	0.167	Vérifiée

On remarque que la condition $B_r > B_{rcal}$ est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement

II.8. Conclusion

Le pré dimensionnement est fait de manière à répondre aux différentes exigences de pré dimensionnement données par **RPA99** version 2003, **BAEL91** et **CBA93**, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimé à **(16+4) cm** ; l'épaisseur des dalles pleines à **15cm** et volées d'escaliers et à **18cm** pour les paliers de repos d'escaliers.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à **20cm** d'épaisseur pour RDC et sous sol et **15 cm** pour les étages courants, les sections des poutres ont été estimé à **(30×45) cm** pour les poutres principales et **(30×40) cm** pour les poutres secondaires.

Les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau **(P2)**.

Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

- ❖ Sous sol et R.D.C est de section (60x55) cm² ;
- ❖ 1^{ème} et 2^{ème} étage est de section (55x50) cm² ;
- ❖ 3^{ème} et 4^{ème} étage est de section (50x45) cm² ;
- ❖ 5^{ème} et 6^{ème} étage est de section (45x40) cm² ;
- ❖ 7^{ème} et 8^{ème} étage est de section (40x35) cm² ;
- ❖ 9^{ème} et 10^{ème} étage et la salle de machine est de section (35x30) cm².

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

III.2. Etudes des planchers

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

III.2.1. Plancher à corps creux

III.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées à la flexion simple pour cela nous disposons de deux méthodes du calcul, la méthode forfaitaire et la méthode Caquot.

❖ Domaine d'application la méthode forfaitaire (BAEL91 art B.6.2, 210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

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

❖ Domaine d'application de la méthode Caquot

Si la 1er condition n'est pas vérifiée (le plancher supporte des surcharges élevées $Q > \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$) on applique la méthode de Caquot.

Par contre si l'une des trois conditions qui restent (conditions 2,3 et 4) n'est pas vérifiée, on applique la méthode de **Caquot minorée**, c-à-d, on minore(G) avec un coefficient de **2/3** pour le calcul des moments aux appuis seulement et on revient à (G) pour le calcul des moments en travées.

III.2.1.2 Les Différents types de poutrelles

On distingue 9 types de poutrelles :

Tableau III.1. Les différents Types de poutrelles

Type	Schémas statiques des poutrelles
1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
8	
9	

➤ Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour Les différents Types de poutrelles

Types des poutrelles	Condition d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 4 ; 6	Vérifiées	$Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$ $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25.$ F.P.N I= constant	Méthode forfaitaire
Types 1, 2,3, 5, 7 et 8	Non vérifiées	$L_i / L_{i+1} \notin [0,8; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 9	/	Poutrelle isostatique	Méthode RDM

➤ Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$ et $q_u = P_u * b$

À l'ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = P_s * b$

❖ Caquot minorée : $G' = \frac{2}{3} G$

À l'ELU : $P_u' = 1,35G' + 1,5Q$ et $q_u' = P_u' \cdot b$
 À l'ELS : $P_s = G' + Q$ et $q_s' = P_s \cdot b$

Tableau III.3. Charges et surcharges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle

Désignation	G (KN/m²)	G' (KN/m)	Q (KN/m²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m²)		
					P	P'	q	q'	
Plancher étage commercial	5.21	3.47	5	0.55	ELU	14.53	12.18	7.99	6.7
					ELS	10.21	8.47	5.61	4.66
Plancher terrasse accessible	6.41	4.27	1.5	0.55	ELU	10.9	8.01	6	4.41
					ELS	7.91	5.77	4.35	3.17
Plancher terrasse inaccessible	6.38	4.25	1	0.55	ELU	10.11	7.24	5.56	3.98
					ELS	7.38	5.25	4.06	2.89

III .2.1.3. Calcul des sollicitations

Pour l'étude des poutrelles, on présente un exemple de calcul. On prendra comme exemple la poutrelle types 7 du plancher étage commercial, les résultats obtenus pour les autres types des poutrelles sont résumés sur des tableaux.

➤ Calcul de la poutrelle type 7 (plancher commercial) :

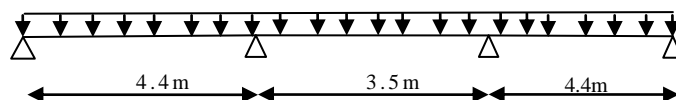


Fig.III.1. Schéma statique de la poutrelle type 5.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car :

(l_i / (l_{i+1}) = 4.4/3.5 = 1.26 > 1.25) donc on applique la méthode de **Caquot** :

• Appuis de rive

A l'ELU : $M_A = M_D = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_D = -2.4 \text{ KN.m}$

A l'ELS : $M_A = M_D = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_D = -1.69 \text{ KN.m}$

• Appuis intermédiaires :

$$M_B = M_C = -\frac{q'_g \times L_g^3 + q'_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

$$\begin{cases} ELU := -\frac{6.7 \times (4.4^3 + 2.8^3)}{8.5 \times (4.4 + 2.8)} \Rightarrow M_B = M_C = -11.72 \text{ KN.m} \\ ELS := -\frac{4.66 \times (4.4^3 + 2.8^3)}{8.5 \times (4.4 + 2.8)} \Rightarrow M_B = M_C = -8.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments aux travées

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

• **Travée AB**

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \times \left(1 - \frac{x_0}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{x_0}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{x_0}{L}\right)$$

$$x_0 = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{q \times L_{AB}} = \frac{4.4}{2} - \frac{11.74}{7.99 \times 4.4} = 1.867 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = 2.3655q = \begin{cases} ELU : 18.9 \text{ KN.m} \\ ELS : 13.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } M_{AB} = M_{CD} = \begin{cases} ELU : 2.3655q - 0.7428q' = 13.92 \text{ KN.m} \\ ELS : 2.3655q - 0.7428q' = 9.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Travée BC**

$$x_0 = \frac{L_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{q \times L_{BC}} = \frac{3.5}{2} - \frac{-11.74 + 11.74}{7.99 \times 4.4} = 1.75 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = 1.531q = \begin{cases} ELU : 12.23 \text{ KN.m} \\ ELS : 8.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } M_{BC} = \begin{cases} ELU : 1.531q = 12.23 \text{ KN.m} \\ ELS : 1.531q = 8.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$V = \pm q \times \frac{L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$\text{Travée(AB)} \begin{cases} V_A = \frac{7.99 \times 4.4}{2} - \frac{11.74}{4.4} = 14.92 \text{KN} \\ V_B = -\frac{7.99 \times 4.4}{2} - \frac{11.74}{4.4} = -20.25 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée(BC)} \begin{cases} V_B = \frac{7.99 \times 3.5}{2} - \frac{11.74 + 11.74}{3.5} = 13.98 \text{KN} \\ V_C = -13.98 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée(CD)} \begin{cases} V = 20.25 \text{KN} \\ V = -14.92 \text{KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à ELU et ELS des différents types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4. Sollicitation max dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS

Poutrelles du plancher commercial (RDC)							
Combinaison	ELU				ELS		
Types	M_a^{Rive} (KN.m)	M_a^{Inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)	M_a^{Rive} (KN.m)	M_a^{Inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 3	-2.9	-12.36	13.66	20.38	-2.03	-8.6	9.65
Type 5	-2.4	-11.74	13.92	20.25	-1.69	-8.16	9.82
Type 6	-2.9	-9.66	13.02	19.34	-2.04	-6.78	9.15
Type 8	-1.64	-7.73	9.94	13.87	-1.17	-5.55	8.03
Max	-2.4	-11.74	13.92	20.25	-1.69	-8.16	9.82
Poutrelles du plancher Etage courant (terrasse accessible)							
Type 1 (T accessible)	-2.17	-7.81	10.98	14.95	-1.57	-5.61	8
Type 1(EC)	-1.84	-7.03	9.46	12.83	-1.34	-5.04	6.87
Type 5 (T acc)	-1.6	-7.5	10.98	14.69	-1.15	-5.39	8
Type 5 (EC)	-1.38	-6.67	9.25	12.76	-0.99	-5.39	6.45
Type 6	-1.855	-6.18	10.08	12.37	-1.34	-4.46	7.28
Max	-1.6	-7.5	10.98	14.95	-1.15	-5.39	8
Poutrelles du plancher terrasse inaccessible							
Type 2	-2.08	-7.34	10.54	13.9	-1.47	-5.31	7.73
Type 4	-2.4	-8.01	12.8	14.68	-1.75	-5.84	9.34
Type 6	-2.08	-6.96	10.03	13.9	-1.47	-5.31	7.35
Type 7	-2.08	-7.34	10.19	13.81	-1.47	-5.04	7.46
Type 9	-0,85	/	5,66	6,56	-0,62	/	4,1
Max	-2.4	-8.01	12.8	14.68	-1.75	-5.84	9.34

II.2.4. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle **type 5** du plancher commercial (RDC) qui est sollicité par les efforts suivants :

$$ELU \begin{cases} M_t = 13.92 KN.m \\ M_a^{Rive} = -2.4 KN.m \\ V_u = 20.25 KN \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t = 9.82 KN.m \\ M_a^{Rive} = 1.69 KN.m \end{cases}$$

- les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont

$$b = 55cm \quad ; h_0 = 4cm \quad ; h = 20cm \quad ; H = 16cm \quad ; b_0 = 12cm \quad ; d = 18cm$$

$$f_e = 400Mpa \quad ; f_{c28} = 25Mpa$$

❖ Armatures longitudinales

a. Ferrailage en travée

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

$$M_{tu} = 0.55 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 0.04998 MN.m$$

$M_{tu} > M_u = 0.01392 MN.m \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire (b×h).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.92 \times 10^{-3}}{0.55 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.055 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot}(A)$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.055$$

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

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0708$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.1749m$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = 2.28 cm^2$$

On prend $A_t = 3HA12 = 3.39 cm^2$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times 0.55 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.28 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

b. Ferrailage en appuis

❖ Appuis intermédiaire

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.
Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.12 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.213$$

$$0.186 < \mu_{bu} = 0.213 \Rightarrow \text{Pivot}(B)$$

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

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

pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.303$$

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

$$A_a^{\text{Interne}} = \frac{M_a^{\text{Rive}}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{\text{Interne}} = 0.21 \text{ cm}^2$$

On prend : **1HA12+1HA10=1.92cm²**

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_a^{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} \Rightarrow A_a^{\min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{Inter}} = 1.92 \text{ cm}^2 > A_a^{\min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

❖ Appuis de rive

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.
Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.12 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.043 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot}(A)$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392$$

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

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.055$$

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

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2.4 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.39cm^2$$

On prend : **1HA12=1.13cm²**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_a^{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.261cm^2$$

$A_a^{Rive} = 0.48cm^2 > A_a^{min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b_0 * d} = \frac{20.25 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.937MPa$$

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

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = \min(3.25; 4MPa) = 3.3MPa$$

$\tau_U = 0.944MPa \leq \bar{\tau} = 3.3MPa$ Condition vérifiée.

❖ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) = \min(10mm ; 5.71mm ; 12mm) \Rightarrow \phi_t = 6mm.$$

On choisit un

étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57cm^2$

❖ **Calcul de l'espacement**

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40cm) = 16.2cm.....(1) \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.39 \times 10^{-3} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 28.25cm.....(2) \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.39 \times 10^{-3} \times 400}{0.12(0.944 - 0.3 \times 2.1)} = 28.78.....(3) \end{cases}$$

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

On adopte: $St \leq 16.2cm$ Alors, on prend $St = 15cm$.

❖ **Vérification des armatures longitudinales (A_t) à l'effort tranchant (V_u)**

• **Au niveau de l'appui intermédiaire :** $A_t = A_t^{Travée} + A_t^{Inter} = 3.39 + 1.92 = 5.34$

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d}) \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15}{400} (20.25 \times 10^{-3} - \frac{13.92 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}) = -1.88cm^2$$

$A_t = 5.34 \geq -1.88cm^2$ C'est vérifié.

❖ Au niveau de l'appui de rive : $A_l = A_l^{Travée} + A_l^{Rive} = 3.39 + 1.13 = 4.52 \text{cm}^2$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 20.38 \times 10^{-3} = 0.59 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification au niveau de la jonction table-nervure

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.55 - 0.12}{2} = 0.215 \text{cm}$$

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{0.215 \times 20.25 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.55 \times 0.04} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u^1 = 1.23 \text{Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition · vérifiée}$$

❖ Vérification au niveau de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq \sigma_{bc}^- = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = \min[0.9d; (40 - 4) \text{cm}] = \min[16.2 \text{cm}; 36 \text{cm}] = 16.2 \text{cm}$$

$V_u = 20.38 \text{KN} < 129.76 \text{KN} \dots\dots\dots \text{La bielle est vérifiée}$

❖ Vérification à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes ;
- ✓ Vérification de la flèche ;

❖ Vérification des contraintes

✓ En travée :

$$M_{ser} = 9.82 \text{KN.m} \quad ; \quad A = 3.39 \text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = \frac{0.55 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -271.9 \text{cm}^3 < 0$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera en section en Te.

Calcul de y:

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

$$0.06y^2 + 0.02285y + 1.25 \times 10^{-3} = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.0287 \Rightarrow y = 0.0495 \text{m} = 4.95 \text{cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 9.2 \times 10^{-5} \text{m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 6.24MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appuis :**

- **Appuis intermédiaires**

$$M_{ser}=8.16KN.m; A=2.26cm^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = -464.7cm^3 < 0$$

→ L'axe neutre est dans la nervure

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 0.0768m = 7.68cm$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1,19 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 7.97MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Appuis de rive**

$$M_{ser}=1.69KN.m; A=1.13cm^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = -69.9cm^3 < 0$$

→ L'axe neutre est dans la nervure

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 0.1248m = 12.48cm$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2.35 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 1.08MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche**

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

- 1) $\frac{h}{l} \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 20cm < 21.7cm \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$
- 2) $\frac{h}{l} \frac{1}{16} \Rightarrow 0.045 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$
- 3) $\frac{A}{b \times d} \frac{4.2}{f_e}$

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

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.

- Exemple de calcul :

$$y = 4.95\text{cm}; I = 9.2 \times 10^{-5} \text{ m}^4; E_I = 32164.2 \text{ Mpa}; E_v = 10721.4 \text{ Mpa}; A_s = 3.39\text{cm}^2.$$

• Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.55 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.55 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.55 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.55 \times 3.85 = 2.12 \text{ KN/m} \quad ; \quad q'_j = 0.55 \times \frac{2}{3} \times 3.85 = 1.41 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.55 \times 5.21 = 2.87 \text{ KN/m} \quad ; \quad q'_g = 0.55 \times \frac{2}{3} \times 5.21 = 1.9 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.21 + 5) = 5.62 \text{ KN/m} \quad ; \quad q'_p = 0.55 \times \frac{2}{3} \times 10.21 = 3.74 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = 2.3655q - 0.7428q' \Rightarrow$$

$$M_{jser} = 3.97 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{gser} = 5.36 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{pser} = 9.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma : \quad \sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}(d-y)}{I} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^j = 84.258 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^g = 114.046 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^p = 208.64 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = 0.0157$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = 2.47 \quad ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.988$$

$$\text{Calcul de } \mu : \quad \mu = \max\left(0 \quad ; \quad 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}\right) \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0.496 \\ \mu_g = 0.603 \\ \mu_p = 0.759 \end{cases}$$

Calcul du centre de gravité et moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{\sum S_i G_i}{\sum S_i} = 0.0624m = 6.24cm$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times h^3}{12} + \left[(b_0 \times h) \times \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right] + 15 \times A_s (y_G - d')^2 + \left[(b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_0 = 2.174 \times 10^{-4} m^4$$

Calcul des moments d'inerties fictives :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} \Rightarrow \begin{cases} I_{ji} = 1.075 \times 10^{-4} m^4 \\ I_{gi} = 9.6 \times 10^{-5} m^4 \\ I_{gv} = 1.499 \times 10^{-4} m^4 \\ I_{pi} = 8.318 \times 10^{-5} m^4 \end{cases}$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E \times I} \Rightarrow \begin{cases} f_{ji} = 2.2 \times 10^{-3} m \\ f_{gi} = 3.36 \times 10^{-3} m \\ f_{gv} = 6.39 \times 10^{-3} m \\ f_{pi} = 7.1 \times 10^{-3} m \end{cases}$$

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \Rightarrow 7.93 \times 10^{-3} m < 8.8 \times 10^{-3} m \rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

❖ Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Tableau III.5. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.

Niveaux	Endroit	Mu (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
RDC	Travée	13.92	0.055	0.0708	0.1749	2.28	1.195
	Appui Inter	11.74	0.213	0.303	0.158	1.92	0.261
	Appui de rive	2.4	0.043	0.055	0.176	0.39	0.261
Etage courants	Travée	10.98	0.199	0.279	0.1598	1.79	1.195
	Appui Inter	7.5	0.141	0.191	0.166	1.35	0.261
	Appui de rive	1.6	0.039	0.05	0.176	0.35	0.261
Terrasse inaccessible	Travée	12.8	0.0479	0.061	0.175	1.99	1.195
	Appui Inter	8.01	0.149	0.203	0.165	1.44	0.261
	Appui de rive	2.4	0.0434	0.055	0.176	0.39	0.261

❖ Ferrailage adopté des différents niveaux

Tableau III.6. Ferrailage adopté des différents niveaux

Niveaux	Endroit	$A_{adopté}(cm^2)$
RDC	Travée	3HA12=3.39
	Appui Inter	1HA10(ch)+1HA12=1.92
	Appui de rive	1HA12=1.13
Etage courants	Travée	2HA10+1HA12=2.7
	Appui Inter	1HA10(ch)+1HA12=1.92
	Appui de rive	1HA12=1.13
Terrasse inaccessible	Travée	3HA14=4.62
	Appui Inter	1HA12+1HA10=1.92
	Appui de rive	1HA12=1.13

❖ Vérification nécessaires à l'ELU

Tableau III.7. Vérification nécessaires à l'ELU.

Niveaux	Cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}$	Armatures longitudinales		Bielle (KN)	Jonction $\tau_u^1 \leq \bar{\tau}$
		$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$		
RDC	0.944 < 3.33	4.52 > 0.59	5.65 > 1.88	20.38 < 129.76	1.23 < 3.33
Etage courants	0.692 < 3.33	3.83 > 0.42	4.62 > 0.95	14.95 < 129.76	0.90 < 3.33
Terrasse inaccessible	0.679 < 3.33	3.15 > 0.42	4.28 > 0.45	14.68 < 129.76	0.89 < 3.33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveaux	Endroit	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$ (Mpa)	Observation
RDC	Travée	9.82	3.39	4.95	0.92	6.24 < 15	Vérifiée
	Appui Inter	8.16	1.92	7.2	0.485	12.11 < 15	Vérifiée
	Appui de rive	1.69	1.13	12.48	2.35	0.89 < 15	Vérifiée
Etage courants	Travée	8	2.7	4.48	0.905	3.96 < 15	Vérifiée
	Appui Inter	5.39	1.92	7.2	0.485	8.32 < 15	Vérifiée
	Appui de rive	1.15	1.13	12.48	2.35	0.83 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	9.34	4.62	5.76	1.38	3.89 < 15	Vérifiée
	Appui Inter	5.84	1.92	7.2	0.485	8.66 < 15	Vérifiée
	Appui de rive	1.75	1.13	12.48	2.35	0.93 < 15	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche à l'ELS des différents niveaux

Tableau III.9. Vérification de la flèche à l'ELS des différents niveaux.

Niveaux	$\Delta f \leq \bar{f} (cm)$	Observation
RDC	0.79 < 0.88	Vérifiée
Etage courants	0.743 < 0.88	Vérifiée
Terrasse inaccessible	0.92 < 0.96	Vérifiée

Tableau III.10. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.

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

❖ Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 55}{235} = 0.94 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit: $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots (\text{CBA})$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow St = 28 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots (\text{CBA})$

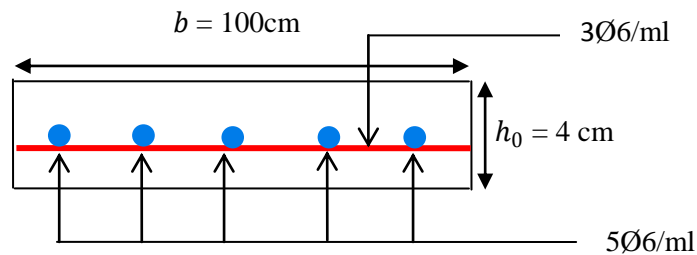


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.2. Etude des Dalles pleines

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

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.

Remarque : Dans notre étude on prend les panneaux de dalle les plus sollicités et on ferraille les autres panneaux qui sont identiques avec celui que l'on a trouvé.

Exemple de calcul (Dalle sur trois appuis)

❖ Evaluation des charges

$e = 13 \text{ cm}$

$G = 5.61 \text{ KN/m}^2$

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

$P_U = 1,35G + 1,5 Q = 9.82 \text{ KN/m}^2$

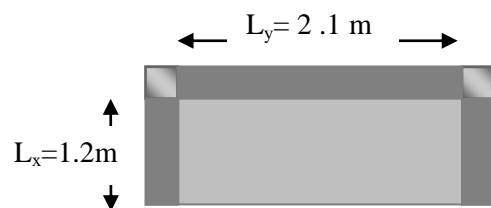


Figure II.3. Panneau D1

$$P_S = G + Q = 7.11 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul des moments

On a: $L_y = 2.1\text{m}$

$$L_x = 1.2\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{2.1} = 0.57 \Rightarrow \rho > .4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens ; le calcul se fait pour}$$

une bande de 1m.

On a : $\frac{L_y}{2} = \frac{2.2}{2} = 1.05\text{m} < L_x = 1.2\text{m} \Rightarrow$

$$M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \Rightarrow \begin{cases} ELU : M_0^y = 2.7 \text{ KN.m} \\ ELS : M_0^y = 1.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24} \Rightarrow \begin{cases} ELU : M_0^x = 3.79 \text{ KN.m} \\ ELS : M_0^x = 2.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments réels

✓ En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow \begin{cases} ELU : M_t^x = 3.22 \text{ KN.m} \\ ELS : M_t^x = 2.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow \begin{cases} ELU : M_t^y = 2.29 \text{ KN.m} \\ ELS : M_t^y = 1.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ En appuis :

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -14.625 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} ELU : M_a^y = 1.89 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^y = 1.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ la condition de non fragilité

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \text{ avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA F}_e400$$

❖ Calcul du ferrailage à l'ELU

Tableau III.11. Ferrailage de dalles sur 3 appui de l'étage courant.

Position	Sens	M_u KN.m	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x	3.22	0.018	0.022	0.109	0.85	1.26	3HA10=2.26cm ²	33
	y	2.29	0.013	0.016	0.109	0.61	1.04	3HA8=1.51cm ²	33
Appui	x=y	1.89	0.011	0.014	0.109	0.49	1.26	3HA8=1.51cm ²	33

❖ **Espacement des armatures :**

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$;

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$

❖ **l'effort tranchant :** On doit vérifier que :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} = 0.037Mpa \leq \tau_{adm} = 1.17Mpa \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

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

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

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau.III.12. Vérification des états limites de compression du béton

Position	Sens	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	Observation $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (Mpa)
Travée	x	2.33	2.26	0,0265	0.425	1.45	15	Vérifiée
	y	1.66	1.51	0,0221	0.299	1.22	15	Vérifiée
Appui	x=y	1.37	1.51	0,0221	0.299	1,01	15	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche**

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

Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l_x} \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{120} = 0.125cm > 0.047 \dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

2) $\frac{A}{b \times d} \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00188 < 0.005 \dots \dots \dots$ condition est vérifiée

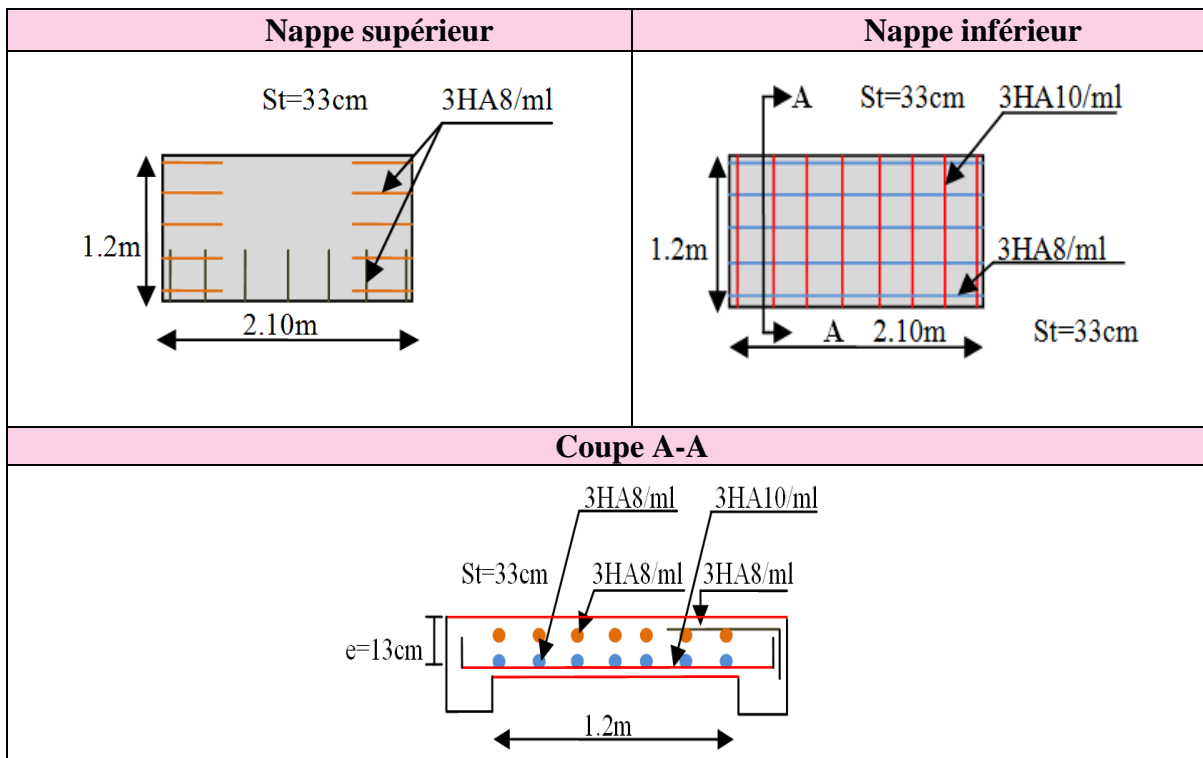
Sens y-y:

1) $\frac{h}{l_y} \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{210} = 0.057 \text{ cm} > 0.042 \dots \dots$ Condition est vérifiée

2) $\frac{A}{b \times d} \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00126 < 0.005 \dots \dots \dots$ condition est vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage :**

Tableau.III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.



III.2.2.1. Calcul des sollicitations

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à ELU et ELS des différents types de dalle sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .III.14. Calcul des sollicitations

Dalle	Chargement					Les moments	
	Sens	G (KN/m)	Q (KN/m ²)	P (KN)		M ₀ (KN.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS
D4etD5 et D6, D7	x-x	5.61	1.5	9.82	7.11	21.52	15.75

D8	x-x	5.61	1	9.07	6.61	12.23	8.93
D2	x-x	5.61	1.5	9.82	7.11	1.03	0.75
D3	x-x	5.61	1.5	9.82	7.11	0.55	0.39
	y-y					3.27	2.37

III.2.2.2. Calcul des ferrailages

Tableau III.15. Calcul des ferrailages.

Dalle	Sens	$A_{Cal}(cm^2)$		$A_{min}(cm^2)$		$A_{Choisit}(cm^2)$		$S_i(cm)$	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
D4et D5et D6, D7	x-x	6.03	1.5	1.2		7HA12=7.92	4HA10=3.14	14	25
D8	x-x	3.31	0.82	1.2		4HA12=4.52	4HA10=3.14	25	25
D2	x-x	0.25	/	1.57		5HA8=2.51	4HA8=2.01	20	25
D3	x-x	0.12	0.06	0.41	1.2	4HA8=2.01	4HA8=2.01	25	25
	y-y	0.67	0.39			4HA8=2.01	4HA8=2.01	25	25

III.2.2.3. Vérifications nécessaires

Tableau III.16. Vérifications nécessaires à ELS.

Dalle	Sens	Effort tranchant			Contraintes					
		τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	V_U (KN)	Béton			Acier		
					σ_{bc} (Mpa)		$\bar{\sigma}$ (Mpa)	σ_{st} (Mpa)		$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)
Travée	Appui	Travée	Appui							
D4et D5et D6, D7	x-x	0.2	1.17	24.21	7.45		15	191.18		201.63
D8	x-x	0.2	1.17	15.07	5.55		15	199.18		201.63
D2	x-x	0.037	1.17	4.8	0.4		15	22.11		201.63
D3	x-x	0.065	1.17	7.8	0.22	0.13	15	13.88	8.16	201.63
	y-y		1.17		1.31	0.78	15	82.56	48.57	201.63

➤ Vérifications de la flèche

Tableau III.17. Vérification de la flèche

Dalles	Sens	$h \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_{0x}}\right)l_x$	$\frac{A}{b \times d} \frac{2}{f_e}$	Obser	f_{cal} (mm)	f_{adm} (mm)	Obser
D4 et D5 et D6, D7	x-x	0.13 > 0.075	0.0072 > 0.005	Non vérifiée	0.00195	0.006	Vérifiée
D8	x-x	0.13 > 0.075	0.0038 < 0.005	Vérifiée	Pas nécessaire		
D2	x-x	0.15 > 0.023	0.0019 < 0.005	Vérifiée	Pas nécessaire		
D3	x-x	0.15 > 0.045	0.0017 < 0.005	Vérifiée	Pas nécessaire		
	y-y	0.15 > 0.046	0.0017 < 0.005	Vérifiée	Pas nécessaire		

III.3. Calcul de l'escalier

L'étude d'un escalier a pour but de déterminer les sections de ferrailage à lui mettre pour pouvoir résister aux sollicitations auxquelles il est soumis.

Dans notre projet on dispose de deux types d'escalier : escalier à deux volées et escalier à trois volées.

Pour des raisons pédagogiques on va calculer l'escalier à 3 volées.

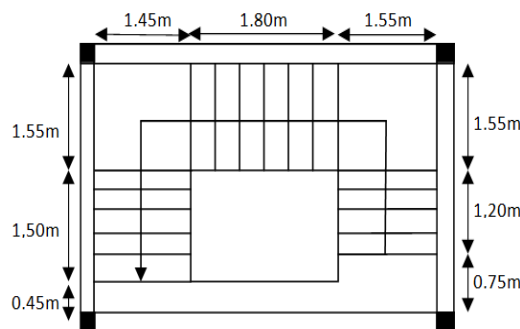


Figure III.4. Vue en plan de l'escalier

❖ Calcul des sollicitations

✓ Etude de la volée 3

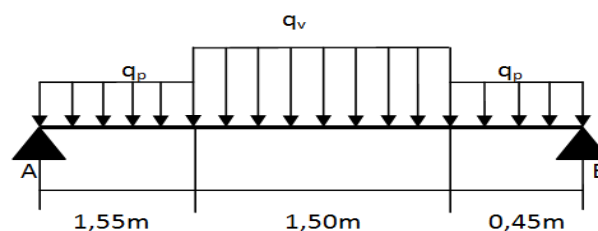


Figure III.5. Schéma statique de l'escalier

Nous rappelons que les charges déjà trouvées sont :

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 5,93 \text{KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Volée} \begin{cases} G_v = 8,9 \text{KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

• Calcul de chargement qui revient à l'escalier :

$$\text{ELU} \begin{cases} q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 15,77 \text{KN/m} \\ q_p = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 11,76 \text{KN/m} \end{cases} \quad ; \quad \text{ELS} \begin{cases} q_v = G_v + Q_v = 11,4 \text{KN/m} \\ q_p = G_p + Q_p = 8,43 \text{KN/m} \end{cases}$$

Par la méthode de RDM nous trouvons :

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} R_A = 22,63 \text{KN} \\ R_B = 24,52 \text{KN} \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} M_0 = 21,57 \text{KN.m} \\ M_t^{\max} = 0,75 \times M_0 = 16,18 \text{KN.m} \\ M_a^{\max} = -0,5 \times M_0 = -10,78 \text{KN.m} \end{cases} \quad ; \quad \{V_u^{\max} = 24,52 \text{KN}$$

$$\text{à l'ELS} \begin{cases} R_A = 16,279 \text{KN} \\ R_B = 17,68 \text{KN} \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} M_0 = 15,56 \text{KN.m} \\ M_t^{\max} = 0,75 \times M_0 = 13,23 \text{KN.m} \\ M_a^{\max} = -0,5 \times M_0 = -6,22 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{\max} en travée et M_a^{\max} en appuis pour une section (b x e) = (100 x 18) cm².

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Ferrailage de l'escalier.

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	16,18	0,0446	0,0571	0,1563	2,97	1,93	4HA12=4,52	25
Appui	10,78	0,0297	0,0377	0,1575	1,96	1,93	4HA10=3,14	25

❖ Armature de répartition

Nous avons des charges réparties, donc : $A_r = \frac{A_{principale}}{4}$

- En travée : $A_r = 0,785 \text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Soit 3HA10 = 2,36 cm²/ml ; St = 33cm

- En appui : $A_r = 0,5025 \text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Soit 4HA8 = 2,01 cm²/ml ; St = 25cm

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$V^{\max} = 24,52 \text{KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = 0,15 \text{Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{Mpa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

❖ Calcul à l'ELS

Com me la fissuration est peu nuisible alors nous n'avons qu'à vérifier que :

$$\sigma_{bc} = M_s \times \frac{y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} / σ̄ _{bc} (Mpa)
Travée	13,23	4,02	11890	4,47	15	Vérifiée
Appui	6,22	3,4	8000	2,43	15	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche**

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

- 1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \times l \leftrightarrow e = 18cm < 21,87cm \dots \dots \dots$ non vérifiée
- 2) $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \leftrightarrow 4,52 cm^2 < 16,8cm^2 \dots \dots \dots$ vérifiée
- 3) $L = 3,5m < 8m \dots \dots \dots$ vérifiée

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est obligatoire.

La flèche admissible pour $l < 8m$ (**BAEL91**) : $f_{adm} = \frac{l}{500} \Rightarrow f_{adm} = 7 mm$

$\Delta f = 0,526mm < f_{adm} = 7 mm \dots \dots \dots$ Condition de la flèche est vérifiée

✓ **Etude de la volée 2**

La volée sera étudiée comme une console encastree dans la poutre brisée :

▪ Calcul des sollicitations :

Volée $\begin{cases} G_v = 8,84KN/m^2 \\ Q_v = 2,5KN/m^2 \end{cases}$

à l'ELU $\begin{cases} q_{uv} = 15,68KN/m \\ M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 15,36KN.m \\ V_u = q_u \times l = 21,95 KN \end{cases}$

à l'ELS $\begin{cases} q_{sv} = 11,34KN/m \\ M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 11,11KN.m \end{cases}$

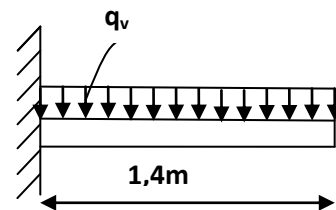


Figure III.6. Schéma statique de la volée 2

❖ **Calcul de ferrailage**

Tableau III.20. Calcul de ferrailage de la volée 2

M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St (cm)
15,36	0,04	0,05	0,1565	2,81	1,93	4HA10=3,14	25

❖ Armatures de répartition

Nous avons des charges réparties

$$A_{rp} = 1,046 \frac{cm^2}{ml} \text{ Soit : } A_{rp} = 4HA8 = 2,01 \frac{cm^2}{ml} ; St = 25 \text{ cm}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.135 MPa < \bar{\tau} = 1,17 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes

Les calculs sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.21. Vérification des contraintes à l'ELS

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
11,11	5,316	36400	1,6	15	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{18}{140} = 0,128 > \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 15} = 0,0021 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

➤ Schémas de ferrailage

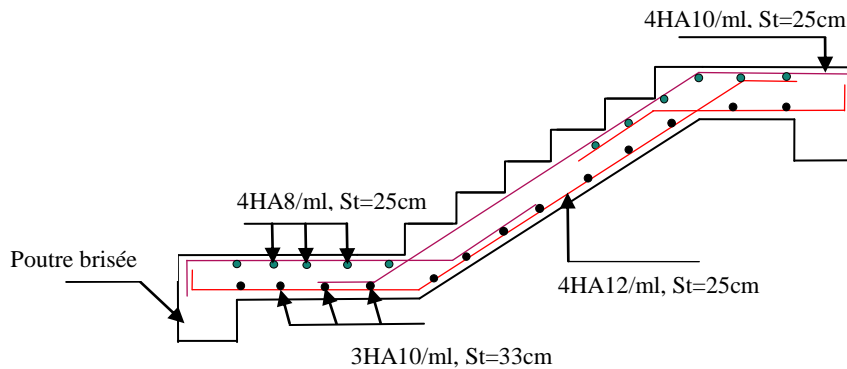


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la volée 1.

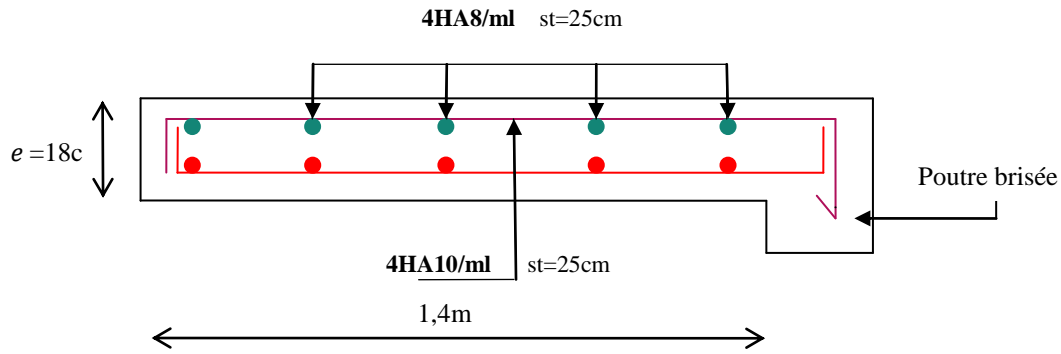


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la volée 2.

✓ Etude de la poutre brisée

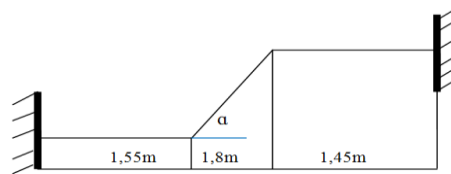


Figure III.9. Schéma statique de la poutre brisée

• Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Leftrightarrow \quad 34,3 \text{ cm} \leq h \leq 51,5 \text{ cm}$$

Avec : $L = 3 + \frac{1,8}{\cos 33,47} = 5,15 \text{ m}$ $\alpha = 33,47^\circ$

-Exigences du R PA99/2003 : $\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{4} < 4 \end{cases}$ donc on prend **b = 30cm ; h = 40cm**

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion.

❖ Calcul des sollicitations

La poutre est soumise à son poids propre :

- $G_1 = 25 \times 0,3 \times 0,4 = 3 \text{ KN/ml}$ (partie horizontale)
- $G_2 = 25 \times 0,3 \times 0,4 / \cos 33,47 = 3,59 \text{ KN/ml}$ (partie inclinée)
- $G_{m1} = 2,67 \times 2,21 = 5,9 \text{ KN/ml}$ (poids du mur)
- $G_{m2} = 2,67 \times 1,87 = 5 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} R_A^u = 22,45 \text{ KN} \\ R_A^s = 16,16 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \begin{cases} R_B^u = 22,63 \text{ KN} \\ R_B^s = 16,29 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \begin{cases} R_V^u = 21,95 \text{ KN} \\ R_V^s = 15,89 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \Rightarrow \begin{cases} q_1 = 1,35(G_1 + G_{m1}) + R_A = 34,46 \text{ KN/m} \\ q_2 = 1,35(G_1 + G_{m2}) + R_B = 33,43 \text{ KN/m} \\ q_3 = 1,35(G_2 + G_{m1}) + R_V = 34,76 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \Rightarrow \begin{cases} q_1 = (G_1 + G_{m1}) + R_A = 25,06 \text{ KN/m} \\ q_2 = (G_1 + G_{m2}) + R_B = 24,28 \text{ KN/m} \\ q_3 = (G_2 + G_{m1}) + R_V = 25,38 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Avec : $q_{eq}^u = 34,87 \text{ KN/m}$, $q_{eq}^s = 24,90 \text{ KN/m}$

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_t^u = \frac{q_{eq}^u l^2}{24} = 33,47 \text{ KN.m} \\ M_a^u = \frac{q_{eq}^u l^2}{12} = 66,95 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} : \begin{cases} M_t^s = \frac{q_{eq}^s l^2}{24} = 23,904 \text{ KN.m} \\ M_a^s = \frac{q_{eq}^s l^2}{12} = 47,805 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = \frac{q_{eq}^u \times l}{2} = 83,69 \text{ K}$$

❖ Ferrailage

Tableau III.22. Résultats de ferrailage de la poutre brisée

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal}^{FS} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{cal}^{FS} > A_{min}$
Travée	33,47	A	0,0544	0,0699	0,369	2,6	1,38	Vérifiée
Appui	66,95	A	0,1088	0,1443	0,358	5,37	1,38	Vérifiée

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V_u = 83,69 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,73 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \text{ C'est vérifié.}$$

❖ Armatures transversales

Nous fixons $S_t = 15 \text{ cm}$ et nous calculons A_{trans} .

$$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \rightarrow A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0,125 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 2$$

$$A_{trans} = \max(1; 2) \rightarrow A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul à la torsion

Moment de torsion : $M_{tor} = -M_a \times \frac{l}{2} = 10,78 \times \frac{5,15}{2} \rightarrow M_{tor} = -27,76 \text{ KN.m}$

❖ Armatures longitudinales : $A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \phi = \min(b; h) = 30 \text{ cm} \\ e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Omega = (b - e)(h - e) = 875 \text{ cm}^2 \\ U = 2(b + h) = 140 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{27,76 \times 10^{-3} \times 1,4 \times 1,15}{2 \times 0,0875 \times 348} = 7,33 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales

On fixe $S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow M_{trans}^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,78 \text{ cm}^2$

❖ **Contrainte de cisaillement à la torsion**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega_e} = \frac{27,76 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 0,05} = 3,17 \text{ Mpa}$$

❖ **Vérification de la contrainte globale**

Nous devons vérifier : $\tau_{total} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total} = \sqrt{(\tau^{FS})^2 + (\tau^{tor})^2} = 3,25 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa}$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement

❖ **Ferraillage global**

- **En travée** : $A_{st} = A_t^{FS} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 2,6 + \frac{7,3}{2} = 6,25 \text{ cm}^2$
 Soit : **6HA12 = 6,79 cm²**

- **En appui** : $A_{sa} = A_a^{FS} + \frac{A_a^{tor}}{2} = 5,37 + \frac{7,3}{2} = 9,02 \text{ cm}^2$
 Soit : **3HA12+ 3HA16= 9,42 cm²**

❖ **Armatures transversales** : $A_{trans} = A_{trans}^{FS} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,78 = 1,23 \text{ cm}^2$

Soit : **4Ø8 = 2,01 cm²** (un cadre + une épingle), $St=15 \text{ cm}$.

❖ **Vérification à l'ELS**

FPN ⇒ vérification des contraintes dans le béton et l'état limite de déformation (la flèche).

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.23. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} σ̄ _{bc} (Mpa)
Travée	23,904	13,02	85625,99	3,63	15	Vérifiée
Appui	47,805	14,78	108471,16	6,51	15	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche :**

La flèche est à vérifier si les trois conditions suivantes ne sont pas observées :

- 1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) l \rightarrow h = 40 \text{ cm} > 32,18 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$
- 2) $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \rightarrow 6,79 \text{ cm}^2 < 11,97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$
- 3) $L = 5,15 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

⇒ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schémas de ferrailage

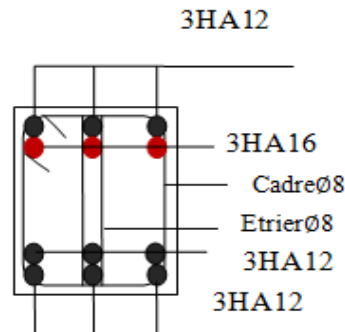


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.4. Calcul de la poutre de chaînage

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales, qui servent à reprendre son poids propre et le poids propres des doubles cloisons et l'acrotère.

Nous avons plusieurs poutres de chaînage, nous allons étudier la plus grand portée ($b \times h$) = $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

❖ Calcul des sollicitations

Poids propre :

$$P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/m}$$

Poids des murs :

$$P_m = 2.67 \times (3.06 - 0.3) = 7.37 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.62 + 7.37) = 13.485 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 2.625 + 7.37 = 9.995 \text{ KN/m}$$

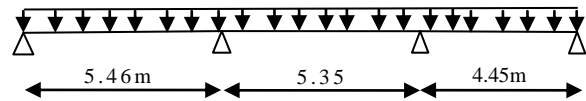


Fig. III.11. Schéma statique de la poutre de chaînage

- Moment isostatique:
$$\begin{cases} M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 50.26 \text{ KN m} \\ M_s = P_s \frac{L_{\max}^2}{8} = 37.25 \text{ KN m} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments réels

✓ En travée

$$M_t = 0.75 \times M_0 \Rightarrow \begin{cases} ELU : M_t = 37.69 \text{ KN.m} \\ ELS : M_t = 27.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ En appuis

$$M_a = -0.5 \times M_0 \Rightarrow \begin{cases} ELU : M_a = 25.13KN.m \\ ELS : M_a = 18.625KN.m \end{cases}$$

❖ Ferrailage

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 .Ferrailage des poutres de chaînage.

Position	$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	37.69	0.0812	0.107	0.3159	3.43	1.19	2HA14+1HA12=4.21
Appui	25.13	0.054	0.0697	0.321	2.25	1.19	2HA10+1HA12=2.7

a) À l'ELU

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow V_u = \frac{P_u \times l}{2} = 36.8KN \dots\dots\dots\text{Condition vérifier}$$

$$\tau_{bu} = 0.37MPa < \bar{\tau} = 3.33MPa$$

→Donc pas de risque de rupture par cisaillement

❖ Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.79cm \quad (\text{Art III.3.b}) [1]$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5cm^2$

❖ Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 29.7cm \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) [4]$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 42.85cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$.

→On prend $S_t = 15cm$.

b) À l'ELS :

❖ Vérification de la contrainte dans le béton

✓ Travée

$$M_s = 27.93 \text{KNm}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Calcul de y : $A = 4.21 \text{cm}^2$; $\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 9.86 \text{cm}$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 4.34 \text{m}^4$

$\sigma_{bc} = 6.43 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ C'est vérifié

✓ En appui

$$M_s = 18.625 \text{KNm}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Calcul de y : $A = 2.7 \text{cm}^2$; $\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.18 \text{cm}$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 3.04 \text{m}^4$

$\sigma_{bc} = 5.01 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ C'est vérifié

❖ Vérification de la flèche

1) $\frac{h}{l} \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 6.4 \text{cm} < 7.49 \text{cm}$ Condition non vérifiée

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

Les résultats de calcul de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Vérification de la flèche à l'ELS.

L(m)	b(m)	h(m)	M_j (KN.m)	M_j (KN.m)	M_j (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)
5.46	0.30	0.35	27.93	27.93	27.93	4.21	0	4.47	5.46

$\Delta f < f_{adm} \rightarrow$ La flèche est vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

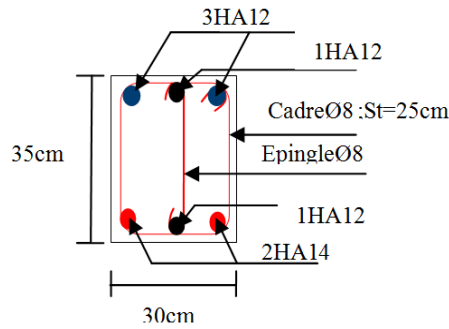


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.5. Etude de l'acrotère

Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale à 80 cm, pour l'autre on adoptera le même ferrailage.

❖ Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée nuisible.
- Le calcul se fera à la flexion composée.

❖ Evaluation des charges et surcharges

- La charge permanente :

-Le poids propre (G_0) :

$$G_0 = 25 * S_{acr} = 25 * 0,0885 = 2,21 \text{ KN/ml}$$

-Poids du revêtement : $G_{rev} = 0,54 \text{ KN/ml}$

D'où, la charge totale est : $G = 2,75 \text{ KN/ml}$

- La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- La force sismique (F_p) :

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \text{ (zone IIa) : coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 \text{ : facteur de force horizontale ;} \\ W_p = G = 2,76 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{array} \right.$

Ce qui donne $F_p = 1,32 \text{ KN}$

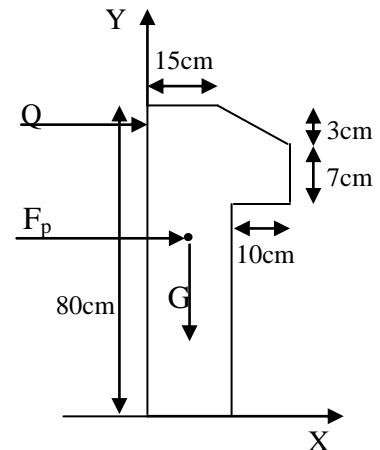


Figure III.13. Coupe transversale de l'acrotère.

❖ Calcul de sollicitations

➤ Calcul de centre de gravité

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 5,93 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 43,29 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à:

$$\begin{cases} N_G = 2,75 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \text{ KN} \\ N_{FP} = 0 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} M_G = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,8 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_p \times Y_G = 0,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.26. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaison	ELU Accidentelle	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,75	3,71	2,75
M (KN.m)	1,35	1,2	0,8
V (KN)	2,35	1,5	/

➤ Ferrailage

On présente le ferrailage obtenu à l'ELU (situation courante) car il donne une section d'acier plus défavorable que celle accidentelle.

➤ Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{1,37}{2,75} = 49,81 \\ \frac{h}{6} = 13,33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > \frac{h}{6}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

- e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.
- $e_a = \max(2 \text{ cm} ; h/250) = 2 \text{ cm}$.
- $e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$

- ϕ : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,8} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1,6 \text{ m}$: Longueur de flambement

$h_0 = 10 \text{ cm}$: hauteur de la section

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,6^2 \times 2}{10^4 \times 0,10} = 0,0153 \text{ m} \quad \text{D'où : } e = 49,81 + 1,53 + 2 = 53,34 \text{ cm}$$

Les sollicitations optées pour le calcul deviennent : $\begin{cases} Nu = 3,71 \text{ KN} \\ Mu = Nu \times e = 1,98 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **Ferrailage de l'acrotère**

Calcul à l'ELU :

Nous calculons les armatures à l'ELU, puis nous effectuerons la vérification des contraintes à l'ELS. ($h/6 < e_0$) \Rightarrow La section est partiellement comprimée et e_0 est en dehors de la section,

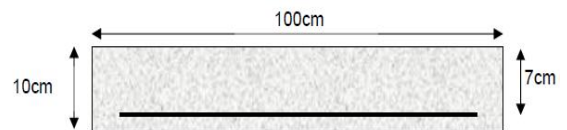


Figure III.14. Section de l'acrotère

donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple, avec :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2,05 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,07^2} = 0,029 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A ; } \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A = 0$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Avec : $\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,036 \quad z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,069 \text{ m}$

Nous revenons à la flexion composée : $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 0,84 \text{ cm}^2$$

Soit : **A = 4HA8 = 2,01 cm²/ml**

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,502 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Choix des armatures**

Sens principal : **A = 4HA8 = 2,01 cm²/ml**

Sens secondaire : **A_r = 4HA6 = 1,13 cm²/ml**

❖ **Calcul des espacements**

Sens principal : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Cisaillement :**

On doit vérifier si $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\text{ELU : } V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,021 \text{ Mpa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}$ Vérifiée

Situation accidentelle : $V_u = Q + F_p = 1 + 1,32 = 2,32 \text{ KN}$

$\tau_u = 0,033 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$ Vérifiée

❖ **Vérifications à l'ELS**

❖ **Vérification des contraintes**

$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ Mpa}$ avec $\eta = 1,6$ (pour les aciers HA)

$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$

-Calcul de y

$y = y_c + C$

$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = \frac{0,8}{2,75} - 0,05 = 0,24 \text{ m}$ avec ($C < 0$ et $y_c > 0$)

$y_c^3 + p y_c + q = 0$(1)

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) = -0,167 \text{ m}^2 \\ q = -2 C^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 = 0,026 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend Δ Avec : $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,77 \times 10^{-4} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, nous gardons celle qui convient à l'intervalle suivant :

$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,24 \leq y_c \leq 0,34 \text{ m}$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos (\phi/3) = 0,255 \\ y_{c2} = a \cos (\phi/3 + 120^\circ) = -0,471 \\ y_{c3} = a \cos (\phi/3 + 240^\circ) = 0,216 \end{cases} \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha = 2 \sqrt{-p/3} = 0,472 \\ \phi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{-3/p} \right) = 171,81^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = 0,225 \Rightarrow y = 0,015 \text{ m}$

$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 1,014 \times 10^{-4}$

D'où $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 0,407 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa}$ Vérifiée

❖ **Contrainte de traction**

$\sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times (d - y) / \mu_t = 15 \times 2,75 \times 10^{-3} \times (0,07 - 0,015) / (1,014 \times 10^{-4})$

$\sigma_{st} = 22,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 201,63 \text{ MPa}$ Vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage**

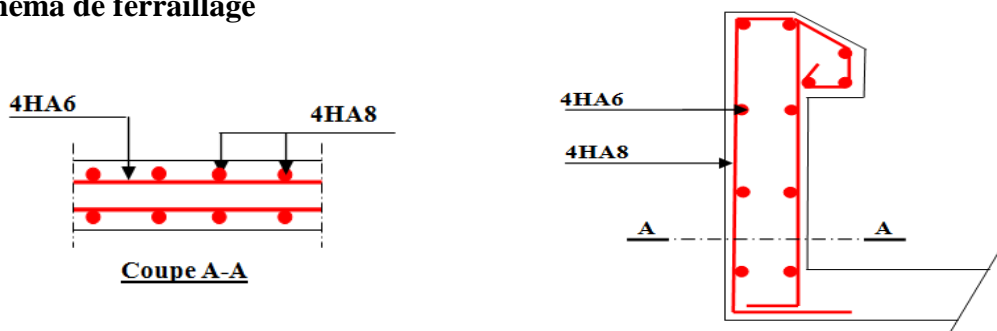


Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6. L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on opte pour un ascenseur de 6 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

La course maximale = 50 m

D_m : La charge due à l'ascenseur = 43 KN

P_m : La charge due à la machine = 15 KN

F_c : La charge due à la rupture des câbles = 50 KN

La vitesse de levage = 0,63 m/s

Les dimensions de la gaine : $B_S = l = 175\text{cm}$ $T_S = L = 250\text{cm}$

- Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 43 + 5 = 63 \text{ KN}$$

III.6.1. Dalle de la salle de machine (locale)

La dalle repose sur quatre appuis, son épaisseur est définie par :

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

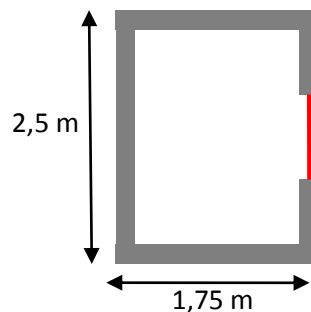


Figure III.16. Dimensions de la cage d'ascenseur

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de $h=15\text{cm}$

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

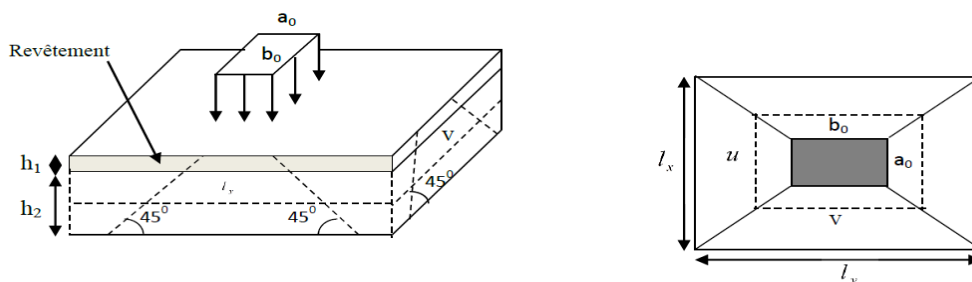


Figure. III .17.Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_0 : épaisseur de la dalle

h : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$\begin{cases} U = 105 \text{ cm} \\ V = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments sous charge concentrée**

❖ **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..... [Annexe3]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,7 ; \frac{U}{l_x} = 0,6 ; \frac{V}{l_y} = 0,42$$

D'où : $M_1 = 0,108$ $M_2 = 0,068$

$$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 85,05 \text{ KN (avec : } P = 63 \text{ KN)}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u = 9,18 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u = 5,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **M_{x2} et M_{y2} du système**

M_{x2}, M_{y2} sont dus à la charge répartie de la dalle.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0,7 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,4320 \end{cases} \dots\dots\dots [Annexe6]$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 6,65 \text{ KN/m}^2$$

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

$$qu = 1,35 \times 6,65 + 1,5 \times 1 = 10,47 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0684 \times 10,47 \times 1,75^2 = 2,19 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,4320 \times 2,19 = 0,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,18 + 2,19 = 11,37 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,78 + 0,94 = 6,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml et de 20cm d'épaisseur, avec $d_x=13\text{cm}$ et $d_y=12\text{cm}$.

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 9,66 \text{ KN.m} \quad ; M_{ty} = 0,85 \times M_y = 5,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,4 \times M_x = -4,54 \text{ KN} \quad ; M_{ay} = -0,4 \times M_y = -2,69 \text{ KN.m}$$

Tableau III.27. Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
X	Travée	9,66	0,04	0,051	0,127	2,18	1,2	4HA10=3,14
	Appui	4,54	0,019	0,024	0,128	1,01	1,2	3HA10=2,36
Y	Travée	5,71	0,028	0,035	0,118	1,39	1,2	4HA10=3,14
	Appui	2,69	0,013	0,016	0,119	0,65	1,2	3HA10=2,36

❖ Verifications au poinçonnement

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec U_c périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

85,05KN ≤ 472,5KN..... condition vérifiée

❖ Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times a} = \frac{85,05}{3 \times 1,05} = 27 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,207 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Calcul à l'ELS

Moment engendré par le système de levage

$$q_{ser} = 63 \text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x1} = (0,108 + 0,2 \times 0,068) \times 63 = 7,66 \text{KN.m} \\ M_{y1} = (0,068 + 0,2 \times 0,108) \times 63 = 5,64 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle

$$q_{ser} = 6,65 + 1 = 7,65 \text{KN}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,5817 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,0743 \times 7,65 \times 1,75^2 = 1,74 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,5817 \times 1,74 = 1,01 \text{KN.m}$$

La Superposition des Moments

$$M_x = 9,4 \text{KN.m} \quad ; \quad M_y = 6,65 \text{KN.m}$$

• Vérification des contraintes dans le béton

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 7,99 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0,85 \times M_y = 5,65 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,4 \times M_x = -3,76 \text{KN} \quad ; \quad M_{ay} = -0,4 \times M_y = -2,66 \text{KN.m}$$

Tableau III.28. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier de la dalle pleine d'ascenseur.

Position	Sens	M (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Observation
X	Travée	7,99	3,14	3,06	5608,7	4,35 < 15	191 < 201,63	vérifiée
	Appui	3,76	2,36	2,7	4411,7	2,30 < 15	119 < 201,63	vérifiée
Y	Travée	5,65	3,14	3,06	5608,7	3,91 < 15	150 < 201,63	vérifiée
	Appui	2,66	2,36	2,7	4411,7	1,62 < 15	74,6 < 201,63	vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

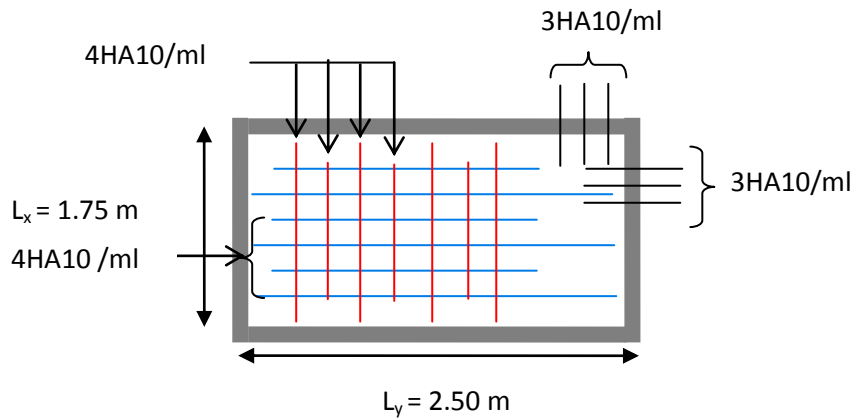


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.6.2. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (250×175 et h=15cm)

- poids propre de la dalle et de revêtement : $G_1 = 6,65 \text{ KN/m}^2$.
- poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{2,5 \times 1,75} = 11,43 \text{ KN/m}^2$
- $G^{total} = G_1 + G_2 \rightarrow G^{total} = 18,08 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- $P_u = 1,35G^{total} + 1,5Q = 26 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 0,7 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0684 \quad ; \quad \mu_y = 0,4320$$

❖ Evaluation des moments à l'ELU

$$M_x = 0,0684 \times 26 \times 1,75^2 = 5,44 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,4320 \times 5,44 = 2,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 4,62 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0,85 \times M_y = 2 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,4 \times M_x = -2,17 \text{ KN} \quad ; \quad M_{ay} = -0,4 \times M_y = -0,94 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

Tableau III.29. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
X	Travée	4,62	0,019	0,024	0,128	1,03	1,4	4HA8=2,01
	Appui	2,17	0,009	0,011	0,129	0,48	1,2	4HA8=2,01
Y	Travée	2	0,0097	0,012	0,119	0,48	1,4	4HA8=2,01
	Appui	0,94	0,004	0,005	0,119	0,23	1,2	4HA8=2,01

❖ Calcul à l'ELS

$$P_s = G^{total} + Q = 19,08KN/m^2$$

$$\mu_x = 0,0743 \quad ; \quad \mu_y = 0,5817$$

Tableau III.30. Vérification de la contrainte du béton

Position	Sens	M (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
X	Travée	3,7	2,01	2,91	6807,02	1,58<15	vérifiée
	Appui	1,73	2,01	2,91	6807,02	0,74<15	vérifiée
Y	Travée	2,14	2,01	2,91	6807,02	0,91<15	vérifiée
	Appui	1,01	2,01	2,91	6807,02	0,43<15	vérifiée

• Vérification de la flèche

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{15}{175} = 0,085 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = 0,042 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = 0,0011 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ Schémas de ferrailage

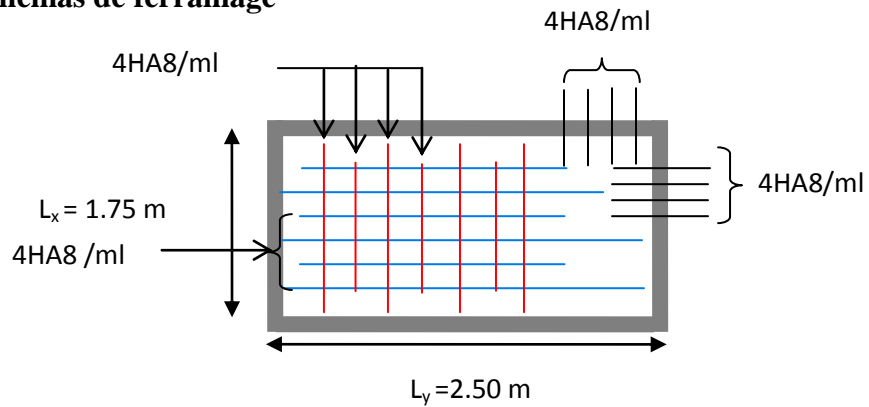


Figure III.19. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

III.7. Conclusion

Après cette étude on peut conclure que toutes les conditions de ferrailages des éléments non structuraux sont vérifiées.

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. Méthodes de calcul

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision de comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- **Méthode statique équivalente.**
- **Méthode d'analyse modale spectrale.**
- **Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.**

IV.2.1. La méthode statique équivalente

- Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de **65m** en zone I et IIa et de **30m** en zone IIb et III. **RPA99 (article 4.1.2).**

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites (forme irrégulière, zone IIa, groupe d'usage B2 et hauteur > 23m).

À cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, qui elle reste applicable et dont l'utilisation est possible avec le logiciel **ETABS**.

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale

Par la méthode dynamique spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

• Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

$$\frac{S_d}{g} \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3 s \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- Q : Facteur de qualité

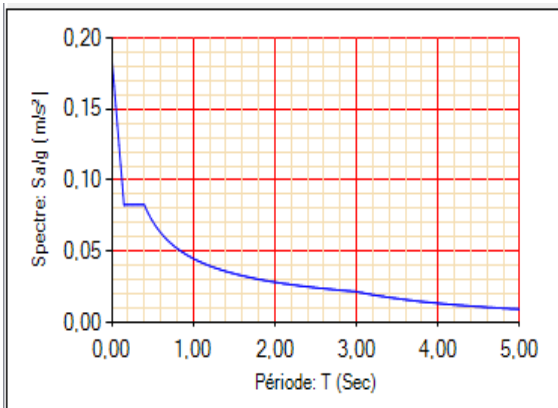


Figure VI.1. Spectre de réponse sens (x)

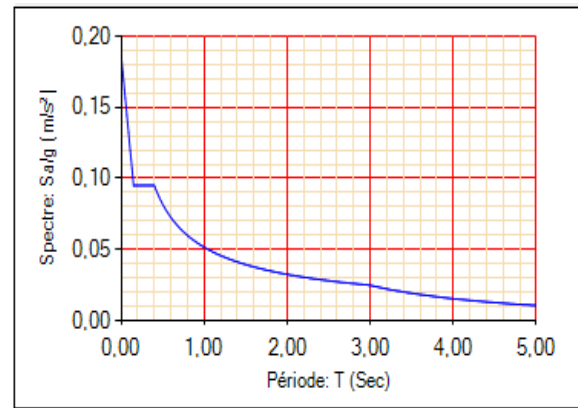


Figure VI.2. Spectre de réponse sens (y)

IV.3. Résultantes des forces sismiques de calcul

La force sismique totale **V** statique, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{(RPA99/2003 Art (4.2.3))}$$

Avec :

- D : Facteur d'amplification dynamique.
- W : Poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

Avec :

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le **RPA (tableau 4.5)** $\Rightarrow \beta = 0.2$ (habitation)

Dans notre cas et à l'aide du logiciel ETABS, nous avons : **W = 50100 KN.**

• Facteur d'amplification dynamique :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Formule 4.2)}$$

• Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{(RPA99/2003 (Formule 4.3))}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, nous avons un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$$

D'où $\eta = 0,816$

Nous avons un site ferme S2 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.4 s \end{cases}$ (RPA99/2003 (Tableau 4.7))

• Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles-portiques)

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

H = 36,88m : Hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

L : dimension maximale du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 16,2 m \\ L_y = 35,2 m \end{cases}$$

Donc :
$$\begin{cases} T_x = \min(0,75s ; 0,825s) = 0,75 s \\ T_y = \min(0,75s ; 0,56s) = 0,56 s \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage(2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

Pour notre projet on adopte un système de contreventement mixte voiles-portiques avec justification de l'interaction donc : **R=5** (RPA99/2003(formule 4.3))

Le facteur de qualité : **Q=1+∑₁⁶ P_q** (RPA99/2003 (formule 4.4))

Avec P_q : Pénalité à retenir en fonction du critère de qualité à retenir est observé ou non.

Les valeurs sont données dans le (RPA99/2003 (Tableau 4.4))

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P _q /xx	Observée	P _q /yy	Observée
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	Oui	0,05	Non
2- Redondance en plan	0.05	Non	0,05	Non
3- Régularité en plan	0	Oui	0.05	Non
4- Régularité en élévation	0	Oui	0	Oui
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	Oui	0	Oui
6- Contrôles de qualité des d'exécution	0	Oui	0	Oui

Donc : Q_y = 1,15 ; Q_x = 1.05

IV.4. Modélisation

L'étude de la structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions. Le modèle adopté comporte 10 niveaux, avec un encastrement à la base. Après l'introduction des caractéristiques et des données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement), on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99 Version 2003.

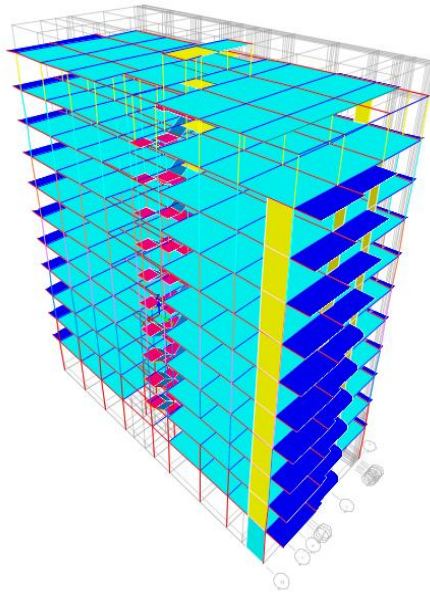


Figure IV.3. Vue en 3D du modèle obtenu par ETABS V16

- **Disposition des voiles**

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles-portiques).

Nous avons opté pour la disposition suivante :

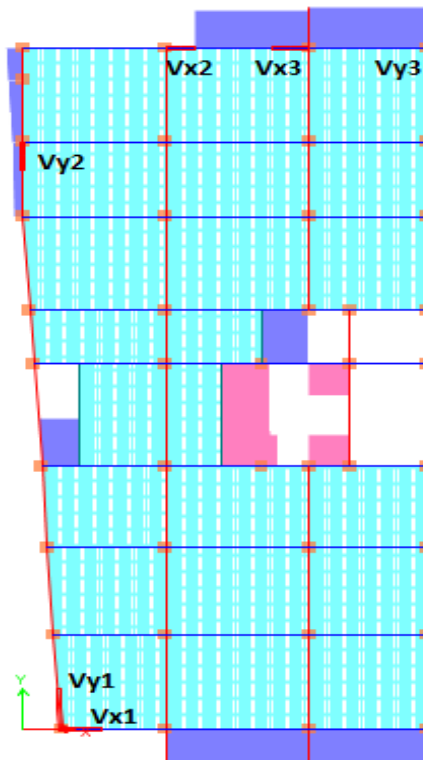


Figure IV.4. Vue en plan de la disposition des voiles

Les dimensions finales des éléments structuraux modélisés sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Dimensions finales des éléments structuraux.

Niveaux	S.Sol	RDC	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
Poteaux (cm²)	65x65		60x60		55x55		50x50		45x45		40x40		
Voiles (cm)	20		15										
P.P (cm²)	30x45												
P.S (cm²)	30x40												

❖ Résultats obtenus

a). Périodes de vibration et participation massique

Le coefficient de participation massique correspond à l'ième mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Période (s)	(%) de la masse modale		(%) cumulé de la masse modale	
		Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y
1	0,922	0,7256	0,0237	0,7256	0,0237
2	0,87	0,0229	0,7265	0,7485	0,7502
3	0,842	0,0004	0,0001	0,7489	0,7503
4	0,322	0,1184	0,0105	0,8673	0,7609
5	0,303	0,013	0,1116	0,8803	0,8765
6	0,285	0,00001	0,004	0,8803	0,8765
7	0,183	0,0462	0,0029	0,9265	0,8793
8	0,173	0,0014	0,0411	0,928	0,9204

❖ Interprétation des résultats obtenus

La période obtenue par logiciel ETABS (méthode numérique) dans le sens **x** est inférieure à celle calculée par la méthode empirique majorée de **30%** (RPA99/2003 Art 4.2.4), et celle dans le sens **y** est supérieur à la période calculée par méthode empirique majorée de **30%**.

Rq : Dans le sens y le facteur d'amplification dynamique (D) est calculé avec **1,3T_{st}**

$$D'ou : D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,344 \\ D_y = 1,368 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{st}^x = 2019.12 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 2388.94 \text{ KN} \end{cases}$$

Les modes de vibration sont montrés sur les Figures. IV.5, IV.6 et IV.7.

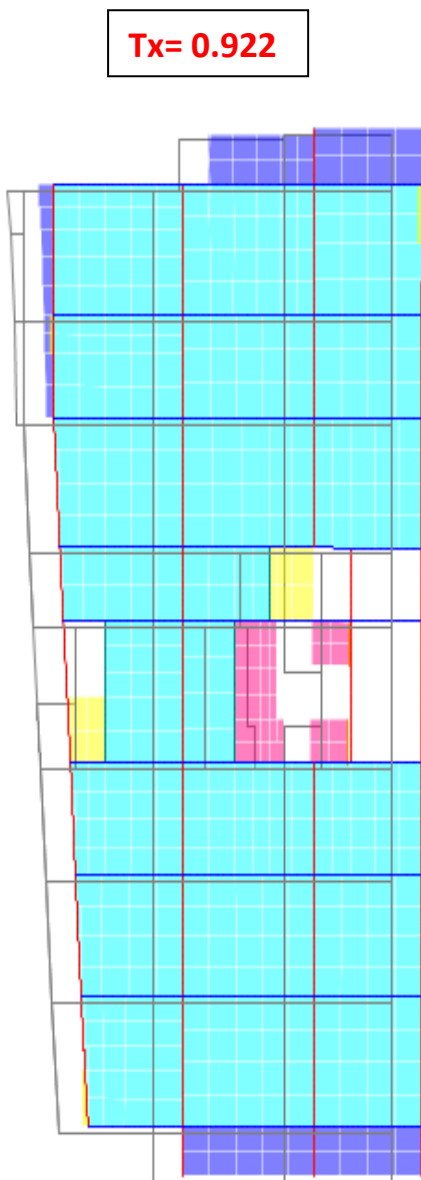


Figure. IV.5. Mode 1 (translation suivant X)

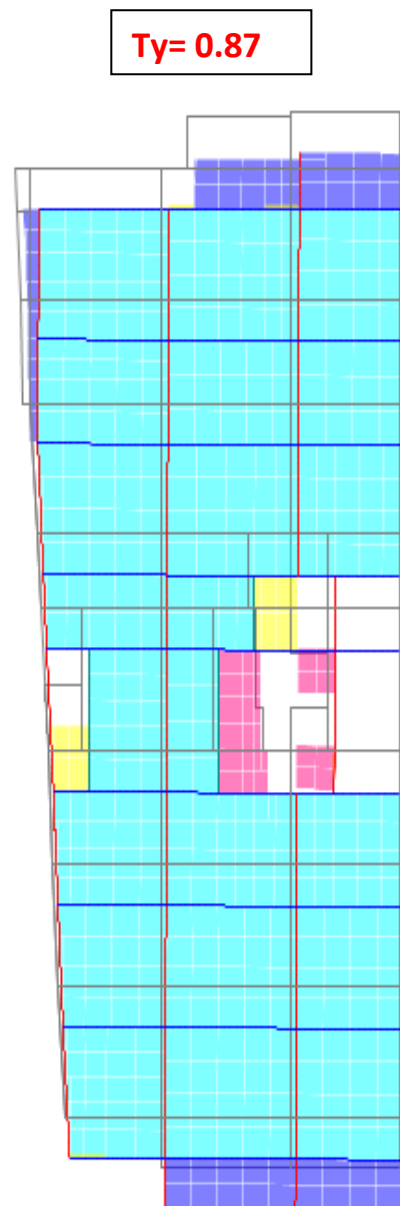


Figure. IV.6. Mode 2 (translation suivant Y)



Figure. IV.7. Mode 3 (translation suivant Z)

VI.5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

VI.5.1. Justification de l'interaction Voiles-portiques

Le **RPA99/2003 Art3.4.a** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

A) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles)}$$

B) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques)}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles)}$$

Les résultats concernant notre structure sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4.Vérification de l'interaction verticale

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Etage 10	4396,715	209,6433	4606,3584	95,45	4,55	vérifiée
Etage 9	8607,819	775,8978	9383,717	91,73	8,27	vérifiée
Etage 8	12857,27	1274,908	14132,179	90,98	9,02	vérifiée
Etage 7	17623,42	1545,564	19168,983	91,94	8,06	vérifiée
Etage 6	22214,05	1932,584	24146,633	92,00	8,00	vérifiée
Etage 5	27115,22	2213,052	29328,271	92,45	7,55	vérifiée
Etage 4	31910,67	2554,229	34464,897	92,59	7,41	vérifiée
Etage 3	37064,5	2760,79	39825,294	93,07	6,93	vérifiée
Etage 2	42072,42	3039,958	45112,38	93,26	6,74	vérifiée
Etage 1	47436,32	3219,898	50656,221	93,64	6,36	vérifiée
RDC	52665,89	4104,908	56770,8	92,77	7,23	vérifiée

Tableau IV.5.Vérification de l'interaction horizontale

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y				Obs
	Charges horizontales		(%) des Charges horizontales		Charges horizontales		(%) des Charges horizontales		
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Etage 10	117,6729	32,2322	78,50	21,50	137,8616	66,0714	67,60	32,40	vérifiée
Etage 9	162,8758	129,1839	55,77	44,23	158,0472	81,9275	65,86	34,14	vérifiée
Etage 8	159,8106	274,6621	36,78	63,22	172,7515	254,75	40,41	59,59	vérifiée
Etage 7	232,1884	104,5441	68,95	31,05	270,5599	65,6884	80,46	19,54	vérifiée
Etage 6	220,034	262,299	45,62	54,38	266,2496	248,8986	51,68	48,32	vérifiée
Etage 5	242,0735	173,574	58,24	41,76	325,8896	151,8956	68,21	31,79	vérifiée
Etage 4	264,1082	283,7196	48,21	51,79	326,7393	281,9797	53,68	46,32	vérifiée
Etage 3	300,9642	211,1746	58,77	41,23	379,1361	222,6937	63,00	37,00	vérifiée
Etage 2	308,4538	312,1104	49,71	50,29	385,7034	355,5239	52,04	47,96	vérifiée
Etage 1	330,123	149,681	68,80	31,20	463,6078	245,4996	65,38	34,62	vérifiée
RDC	324,7707	662,1647	32,91	67,09	297,1731	850,8882	25,88	74,12	vérifiée

VI.5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Force sismique à la base	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	1877,581	1615,297	vérifiée
Sens Y-Y	1991,796	1911,15	vérifiée

VI.5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements entres étages :

Selon le **RPA99/2003 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec :} \quad \delta_k = R * \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement ($R=5$).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs.

Niveaux	h_k (cm)	Sens X-X					Sens X-X				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	408	0,1097	0,5485	0	0,55	0,134	0,0971	0,486	0,000	0,49	0,119
Etage 1	306	0,2563	1,2815	0,5485	0,73	0,240	0,2229	1,115	0,486	0,63	0,206
Etage 2	306	0,4236	2,118	1,2815	0,84	0,273	0,3698	1,849	1,115	0,73	0,240
Etage 3	306	0,5945	2,9725	2,118	0,85	0,279	0,5189	2,595	1,849	0,75	0,244
Etage 4	306	0,7662	3,831	2,9725	0,86	0,281	0,668	3,340	2,595	0,75	0,244
Etage 5	306	0,9287	4,6435	3,831	0,81	0,266	0,8073	4,037	3,340	0,70	0,228
Etage 6	306	1,0835	5,4175	4,6435	0,77	0,253	0,9422	4,711	4,037	0,67	0,220
Etage 7	306	1,2224	6,112	5,4175	0,69	0,227	1,0634	5,317	4,711	0,61	0,198
Etage 8	306	1,3533	6,7665	6,112	0,65	0,214	1,1837	5,919	5,317	0,60	0,197
Etage 9	306	1,4609	7,3045	6,7665	0,54	0,176	1,2888	6,444	5,919	0,53	0,172
Etage 10	306	1,5598	7,799	7,3045	0,49	0,162	1,3844	6,922	6,444	0,48	0,156

Remarque : on voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

VI.5.4. Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du deuxième 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 :

$$\theta = P_k * \frac{\Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta) W_{Qi}$$

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k: Hauteur de l'étage "k".

Si **0.1 ≤ θ_k ≤ 0.2**, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.

Si **θ_k > 0.2**, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Justification vis à vis de l'effet P-Δ

Niveaux	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k
RDC	408,0	50617,625	0,55	1877,5812	0,036	0,49	1991,7961	0,030
01	306,0	45083,877	0,73	1828,2506	0,059	0,63	1943,6517	0,048
02	306,0	40128,924	0,84	1743,8171	0,063	0,73	1858,2268	0,052
03	306,0	35413,399	0,85	1636,9695	0,060	0,75	1745,9795	0,049
04	306,0	30635,891	0,86	1513,6982	0,057	0,75	1613,0579	0,046
05	306,0	26065,574	0,81	1375,8927	0,050	0,70	1464,2682	0,041
06	306,0	21477,2	0,77	1227,6801	0,044	0,67	1305,6691	0,036
07	306,0	17058,963	0,69	1065,8023	0,036	0,61	1132,3018	0,030
08	306,0	12622,029	0,65	882,9288	0,031	0,60	934,1758	0,027

09	306,0	8441,6783	0,54	663,0386	0,022	0,53	697,7189	0,021
10	306,0	4249,4307	0,49	401,9069	0,017	0,48	416,537	0,016

Remarque : on voit bien que la condition est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

VI.5.5.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 :

$$\vartheta = \frac{N}{f_{c28} * B} \leq 0,3$$

Tels que :

N : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : Section du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats de calcul sont résumés dans le suivant :

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			Comb	N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	B (cm ²)				
RDC et E1	65	65	4225	G+Q+E _y	2139,7817	0,203	vérifiée
E2 et E3	60	60	3600	G+Q+E _y	1723,6842	0,192	vérifiée
E4 et E5	55	55	3025	G+Q+E _y	1289,4693	0,171	vérifiée
E6 et E7	50	50	2500	G+Q+E _y	911,9084	0,146	vérifiée
E8 et E9	45	45	2025	G+Q+E _y	550,236	0,109	vérifiée
E10 et E11	40	40	1600	G+Q+E _y	223,0611	0,056	vérifiée

VI.6.Conclusion

Dans le but de satisfaire les exigences du **RPA99/ version 2003** plusieurs dispositions des voiles ont été modélisé afin d'arriver à un modèle stable et économique.

V.1. Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

- Situations durables : $\begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$
- Situations accidentelles : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (pour les poteaux seulement).} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_{min} = 40\phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

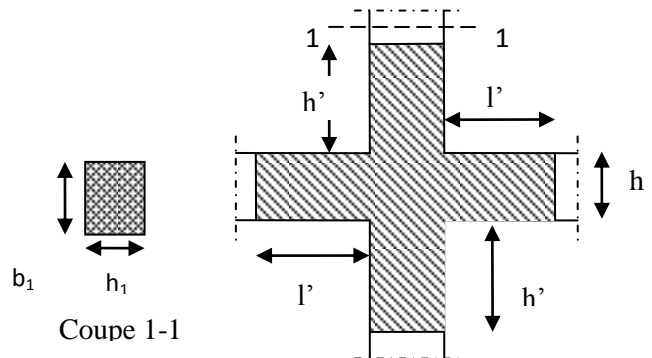


Figure. V.1.Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Sous sol, RDC 1 ^{ère} étage	65 × 65	33.8	169	253.5
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	60 × 60	28.8	144	216
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	55 × 55	24.2	121	181.5
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	50 × 50	20	100	150
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	45 × 45	16.2	81	121.5
10 ^{ème} étages et la salle de machine	40 × 40	12.8	64	96

2. Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

V.2.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel **ETABSV.16** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	ELU		0,8G-Ey		0,8G+Ey		
Sous sol, RDC 1 ^{ère} étage	3155.219	-12.48	203.0762	619.935	-324.1004	-18.8	410.25
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	2265.6617	-17.9857	157.79	1065.31	2.94	38.69	104.165
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	1714.94	11.49	134.44	801.29	21.23	27.92	266.307
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	-1223.18	13.83	126.75	524.666	34.88	13.013	236.1789
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	743.0425	9.33	-91.33	197.106	-7.1397	8.12	122.49
10 ^{ème} étages et la salle machine	283.62	28.76	70.23	105.865	-18.46	-1.014	42.775

V.2.3 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables, en prend un exemple de calcul les autres seront donne dans un tableau récapitulatif

➤ **Exemple de calcul**

Soit le poteau de RDC (65×65) cm² :

$N_{max} = 3155.219 \text{ KN} \quad ; M_{cor} = 12,48 \text{ KN} \dots \dots \dots ELU$

$b = 65 \text{ cm} \quad ; h = 65 \text{ cm} \quad ; e = 3 \text{ cm}$ D'où : $d = 62 \text{ cm}$.

Situations courantes : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$ donc $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,39 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \geq (0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} \quad (I)$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 943,26 \text{KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 3155.219 \times 10^{-3} \times (0,62 - 0,03) - 934,26 \times 10^{-3} \geq (0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,03) \times 0,65^2 \times 14,2$$

$$(I) \Rightarrow 0,927 \leq 1,16 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{943,26 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,62^2 \times 14,2} = 0,265$$

$$\mu_{bu} = 0,265 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,393$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \alpha) = 0,62 \times (1 - 0,4 \times 0,393) = 0,52$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{943,26 \times 10^{-3}}{0,52 \times 348} = 52,12 \text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -38,54 \text{cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrillages des poteaux des différents niveaux :

Tableau V.3. Armatures longitudinale dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
Sous sol, RDC 1 ^{ère} étage	65 × 65	0,85	33,8	36,68	4HA20+12HA16
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	60 × 60	1,68	28,8	30,28	12HA16+4HA14
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	55 × 55	1,07	24,2	26,51	12HA14+4HA16
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	50 × 50	1,64	20	21,36	8HA14+8HA12
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	45 × 45	3,18	16,2	18,10	16HA12
10 ^{ème} étages et salle machine	40 × 40	3,89	12,8	13,57	12HA12

Armatures transversales

Tableau V.4. Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	S.Sol	RDC	Étages 1	Étages 2 et 3	Étages 4 et 5	Étages 6 et 7	Étages 8 et 9	Etage 10 S. de machine
$B(cm^2)$	65 × 65	65 × 65	65 × 65	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40
$\phi_t^{min}(cm)$	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
$l_f(cm)$	182,7	254,1	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7
$\lambda_g(cm)$	2,81	3,91	2,81	3,045	3,32	3,654	4,06	4,567
$V_u(KN)$	410,25	410,25	410,25	104,165	266,307	263,1789	122,49	42,775
S_i zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
S_i (zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
$A_t(cm^2)$	8,87	8,87	8,87	2,44	6,80	7,40	3,80	1,5
$A_t^{min}(cm^2)$	7,8	5,58	7,8	7,09	5,94	4,77	3,61	2,45
$A_{Adopt}(cm^2)$	9,05	9,05	9,05	7,66	7,66	7,66	4,71	3,14
N ^{bre} de barres	8HA12			4HA12+4HA10			6HA10	4HA10

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4. Vérification

a) Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier à l'état limite ultime de stabilité de forme.

La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e / (100 \times \gamma_s))}$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

$$\alpha : \text{Coefficient fonction de l'élanement } \lambda_g \rightarrow \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{Si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$; Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7 \times l_0$)

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ avec : a : largeur de la section nette ; b : hauteur de la section nette

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	N _u (KN)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	$B_r \geq B_r^{cal} \text{ (m}^2\text{)}$		Obs
							B _r (m ²)	B _r ^{cal} (m ²)	
Sous sol,	65 × 65	3155.219	2,61	1,827	9,736	0,837	0,396	0,171	vérifiée
RDC	65 × 65	3155.219	3,63	2,451	13,062	0,827	0,396	0,173	vérifiée
1 ^{ère} étage	65 × 65	3155.219	2,61	1,827	9,736	0,837	0,396	0,171	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	60 × 60	2265.6617	2,61	1,827	10,548	0,834	0,336	0,123	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	55 × 55	1714.94	2,61	1,827	11,507	0,832	0,280	0,093	vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	50 × 50	1223.18	2,61	1,827	12,657	0,828	0,230	0,067	vérifiée
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	45 × 45	743.0425	2,61	1,827	14,064	0,823	0,184	0,041	vérifiée
10 ^{ème} étages et S.machine	40 × 40	283.62	2,61	1,827	15,82	0,816	0,144	0,015	vérifiée

N.B : On remarque que $B_r > B_r^{cal}$ dans tous les poteaux donc pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

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

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$S = B = b \times h + 15 \times A_s$$

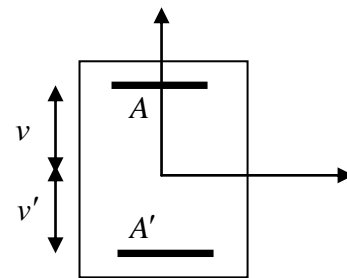


Figure V.2.: Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	S.Sol, RDC et E1	E2, E3	E4, E5	E6, E7	E8, E9	E10, salle de machine
Section (cm ²)	65 × 65	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40
d (cm)	62	57	52	47	42	37
As (cm ²)	36,68	30,28	26,51	21,36	18,10	13,57
v (cm)	32,5	30	27,5	25	22,5	20
v' (cm)	32,5	30	27,5	25	22,5	20
I _{yy} (m ⁴)	0,019	0,014	0,010	0,0067	0,0044	0,0027
N _{ser} (KN)	2290,3487	1650,23	1248,5	890,69	541,46	207,87
M _{ser} (KN.m)	75,92	76,48	69,43	76,929	61,175	50,74
σ _{bc1} (Mpa)	6,09	5,70	5,55	6,02	5,48	4,91
σ _{bc2} (Mpa)	3,49	2,43	1,73	0,287	0,77	2,60
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15	15	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentés

Selon le RPA99/version2003 (Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
Sous sol, RDC 1 ^{ère} étage	65 × 65	182,7	2,81	0,04	0,62	410,25	0,996	1
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	60 × 60	182,7	3,045	0,04	0,57	104,165	0,304	1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	55 × 55	182,7	3,32	0,04	0,52	266,307	0,931	1
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	50 × 50	182,7	3,654	0,04	0,47	236,178	0,981	1
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	45 × 45	182,7	4,06	0,04	0,42	122,49	0,648	1
10 ^{ème} étages et salle machine	40 × 40	182,7	4,567	0,04	0,37	42,775	0,289	1

V.2.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets des armatures transversales**

$$L = 10 \times \phi_t \quad ; \quad \phi_t = 1,2cm \rightarrow L = 12cm$$

Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2.0 \rightarrow \text{On adopte : } L_r = 80cm.$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 \rightarrow \text{On adopte : } L_r = 65cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 \rightarrow \text{On adopte : } L_r = 60cm.$$

• **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zones nodales (zones critiques).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

Pour les paramètres (h') et (l')

- RDC:

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

$$h' = \max(68; 60; 55; 60\text{cm}) = 68\text{cm}$$
- Sous sol+ étages:

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS.V16** Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- Situations durables : $\begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$
- Situations accidentelles : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003

a) Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $4\% b \times h$ En zone courante.
 - $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ En zone IIa.
avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.9, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l)$ de : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- $S \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales

1) Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30x45) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes ($M_a = -150,85 \text{ KN.m}$; $M_t = 120 \text{ KN.m}$)...ELU

▪ **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{150,85 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,42)^2 \times 14,2} = 0,201 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot}(A)$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4) = 0,392 > \mu_{bu} = 0,201$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,284 \quad ; z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,372m$$

$$A_{appui} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} = 11,65cm^2$$

▪ **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{120 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,42)^2 \times 14,2} = 0,16 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot}(A)$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4) = 0,392 > \mu_{bu} = 0,16$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.219 \quad ; z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.383m$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} = 9cm^2$$

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.8. Armatures longitudinales dans les poutres

Etage	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sous-sol Parking	Principale	30×45	Appui	11.65	6.75	3HA16+3HA16(ch)=12.06
			Travée	9		3HA14+3HA14(ch)=9.24
	Secondaire	30×40	Appui	8.7	6	3HA14+3HA14(ch)=9.24
			Travée	7.26		3HA14+3HA12(ch)=8.01
Etage commercial	Principale	30×45	Appui	11.02	6.75	3HA16+3HA16(ch)=12.06
			Travée	8.57		3HA14+3HA14(ch)=9.24
	Secondaire	30×40	Appui	8.35	6	3HA14+3HA14(ch)=9.24
			Travée	7.19		3HA14+2HA14(ch)=7.7
Etages courants	Principale	30×45	Appui	11.02	6.75	3HA16+3HA16(ch)=12.06
			Travée	9.18		3HA14+3HA14(ch)=9.24
	Secondaire	30×40	Appui	11.54	6	3HA16+3HA16(ch)=12.06
			Travée	9.76		3HA14+3HA14(ch)=9.24
Terrasse	Principale	30×45	Appui	5.21	6.75	3HA12+3HA12(ch)=6.79
			Travée	3.76		3HA12+3HA12(ch)=6.79
	Secondaire	30×40	Appui	6.09	6	3HA12+3HA12(ch)=6.79
			Travée	3.82		3HA12+3HA12(ch)=6.79

b. Les armatures transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit le ϕ_t diamètre des armatures transversales telle que :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3) = 1.28\text{cm}$
 Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.1\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)
- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$
 Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.1\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99addenda 2003 :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$,
 - Poutres principales : $S_t=10\text{ cm}$
 - Poutres secondaires : $S_t=10\text{cm}$
- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$
 - Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$ on adopte un espacement de : $S_t=20\text{cm}$
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$ on adopte un espacement de : $S_t=20\text{cm}$

❖ **Vérifications des armatures transversales**

$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8\text{cm}^2 < 2.10\text{cm}^2$ Condition vérifiée

❖ **Vérification à l'ELU**

1) **Condition de non fragilité**

$A_t^{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.34\text{cm}^2 < A_{cal} \rightarrow \begin{cases} PP \\ PS \end{cases}$

→ Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) **Vérification des contraintes tangentielles**

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0.133f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$

Tableau V.9. Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	286 .02	2,497	3.33	Vérifiée
Poutres secondaires	157 .267	1.373	3.33	Vérifiée

Donc en déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33MPa$

❖ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Appuis de rive : $A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$ BAEL91 (Art IV.1)

Appui intermédiaire : $A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$ BAEL91 (Art IV.2)

Tableau V.10. Vérification au cisaillement.

Poutres	$A_l (cm^2)$	$V (MN)$	$M_a (MN.m)$	$\frac{1.15 \times V_u}{f_e}$ (cm^2)	$\frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$ (cm^2)	Observation
P.P	12.06	0.286	-0.1508	8.26	-3.25	Vérifiée
P.S	12.06	0.157	-0.1495	4.5	-5,29	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification de la contrainte limite de béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	$I (cm^4)$	$Y (cm)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-79.275	12920	17.26	10.59	15	Vérifiée
	Travées	43.845	10751.9	15.61	6.36	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-107.079	12920	17.26	14.3	15	Vérifiée
	Travées	84.81	10751.9	15.61	12.3	15	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche :** D'après le **CBA93** et BAEL91/99, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

A. Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{570} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = 0.08 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{61.44}{10 \times 155.93} = 0.039$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.29 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06$$

B. Poutres secondaires :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{365} = 0.109 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = 0.109 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{19.01}{10 \times 47.90} = 0.040$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.42 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.42} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06$$

→ Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Vérification des zones nodales**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le *RPA99addenda2003* (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

- M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.
- M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.
- M_w : Moment résistant gauche de la poutre.
- M_e : Moment résistant droite de la poutre.

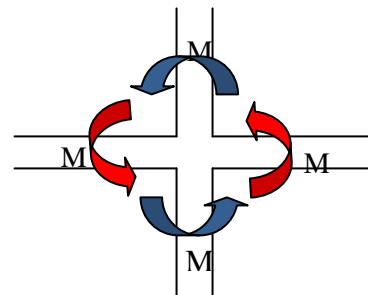


Figure V.3. La zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s \quad ; \quad \text{Avec : } Z = 0.85 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.12. Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	h (cm)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous sol, RDC, 1 ^{ère} étage	65	0.55	18,34	351.027
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	60	0.51	15,14	268.7
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	55	0.467	13,255	215.4
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	50	0.425	10,68	157.96
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	45	0.383	9,05	120.6
10 ^{ème} étages et la salle de machine	40	0,34	6,785	80.28

Tableau V.13. Moments résistants dans les poutres principales

Niveau	h (m)	Z(m)	Partie supérieur		Partie inférieur	
			A _s (cm ²)	M _R (KN.m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous sol, RDC	0.45	0.383	12.06	160.74	4.62	61.57
Etages courants	0.45	0.383	12.06	160.74	4.62	61.57
Terrasse	0.45	0.383	6.79	90.49	3.39	45.18

Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveau	h (m)	Z(m)	Partie supérieur		Partie inférieur	
			A _s (cm ²)	M _R (KN.m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous sol, RDC, étage	0.4	0.36	9.24	115.75	4.62	57.87
Etages courants	0.4	0.36	12.06	151.08	4.62	57.87
Terrasse	0.4	0.36	6.79	85.065	3.39	42.47

❖ Vérification

Tableau V.15. Vérification de la zone nodale.

Niveau	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_n + M_s$	Poutre	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	1.25 ($M_w + M_e$)	Obser
Sous sol, RDC	351.027	351.027	702.05	PP	160.74	61.57	277.88	Vérifié
				PS	115.75	57.87	217.025	Vérifié
1 ^{ère} étage	268.7	351.027	619.72	PP	160.74	61.57	277.88	Vérifié
				PS	151.08	57.87	261.19	Vérifié
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	215.4	268.7	484.1	PP	160.74	61.57	277.88	Vérifié
				PS	151.08	57.87	261.19	Vérifié
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	157.96	215.4	373.36	PP	160.74	61.57	277.88	Vérifié
				PS	151.08	57.87	261.19	Vérifié
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	120.6	157.96	278.56	PP	160.74	61.57	277.88	Vérifié
				PS	151.08	57.87	261.19	Vérifié
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	80.28	120.6	200.88	PP	160.74	61.57	277.88	N.vérifié
				PS	151.08	57.87	261.19	N.vérifié
10 ^{ème} étages et la salle de machine	00	80.28	80.28	PP	90.49	45.18	169.58	N.vérifié
				PS	85.065	42.47	159.42	N.vérifié

On voit que, à partir du niveau 8 la condition du RPA n'est pas satisfaite. On augmente alors la section des aciers dans les poteaux à ces niveaux

V.4. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- Situations durables : $\begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$
- Situations accidentelles : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

V.4.1. Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes:

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} : 0.2 \times L_t \times e$
 l_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $st < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

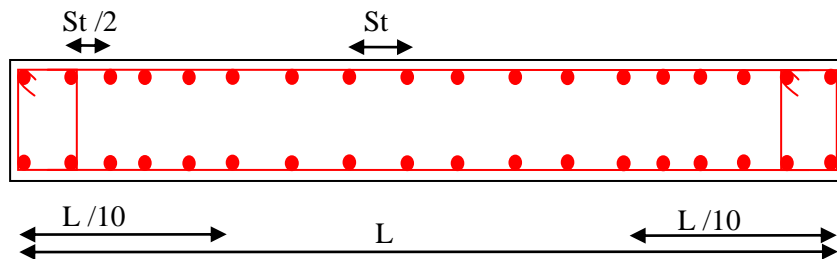


Figure V.4. Disposition des armatures verticales

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : \varnothing_{10}

3. Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m² au moins.

4. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

5. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - $A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile
 - $A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante
- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement : $s_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. Sollicitation de calcul et le ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABSV16 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

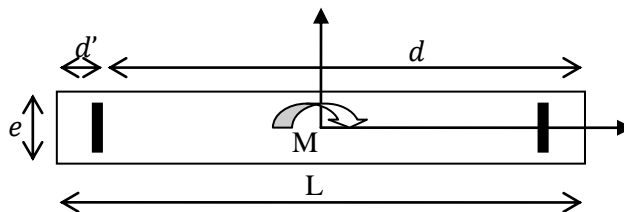


Figure V.5. Schéma d'un voile pleine

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section(e × l).

$A_v^{min} /_{voile}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet $A_v^{min} = 0.15\% \times e \times L$

$A_v^{min} /_{ten}$: Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue $A_v^{min} /_{ten} = 0.2\% \times e \times L_t$

$A_v^{min} /_{comp}$ Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée

$$A_v^{min} /_{comp} = 0.1\% \times e \times L_c$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

$A_v^{adopté}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée.

$A_h^{adoptée} /_{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{bre} /_{ml}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

▪ **Sens x-x**

Tableau V.16. Sollicitations maximales dans le voile V_{X1} dans tous les niveaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$		$M_{max} \rightarrow N_{corres}$		$N_{min} \rightarrow M_{corres}$		V(KN)
	N_{max} (KN)	M_{corres} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{corres} (KN)	N_{min} (KN)	M_{corres} (KN.m)	
Sous sol, RDC	1079,7659	128,6308	462,667	979,3112	-49,7453	-129,93	185,7399
1 ^{ere} , 2 ^{eme} 3 ^{eme} étage	603,3935	47,1047	193,1936	499,8173	180,7057	-7,5144	118,0814
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	471,4248	76,9902	182,1514	422,6685	144,6434	-4,5068	116,2361
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étages	357,7357	80,8681	178,0255	323,6263	95,5351	22,3038	115,4272
8 ^{eme} , 9 ^{eme} 10 ^{eme} étages	240,4581	74,686	199,3692	223,9238	15,4594	3,8582	128,7509

- Sens y-y

Tableau V.17. Sollicitations maximales dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corres}$		$M_{max} \rightarrow N_{corres}$		$N_{min} \rightarrow M_{corres}$		V(KN)
	N_{max} (KN)	M_{corres} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{corres} (KN)	N_{min} (KN)	M_{corres} (KN.m)	
Sous sol, RDC	2564,139	-1269,823	1355,4503	1581,0526	-663,6792	594,1626	283,6772
1 ^{ère} , 2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	1826,931	-820,0131	-841,4119	1143,0642	580,614	-510,103	135,2201
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	1416,661	-653,0082	-710,4349	880,8814	454,3497	-442,889	-125,544
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	1053,438	-536,1442	-606,3605	655,9173	314,4005	-328,271	109,5692
8 ^{ème} , 9 ^{ème} 10 ^{ème} étages	663,3559	-346,7957	-416,4111	414,3623	108,2204	-227,868	113,2006

➤ Exemple de calcul

En prend comme exemple le voile de RDC : $V_{y3} = 2m$

$$N_{max} = 1581.0526 \text{ KN} \quad ; M_{corrs} = 1355.4503 \text{ kN.m} \quad \dots\dots\dots ELU$$

$$L=2m ; e =0.2m ; d=1,97m.$$

Situations courantes : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$ donc $f_{bu}=14,2\text{Mpa}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.85m < \frac{L}{2} = 1m \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \times (d - d') - M_{uA} > (0.337 \times h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{uA} = M + N(d - \frac{h}{2}) = 2889.07 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow La section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2889.07 \times 10^{-3}}{0.2 \times (1.97)^2 \times 18.5} = 0.268 > 0.186$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.268$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.398 \quad ; z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 1.656m$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} = 43.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = 4.08 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = 14.37 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = -6.47 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul la longueur tendus et comprimées**

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 0.62m \quad ; L_c = L - 2L_t = 0.758m$$

➤ **Armature minimal tendues**

$$A_v^{\min} /_{ten} = 0.2\% \times e \times L_t = 1.86 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimal dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times L = 6 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_v^{\min} /_{comp} = 0.1\% \times e \times L_c = 1.14 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq (1.5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{Donc} \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures horizontales** : La section des armatures horizontales est calculée selon les formules suivantes :

$$V_{\max} = 283.6772 \text{ KN} \quad \text{Avec} \quad \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = 1 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{\tau_u \times b \times S_t}{0.8 f_e} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec $A = 1.57 \text{ cm}^2$ /par face → 2HA10

Tableau V.18. Ferrailage du voile $V_x = 1,5m$

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} , 7 ^{ème} étages	8 ^{ème} , 9 ^{ème} 10 ^{ème} étages
B (cm ²)	0,3	0,225	0,225	0,225	0,225
M (KN.m)	462,667	193,1936	182,1514	178,0255	199,3692
N (KN)	979,3112	499,8173	422,6685	323,6263	223,9238
Combinaison	G + Q - Ey	G + Q- Ex	G + Q- Ex	G + Q- Ex	G + Q- Ex
V(KN)	185,7399	118,0814	116,2361	115,4272	128,7509
τ_U Mpa	0,88	0,75	0,74	0,73	0,82
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5
σ_{max} (MPa)	9,4	5,7	5,1	4,62	4,55
σ_{min} (MPa)	-2,9	-1,23	-1,37	-1,74	-2,56
Section	0,2×1,5	0,15×1,5	0,15×1,5	0,15×1,5	0,15×1,5
L_t (m)	0,35	0,27	0,32	0,41	0,54
L_c (m)	0,79376151	0,97	0,87	0,68	0,42
A_v^{cal} (cm ²)	0	0	0	0	0,73
A_v^{min} (cm ²)	4,5	3,375	3,375	3,375	3,375
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	6,28	4,71	4,71	4,71	4,71
N^{bar}	8HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
$A_v^{min} /_{comp}$	1,58	1,45	1,3	1,02	0,6
N^{bar}	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
A_h^{cal} (cm ²)	1,11	0,703	0,69	0,68	0,77
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adoptée} /_{ml}$ (cm ²)	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57

N^{bar}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t (cm)$	25	25	25	25	25

Tableau V.19. Ferrailage du voile $V_{y3} = 2m$

Niveau	Sous sol, RDC	1 ^{ere} , 2 ^{eme} 3 ^{eme} étages	4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} , 7 ^{eme} étages	8 ^{eme} , 9 ^{eme} 10 ^{eme} étages
B (cm ²)	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3
M (KN.m)	1355,4503	510,103	442,889	328,271	227,868
N (KN)	1581,0526	580,614	454,3497	314,4005	108,2204
Combinaison	0,8G -Ex	0,8G +Ex	0,8G +Ex	0,8G +Ex	0,8G +Ex
V(KN)	283,6772	135,220	125,544	109,5692	113,2006
τ_U Mpa	1	0,64	0,59	0,52	0,54
$\bar{\tau}$ Mpa	5	5	5	5	5
σ_{max} (MPa)	14,37	7,03641	5,94	4,33	2,64
σ_{min} (MPa)	-6,47	-3,16565	-2,91	-2,23	-1,92
Section	0,2 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2	0,15 × 2
L_t (m)	0,62	0,62059035	0,658	0,68	0,84
L_c (m)	0,75	0,7588193	0,68	0,63	0,316
A_v^{cal} (cm ²)	4,08	0	0,47	0,42	1,59
A_v^{min} (cm ²)	6	4,5	4,5	4,5	4,5
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
N^{bar}	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
$A_v^{min} /_{comp}$	1,5	1,13	1,02	0,63	0,47
N^{bar}	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1,25	0,601	0,56	0,47	0,5

$A_h^{min} (cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adoptée} /_{ml} (cm^2)$	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N^{bar}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t (cm)$	25	25	25	25	25

V.4.3 Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{y3}) comme exemple

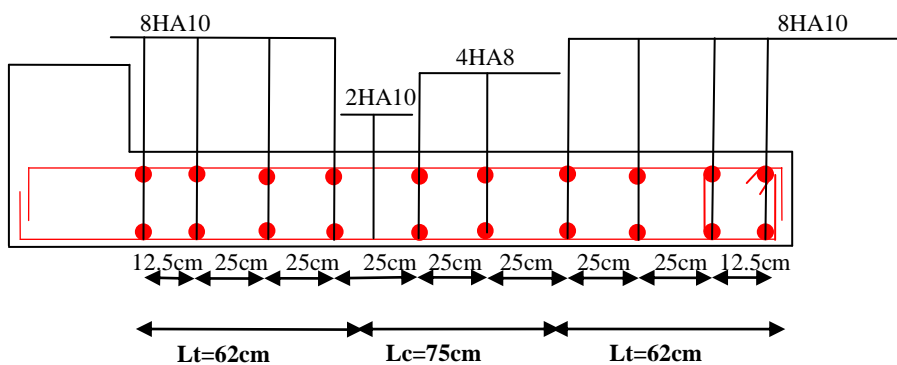


Figure V.6 .Ferrailage de voile V_{y3} de RDC

V.5.Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments structuraux. Les poteaux ont été ferrillés avec le minimum du RPA. Les poutres sont ferrillées à la flexion simple en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS .V16**. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS .V16**. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du **RPA 99/2003** et le **BAEL**.

VI .1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : 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 des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2,2 bars à une profondeur de 2,8m.

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 :

- Situations durables :
$$\begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$
- Situations accidentelles :
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

VI .4. Etude des fondations

❖ Le choix de fondation

Soit la surface de l'ensemble des semelles

On calcule la surface totale des semelles nécessaire

$$S_f \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} \rightarrow S_f \geq \frac{63,624}{0.22} = 289,2m^2$$

$$\text{Avec } S_{batiment} = 489,8 m^2$$

$$\text{On a } \frac{S_b}{S_f} = \frac{289,2}{489,8} = 0,59 \rightarrow 59\% > 50\% \rightarrow \text{Radier général}$$

$$S_{\text{radier}} = 489,8 \text{ m}^2 \leq S_{\text{bâtiment}} = 289,2 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{donc on prend } S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} = 489,8 \text{ m}^2$$

VI .5. Radier général

On va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

❖ Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\text{max}} = 5,37 \text{ m}$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{5,37}{20} = 26,85 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{5,37}{10} = 53,7 \text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

K : coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : largeur de la semelle.

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la semelle

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\text{max}}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,37^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 79,88 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 79,88 \text{ cm}$

➤ Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{rad}}} = \frac{87387,19 \times 5,17}{2 \times 489,8} = 461,2 \text{ KN} \quad ; \quad d \geq \frac{V_u}{b \times \tau_{adm}} = \frac{461,2 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 18,44 \text{ cm}$$

A partir des 3 conditions on prend, $h_t = 80 \text{ cm}$

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

- ✓ Hauteur de la nervure $h_t = 80$ cm
- ✓ Hauteur de la table du radier $h_r = 30$ cm
- ✓ Enrobage $d' = 5$ cm
- ✓ La surface du radier $S_{rad} = 489,8$ m²

❖ **Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification des contraintes du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et

$$\text{transversal : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\text{Les contraintes sous le radier sont données par : } \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$M_x ; M_y$: Moment sismique à la base tiré du logiciel **ETABS V16**

N : L'effort normale du aux charges verticales.

$$N=63624,21 \text{ KN} \quad ; \quad M_x = 47632,37 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y = 51181,15 \text{ KN} ; S_{rad} = 489,8 \text{ m}^2$$

NB : L'effort normal N et le moment doivent être à l'ELS.

D'après le programme **SOCOTEC**, on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 42148,68 \text{ m}^4 \quad ; \quad X_G = 8,13 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 9462,5 \text{ m}^4 \quad ; \quad Y_G = 16,38 \text{ m} \quad ;$$

❖ **Sens X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{63,624}{489,8} + \frac{47,632}{42148,68} \times 16,38 = 0,148 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{63,624}{489,8} - \frac{47,632}{42148,68} \times 16,38 = 0,111 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \sigma_{moy} = 0,138 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,22 \text{ MPa}$$

❖ **Sens Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_y} = \frac{63,624}{489,8} + \frac{51,18}{9462,5} \times 8,13 = 0,173 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_y} = \frac{63,624}{489,8} - \frac{51,18}{9462,5} \times 8,13 = 0,085 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \sigma_{moy} = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,22 \text{ MPa}$$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

✓ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65* 65) cm², le périmètre d'impact est donné la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,8 = 1,45m \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,8 = 1,45m \end{cases} \rightarrow U_c = 5,8m$$

$$N_d = 2,29MN \leq 3,48MN$$

✓ Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifiée est la suivante :

$$N_u \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1,15 \text{ (Coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10KN/m^2 \text{ (Poids volumique de l'eau).}$$

$$S_{rad} = 489,8 m^2 \text{ (Surface du radier).}$$

$$H = 2,8m \text{ (Hauteur de la partie ancrée du bâtiment)}$$

$$N_u = 87387,19 \text{ KN} > 1,15 \times 2,8 \times 489,8 \times 10 = 15771,56KN \dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

✓ Calcul des sollicitations

A l'ELU :

$$\text{Poids propre de radier : } 1,35 G_0 = 1,35 \times 25 \times e = 1,35 \times 25 \times 0,3 = 10,12KN/m^2$$

$$\text{Poids de parking : } G_1 = 1,35G_{park} + 1,5Q_{park} = 1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 2,5 = 10,78KN/m^2$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} + 1,35G_0 + G_1 = \frac{87387,19}{489,8} + 10,12 + 10,78 = 199,31KN/m^2$$

A l'ELS :

$$\text{Poids propre de radier : } G_0 = 25 \times e = 25 \times 0,3 = 7,5KN/m^2$$

$$\text{Poids de parking : } G_1 = G_{park} + Q_{park} = 5,21 + 2,5 = 7,71KN/m^2$$

N_s : L'effort normal service donné par la structure

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{radier}} + G_0 + G_1 = \frac{63624,21}{489,8} + 7,5 + 7,71 = 145,1 \text{KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_y = 5,35 - 0,65 = 4,72 \text{m}$$

$$L_x = 4,4 - 0,65 = 3,75 \text{m}$$

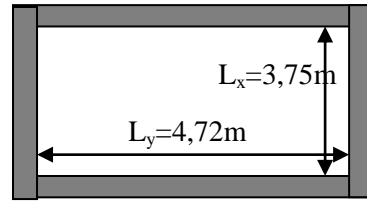


Figure VI.1: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,79 \quad \rightarrow \text{Dalle travaille dans les deux sens}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0573 \\ \mu_y = 0,5786 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{ox} = 160,6 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 92,92 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 136,51 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0,75M_{oy} = 69,69 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{ox} = -80,3 \text{KN.m}$$

ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0639 \\ \mu_y = 0,6978 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{ox} = 130,38 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 90,98 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 110,82 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0,75M_{oy} = 68,24 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{ox} = 65,19 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1\text{m} \times 0,3\text{m})$

Tableau VI.1. Sollicitation et ferrailage de radier a l'ELU

Localisation		M(KN.m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$	N ^{bre} de barres	St (cm)
Travée	X-X	136,51	17,14	2,65	18,1	9HA16	11
	Y-Y	69,69	8,357	2,4	9,24	6HA14	16
Appui		80,30	9,7	2,65	10,7	7HA14	14

❖ **Condition de non fragilité:**

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,79 > 0,4$

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times b \times h_r = 2,4 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des contraintes**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes de radier à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	Y (m)	I (m^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
Travée	X-X	110,82	0,092	0,001	$10,935 < 15$	vérifiée	$279,36 > 201,63$	N.V
	Y-Y	68,24	0,0705	0,000563	$8,54 < 15$	vérifiée	$326,08 > 201,63$	N.V
Appui		65,19	0,07496	0,000632	$7,73 < 15$	vérifiée	$270,76 > 201,63$	N.V

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Section d'armature du radier à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	A_{ser} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	St (cm)
Travée	X-X	110,82	27,25	9HA20=28,27	11
	Y-Y	68,24	16,1	9HA16=18,10	11
Appui		65,19	15,28	10HA14=15,39	10

❖ **Vérification des espacements**

Solon x-x : $S_t = 11 \text{ cm} \leq \min(2,5h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Solon y-y : $S_t = 11 \text{ cm} \leq \min(3h_r, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

✓ **Schéma de ferrailage du radier**

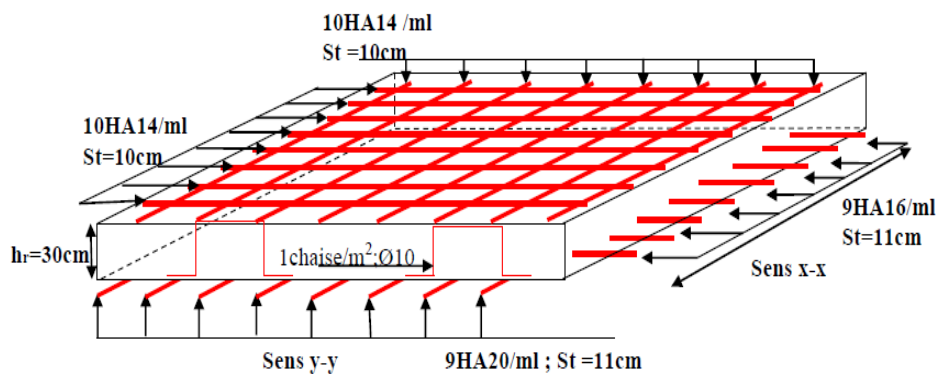


Figure.VI.2. Schéma de ferrailage de radier

VI .6. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier, la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de rupture comme indiqué sur la figure ci après :

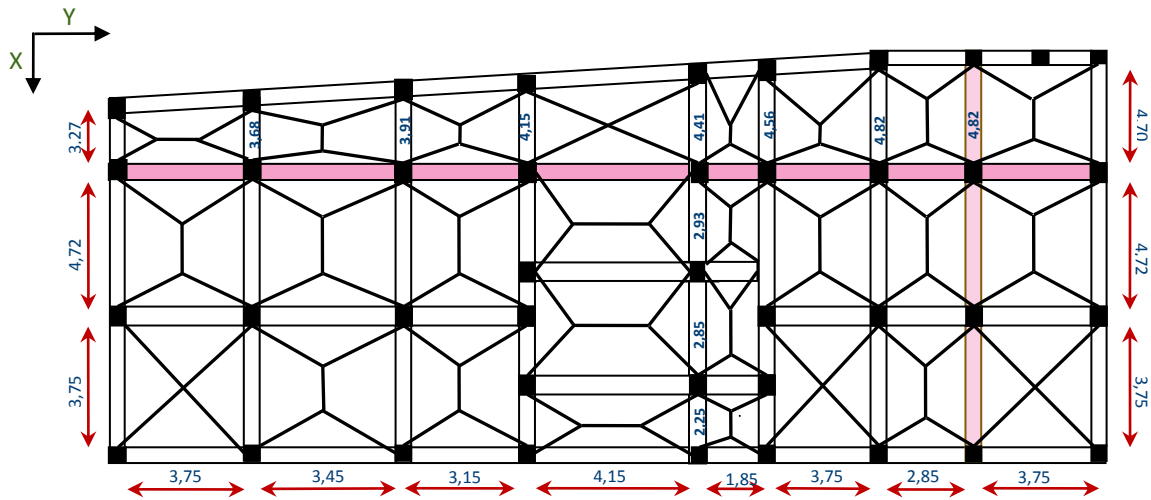


Figure VI.3. Schéma de lignes de rupture de radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaire et trapézoïdale peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ **Charge triangulaire**

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée : $q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque : ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris)

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

❖ Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

$$ELU : P_u = N_u + N_u^{radier} + N_u^{parking} = 199,31KN/m^2$$

$$ELS : P_s = N_s + N_s^{radier} + N_s^{parking} = 145,1KN/m^2$$

✓ Sens -X

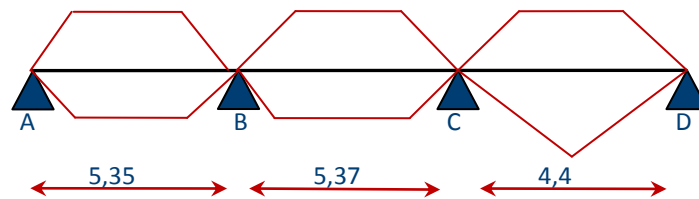


Figure VI.4. Schéma de lignes de rupture sur la nervure (sens x-

Les charges équivalentes dans les nervures les plus sollicités de sens X sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Les charges équivalentes transmises aux nervures selon X-X

Chargement	Travées		
	AB	BC	CD
q_m^{ELU}	552,02	545,89	478,47
q_m^{ELS}	401,87	397,41	348,33
q_v^U	431,48	424,90	362,94

✓ Sens-Y

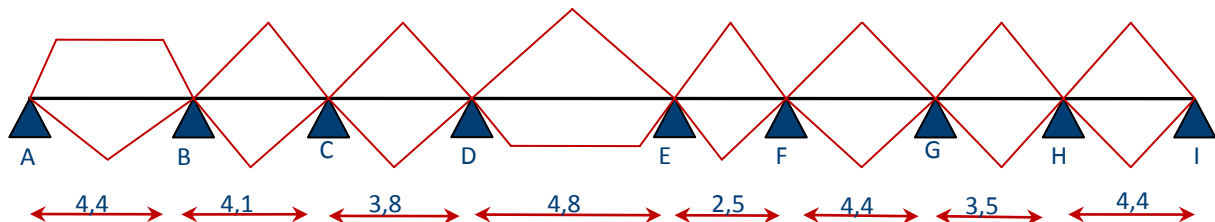


Figure VI.5. Schéma de lignes de rupture sur la nervure (sens y-

Les charges équivalentes dans les nervures les plus sollicités de sens Y sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Les charges équivalentes transmises aux nervures selon Y-Y

Travées								
Chargement	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI
q_m^{ELU}	492,79	458,41	418,55	520,01	245,81	498,27	378,68	498,27
q_m^{ELS}	358,76	333,73	304,71	378,57	178,95	362,75	275,69	362,75
q_v^U	370,97	343,81	313,91	396,57	184,36	373,70	284,01	373,70

Les différentes sollicitations dans les deux sens X et Y et selon l'ELU et l'EL sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.6. Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon deux sens X et Y

sens	Travée	L (m)	q_m (KN/m)	q_v (KN/m)	M_g^{ELU} (KN.m)	M_d^{ELU} (KN.m)	x_0 (m)	M_t^{ELU} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X	AB	5,35	552,02	431,48	0	-1601,15	2,19	1327,14	881,99	-1469,57
	BC	5,37	545,89	424,90	-1601,15	-1136,95	2,84	605,51	1227,29	-1054,22
	CD	4,4	478,47	362,94	-1136,95	0	2,73	659,17	1056,86	-281,67
Y	AB	4,4	492,79	370,97	0	-890,84	1,78	788,70	613,67	-1018,59
	BC	4,1	458,41	343,81	-890,84	-520,01	2,24	267,01	795,05	-614,36
	CD	3,8	418,55	313,91	-520,01	-575,82	1,78	206,04	581,71	-474,80
	DE	4,8	520,01	396,57	-575,82	-632,77	2,48	890,72	939,90	-963,63
	EF	2,5	245,81	184,36	-632,77	-505,07	1,44	382,23	505,58	-179,37
	FG	4,4	498,27	373,70	-505,07	-559,28	2,17	673,78	809,81	-834,46
	GH	3,5	378,68	284,01	-559,28	-829,37	1,55	106,61	419,84	-574,18
	HI	4,4	498,27	373,70	-829,37	0	2,58	826,78	1010,63	-633,64

Tableau VI.7. Sollicitations dans les nervures à l'ELS selon deux sens X et Y

sens	Travée	L (m)	q_m (KN/m)	M_g^{ser} (KN.m)	M_d^{ser} (KN.m)	x_0 (m)	M_t^{ser} (KN.m)
X	AB	5,35	401,87	0	-1165,64	2,19	966,16
	BC	5,37	397,41	-1165,64	-827,71	2,84	440,81
	CD	4,4	348,33	-827,71	0	2,74	479,89
Y	AB	4,4	358,76	0	-648,54	1,78	574,19
	BC	4,1	333,73	-648,54	-540,40	2,13	107,82
	CD	3,8	304,71	-540,40	-512,93	1,99	22,75
	DE	4,8	378,57	-512,93	-460,66	2,42	603,63
	EF	2,5	178,95	-460,66	-367,70	1,45	270,51
	FG	4,4	362,75	-367,70	-407,16	2,17	490,53
	GH	3,5	275,69	-407,16	-603,79	1,54	82,78
	HI	4,4	362,75	-603,79	0	2,57	601,90

Tableau VI.8. Les sollicitations les plus défavorables à l'ELU et à l'ELS

Localisation		M_{max} (KN.m)		V_{max} (KN)
		ELU	ELS	
X-X	Travée	1327,14	966,16	1469,57
	Appui	1601,15	1165,64	
Y-Y	Travée	890,72	603,63	1018,59
	Appui	890,84	648,54	

✓ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fera à la flexion simple.

Détermination de la largeur b selon les deux sens

Données : $\begin{cases} h = 0,8 \text{ m} & ; h_0 = 0,3 \text{ m} \\ b_0 = 0,65 \text{ m} & ; d = 0,75 \text{ m} \end{cases}$

Nous avons : $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right)$CBA (Art 4.1.3)

✓ **Sens X-X** : $b_0 = 0,65 \text{ m}$

$\frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{4,72}{2}; \frac{1,85}{10}\right)$

⇒ $\frac{b-0,65}{2} \leq \min(2,36 \text{ m}; 0,185 \text{ m})$

Donc : $b = 1 \text{ m}$

✓ **Sens Y-Y** : $b_0 = 0,65 \text{ m}$

$\frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{4,15}{2}; \frac{2,25}{10}\right)$

$\frac{b-0,65}{2} \leq \min(2,075 \text{ m}; 0,225 \text{ m})$

Donc : $b = 1,1 \text{ m}$

Les résultats de ferraillage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.9. Résultats de ferraillage des nervures

Localisation		M(KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	choix des barres
X-X	Travée	1327,14	55,90	9,05	55,92	5HA32+5HA20
	Appui	1601,15	69,08	9,05	71,03	7HA32+3HA25
Y-Y	Travée	890,72	36,04	9,96	38,87	6HA25+3HA20
	Appui	890,84	36,05	9,96	38,87	6HA25+3HA20

✓ **Armatures de peau**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Donc, $A_p = 3 \times 0,80 = 2,4 \text{ cm}^2$.

Soit : $3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$ par face.

✓ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(20; 22,85; 65) \text{ mm}$

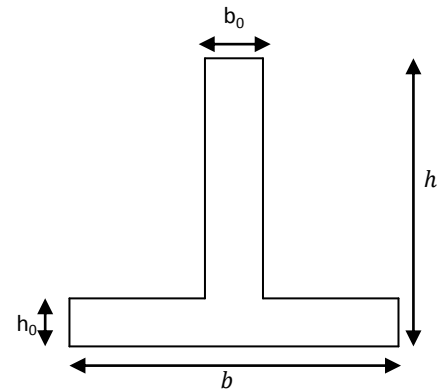


Figure VI.6. Schéma des nervures

Soit $\phi_t = 10\text{mm}$ et $A_{trans} = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 40\text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \leq 48,3\text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0,3 \times f_{t28}]} \leq 25,76\text{cm} \end{cases} \quad \text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

Vérifications nécessaires

✓ **Vérification au cisaillement**

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

Avec : $\bar{\tau} < \min(0,1f_{t28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots F.N$

Sens X-X : $\tau_u = \frac{1469,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,75} = 1,95\text{ MPa} < 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Sens Y-Y : $\tau_u = \frac{1018,59 \times 10^{-3}}{1,1 \times 0,75} = 1,23\text{ MPa} < 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

✓ **Vérification des contraintes à L'ELS**

Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
X-X	Travée	966,16	28,06	25,84 × 10 ⁵	10,5 < 15	vérifiée	263,2 > 201,63	N.V
	Appui	1165,64	35,83	26,31 × 10 ⁵	14,7 < 15	vérifiée	260,3 > 201,63	N.V
Y-Y	Travée	603,63	23,39	20,22 × 10 ⁵	6,98 < 15	vérifiée	231,1 > 201,63	N.V
	Appui	648,54	28,79	17,62 × 10 ⁵	10,6 < 15	Vérifiée	255,1 > 201,63	N.V

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau VI.11. Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M _s (KN.m)	β x 10 ⁻³	α	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix des barres
X-X	Travée	966,16	8,51	0,41	74,00	74,18	8HA32+2HA25
	Appui	1165,64	15,81	0,52	93,24	96,51	12HA32
Y-Y	Travée	603,63	4,83	0,33	44,85	45,55	8HA25+2HA20
	Appui	648,54	8,79	0,42	49,86	51,84	8HA25+4HA20

✓ **Ferrailage des nervures (Annexe4)**

VI.7. Etude du voile périphérique

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau de fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 20 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement du voile périphérique : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur } h = 3,06 \text{ m} \\ \text{Longueur } L = 5,37 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 0,2 \text{ m} \end{array} \right.$

Caractéristique du sol : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids spécifique } \gamma_h = 26,4 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Cohésion } c_u = 0,45 \text{ bar} \\ \text{Angle de frottement } \varphi = 20^\circ \end{array} \right.$

On prend $c_u = 0$ le cas le plus défavorable

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 39,61 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Q = 4,9 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Ferraillage du voile périphérique**

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.

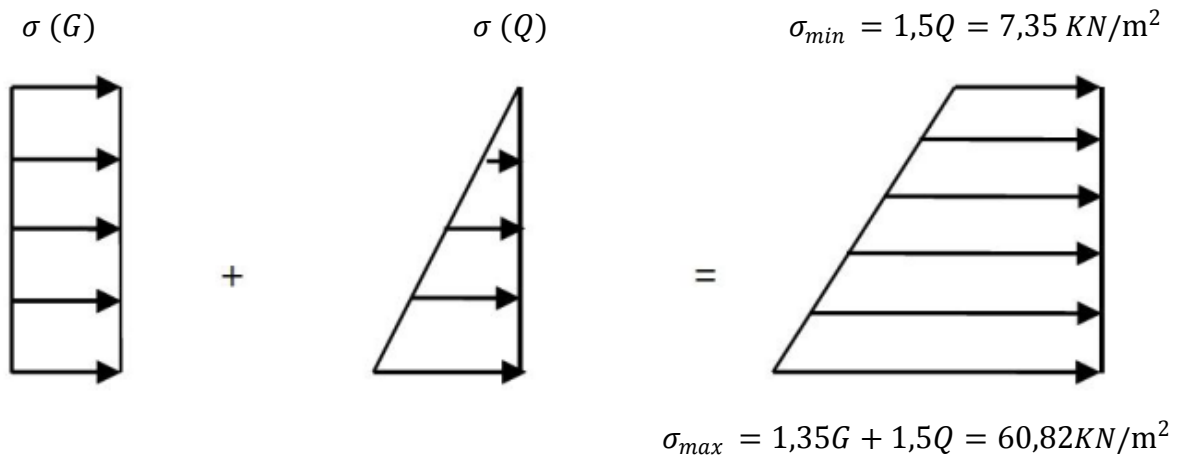


Figure VI.7. Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapezoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{189,81}{4} = 47,46 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 47,46 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,06m ; b = 1 ml ; L_y = 5,37 m ; e = 0,20 m$$

$$\rho = \frac{3,06}{5,37} = 0,57 > 0,4 \rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,57 \rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0865 \\ \mu_y = 0,2582 \end{cases}$$

$$\rho = 0,57 \rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0910 \\ \mu_y = 0,4357 \end{cases}$$

Les résultats de calcul des moments son résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Calcul des moments

Moments	$M_{0x} (KN.m)$	$M_{0y} (KN.m)$	$M_t^x (KN.m)$	$M_t^y (KN.m)$	$M_{ax} (KN.m)$
ELU	38,44	9,93	32,67	7,45	-19,22
ELS	29,49	12,85	25,07	9,64	-14,75

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau VI.13. Ferrailage du voile périphérique.

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2/\text{ml})$	$A_{\min} (cm^2/\text{ml})$	$A_{adopt \acute{e}} (cm^2/\text{ml})$	
Travée	X-X	32,67	0,079	0,104	0,163	5,77	2	6HA12=6,79
	Y-Y	7,45	0,0182	0,023	0,1684	1,27	2	4HA10=3,14
Appui	-19,22	0,047	0,060	0,166	3,33	2	4HA12=4,52	

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité

$$\text{On a } \begin{cases} \rho = 0,57 > 0,4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = 1,94 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{47,46 \times 3,06}{2} \times \frac{5,37^4}{3,06^4 + 5,37^4} = 65,68 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{47,46 \times 5,37}{2} \times \frac{3,06^4}{3,06^4 + 5,37^4} = 12,15 \text{ KN}$$

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

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

➤ Vérification à l'ELS

✓ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS.

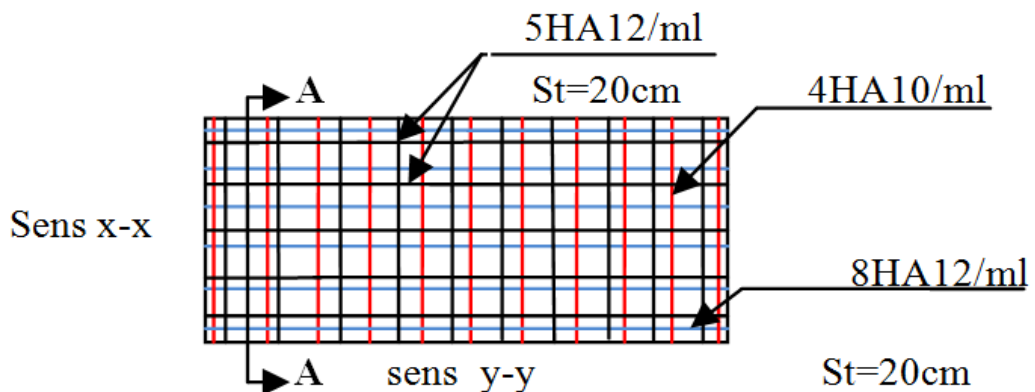
Localisation		M _s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (Mpa)	Obs
Travée	X-X	25,07	0,050	1,9 × 10 ⁻⁴	6,59 < 15	vérifiée	240,52 > 201,63	N.vérifiée
	Y-Y	9,64	0,0356	1 × 10 ⁻⁴	3,42 < 15	vérifiée	194,14 < 201,63	vérifiée
Appui		-14,75	0,0417	1,4 × 10 ⁻⁴	4,53 < 15	vérifiée	208,98 > 201,63	N.vérifiée

N B : Les conditions ne sont pas vérifiées dans la travée sens(x-x) et dans l'appui, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Tableau VI.15. Calcul des armatures à l'ELS

Localisation		Ms(KN.m)	β(10 ⁻³)	α	A _{ser} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	St (cm)
Travée	X-X	25,07	6,45	0,37	8,34	8HA12=9,05	15
	Y-Y	9,64	2,53	0,25	4,69	5HA12=5,65	20
Appui		-14,75	2,53	0,25	4,69	5HA12=5,65	20

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique



Coupe A-A

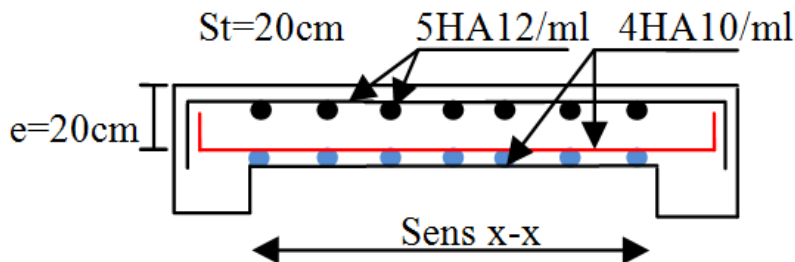


Figure.VI.8. Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.8. Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape clé dans le calcul d'un ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol d'assise ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Après calcul nous avons opté pour un radier général.

La structure comporte un sous-sol donc nous avons également procéder au calcul du ferrailage d'un voile périphérique.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.

Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux

La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet $P-\Delta$.

Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Bibliographie

- ✚ Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99),
Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ✚ Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le
CBA93
- ✚ 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.
- ✚ Anciens mémoires de fin d'étude.

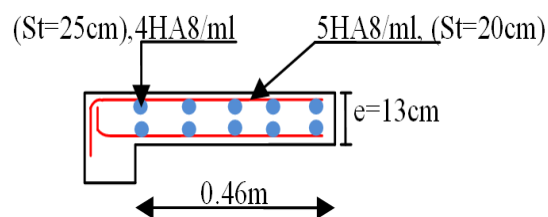
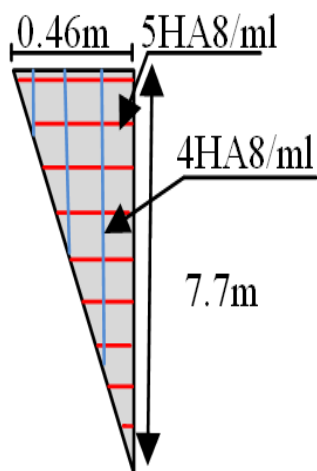
ANNEXE 1

Schémas de ferrailage des dalles pleines

Dalle sur trois appuis D2 :

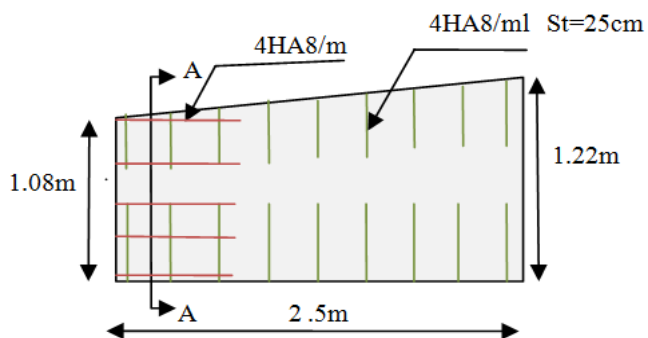
Schéma de ferrailage de: la nappe supérieur :

Coupe A-A

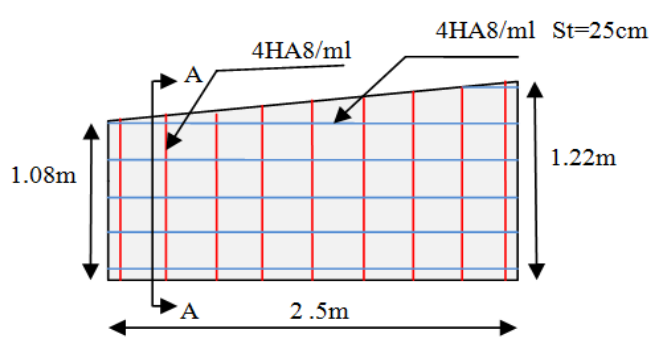


Dalle sur trois appuis D3 :

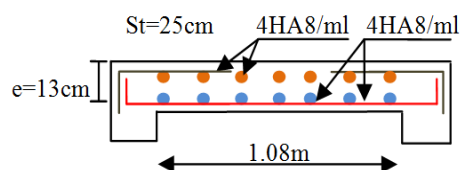
La nappe supérieure



La nappe inférieure

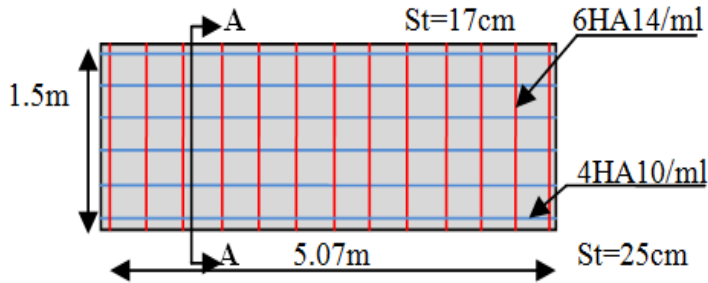


Coupe A-A

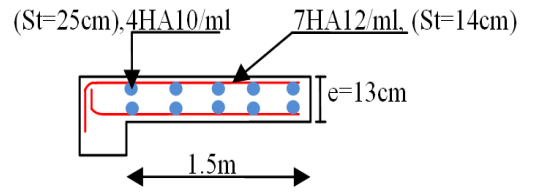


Dalle sur trois appuis D4 et D5 :

Schéma de ferrailage de: la nappe supérieur :

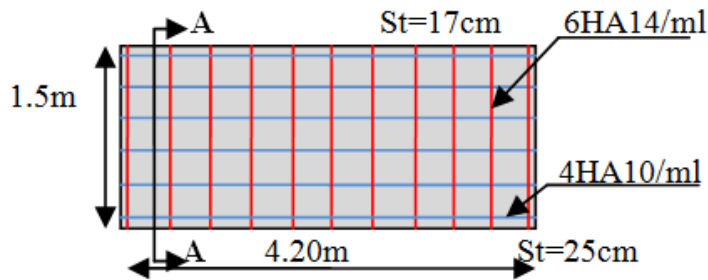


Coupe A-A

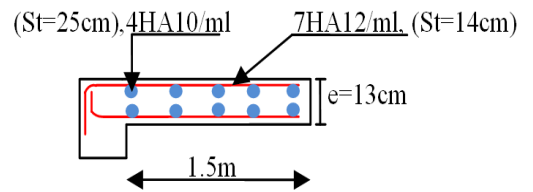


Dalle sur deux appuis D6 et D7 :

Schéma de ferrailage de: la nappe supérieur :

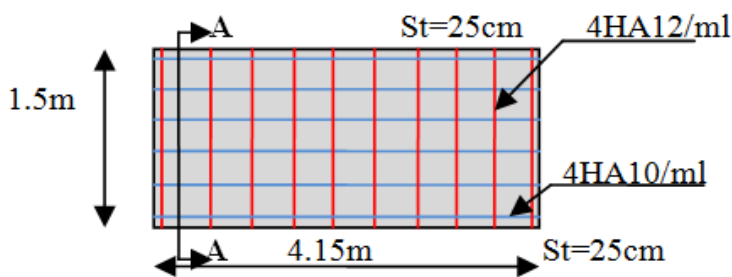


Coupe A-A

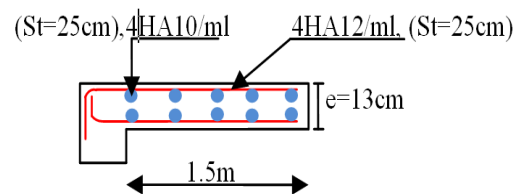


Dalle sur trois appuis D8 :

Schéma de ferrailage de: la nappe supérieur :



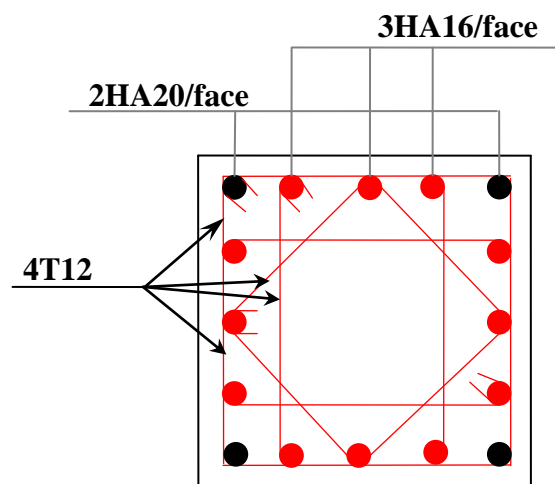
Coupe A-A



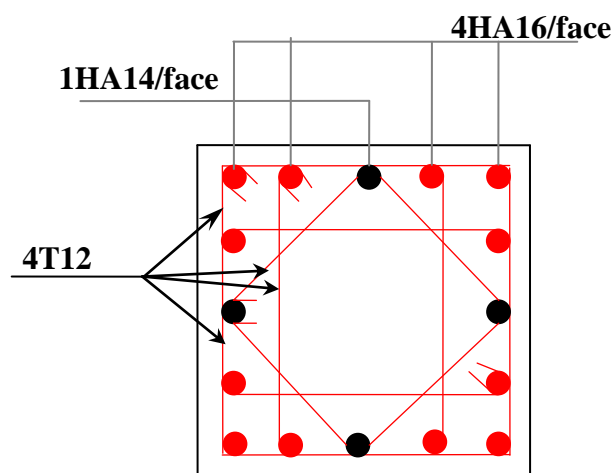
ANNEXE 2

Schémas de ferrailage des poteaux

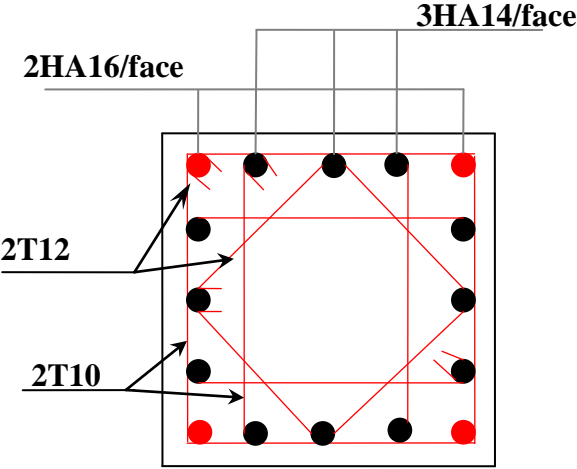
Sous-sol, RDC, Etage 01 : (65*65)



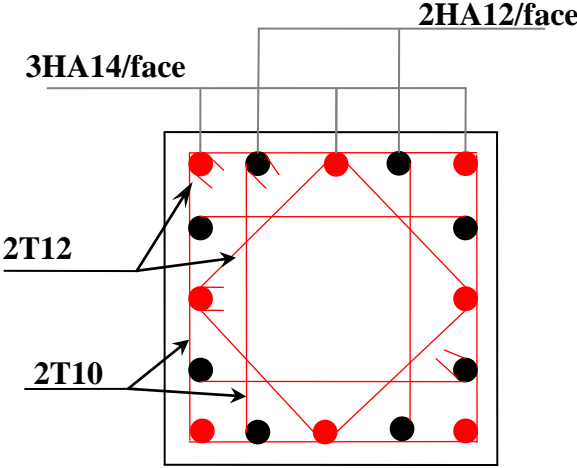
Etage 02 et 03 : (60*60)



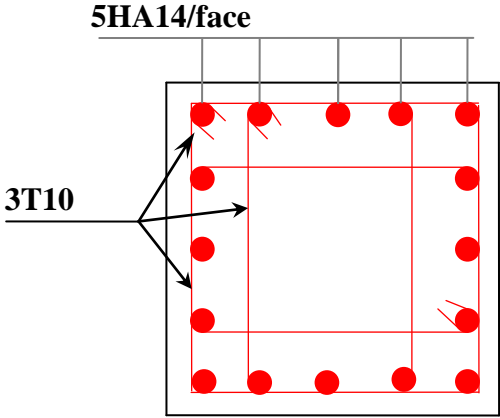
Etage 04et 05 : (55*55)



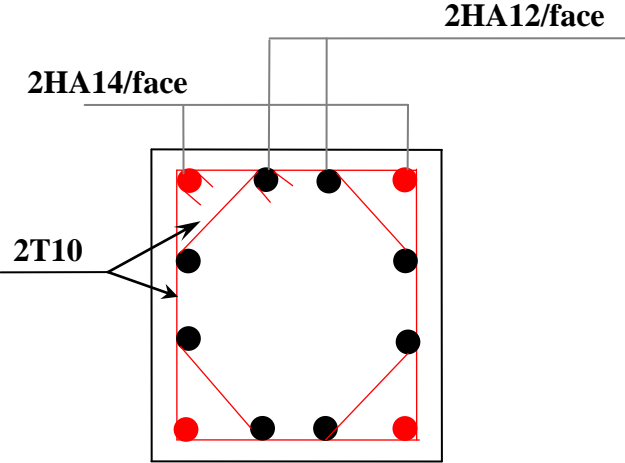
Etage 06et 07 : (50*50)



Etage 08et 09 : (45*45)



Etage 10 et salle machine : (40*40)

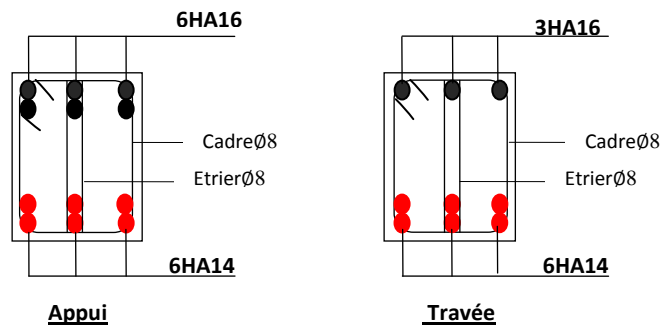


ANNEXE 3

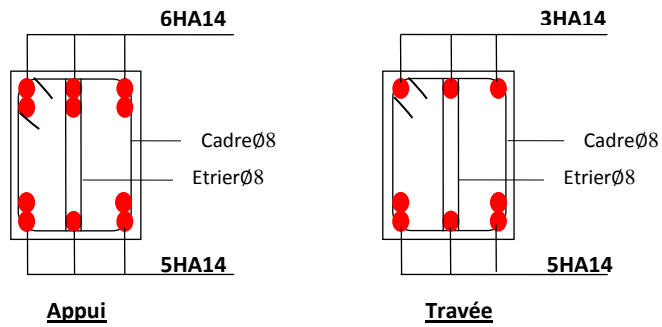
Schémas de ferrailage des poutres

Un exemple de ferrailage des poutres au niveau RDC :

Poutre principale (30*45) :



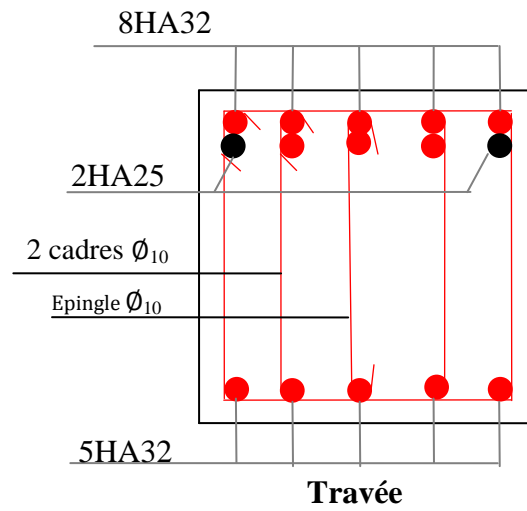
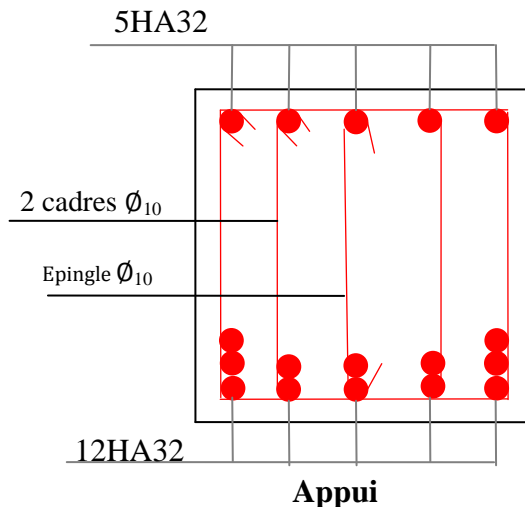
Poutre secondaire (30*40) :



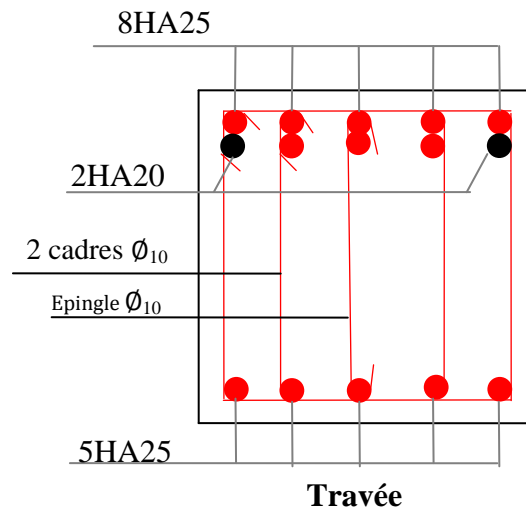
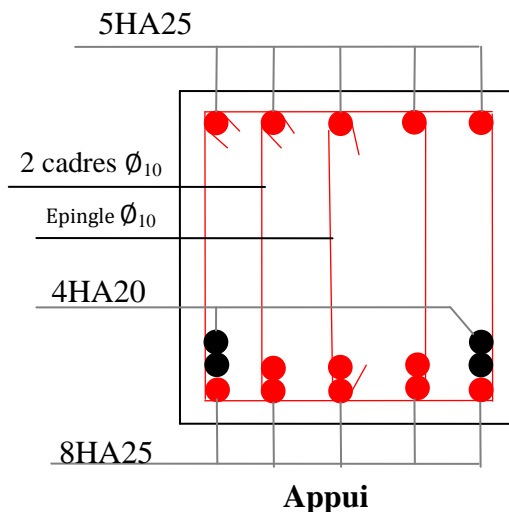
ANNEXE 4

Schémas de ferrailage des nervures

Sens XX :



Sens YY:



ANNEXE 5

Tableau des sections réelles d'armatures

[Section en cm², Ø en mm]

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE 6

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

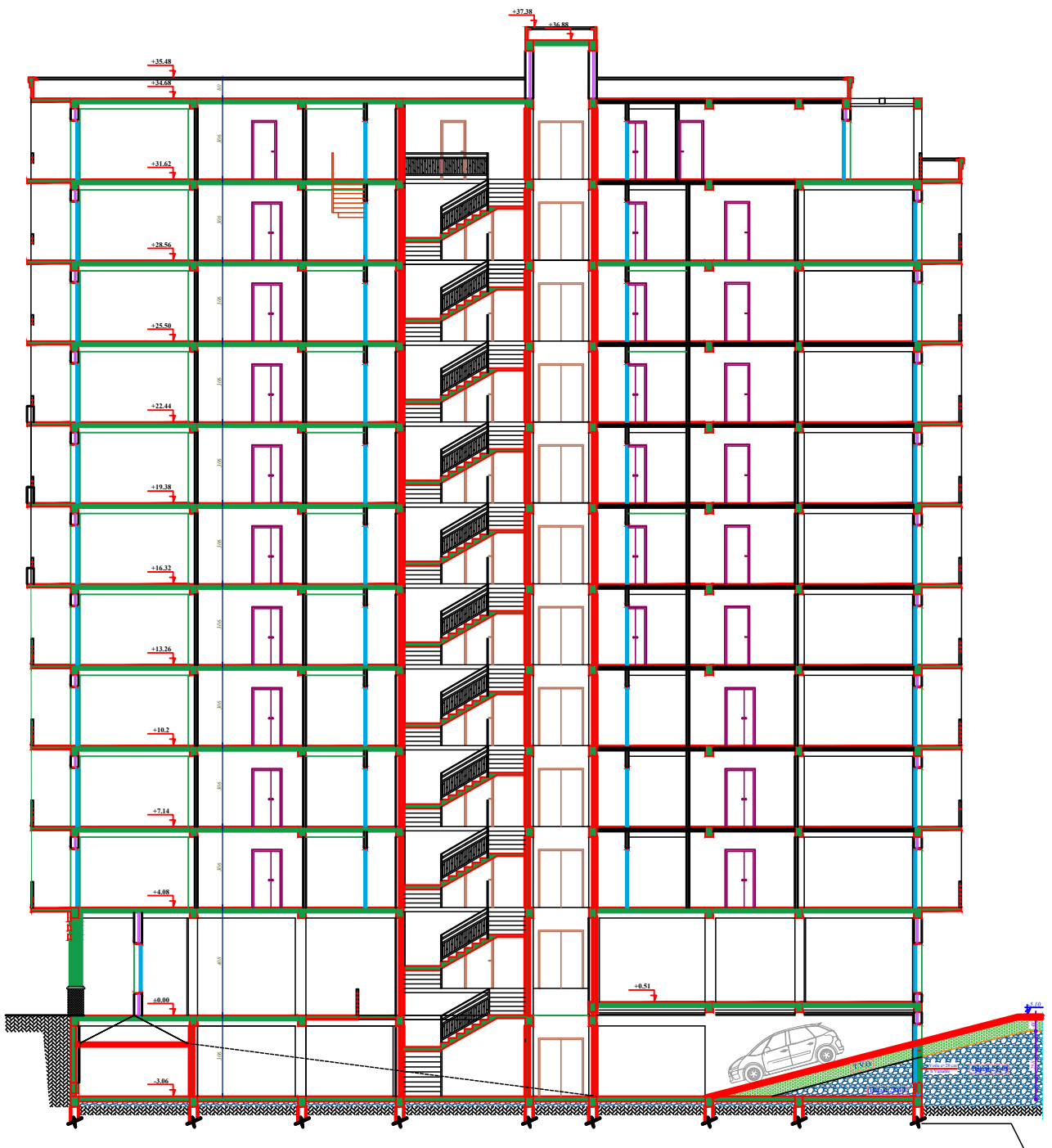
$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	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 7

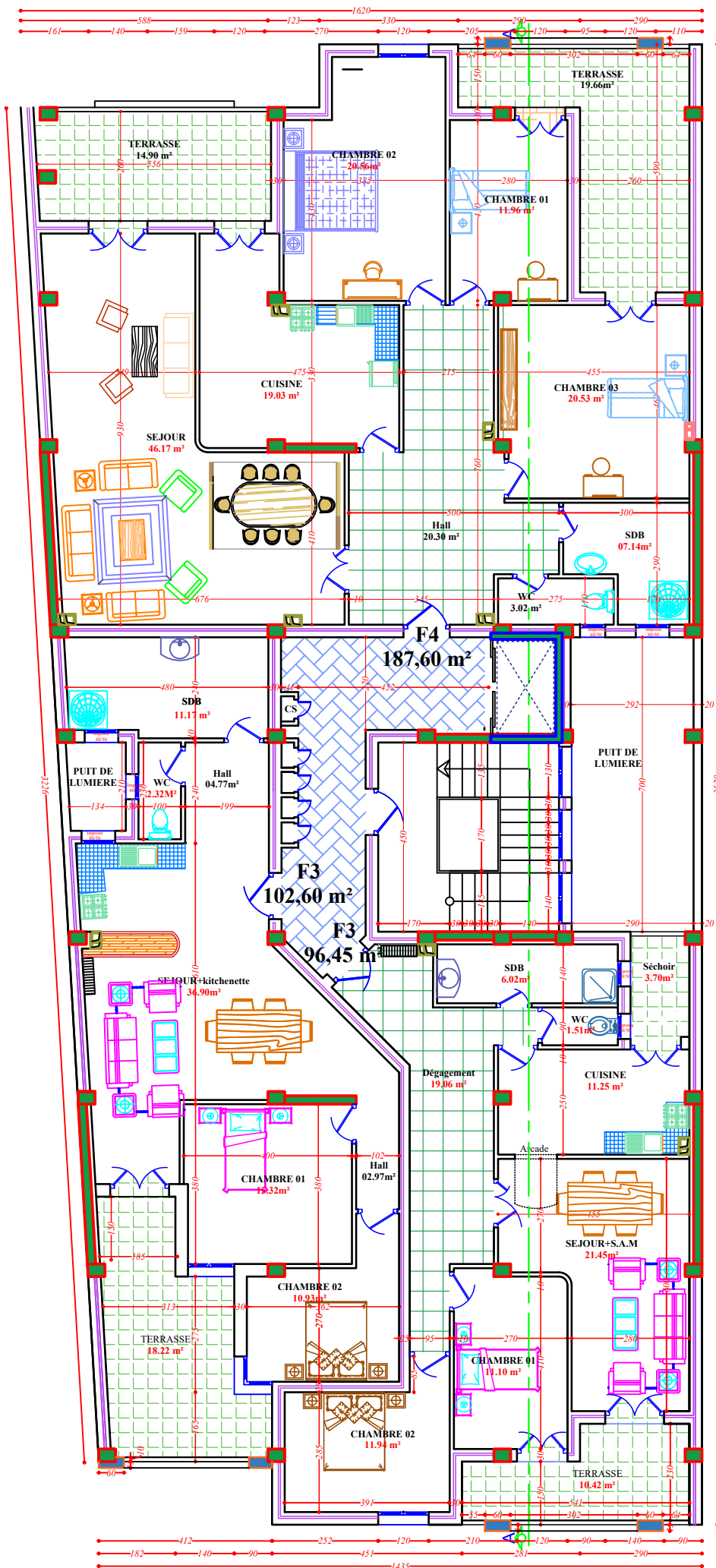
Table de PIGEAUD pour le calcul des dalles pleine

$$\rho = 0.707$$

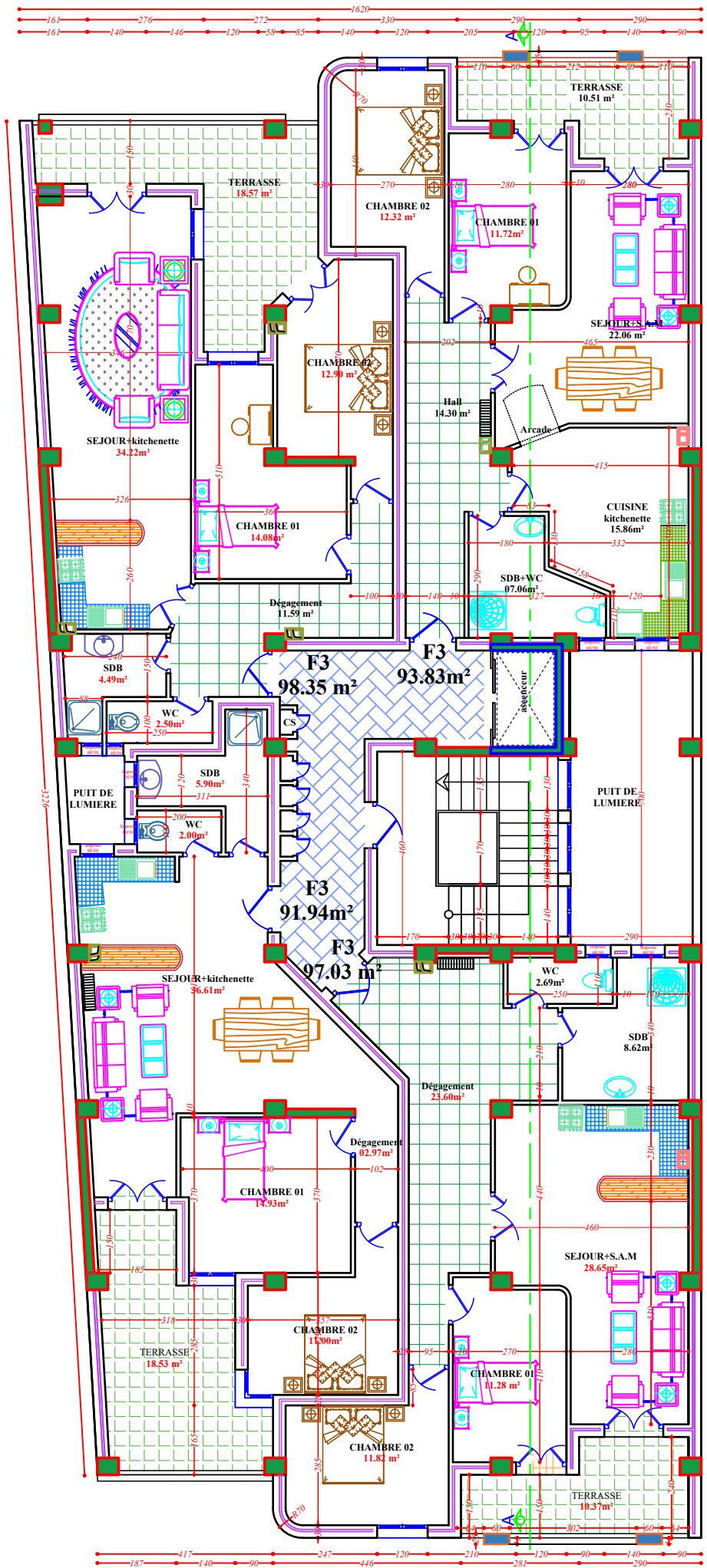
		u/x v/y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		Valeur de M_1		0.0	/	0.260	0.208	0.175	0.152	0.135	0.121	0.109	0.098
0.1	0.302			0.242	0.200	0.171	0.149	0.133	0.120	0.108	0.098	0.088	0.079
0.2	0.260			0.220	0.189	0.164	0.144	0.129	0.117	0.106	0.096	0.086	0.078
0.3	0.224			0.200	0.175	0.155	0.158	0.124	0.113	0.103	0.093	0.084	0.077
0.4	0.200			0.180	0.162	0.146	0.131	0.118	0.108	0.098	0.089	0.081	0.074
0.5	0.182			0.166	0.150	0.137	0.123	0.112	0.103	0.093	0.085	0.077	0.070
0.6	0.165			0.152	0.139	0.126	0.115	0.105	0.097	0.088	0.080	0.073	0.066
0.7	0.151			0.139	0.127	0.116	0.107	0.098	0.090	0.082	0.074	0.067	0.061
0.8	0.138			0.127	0.116	0.107	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068	0.062	0.057
0.9	0.125			0.115	0.106	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068	0.063	0.057	0.053
1.0	0.113			0.105	0.097	0.089	0.082	0.076	0.068	0.063	0.057	0.055	0.048
Valeur de M_2		0.0	/	0.283	0.232	0.202	0.180	0.162	0.148	0.133	0.121	0.109	0.100
		0.1	0.189	0.176	0.164	0.152	0.141	0.130	0.120	0.110	0.100	0.093	0.085
		0.2	0.132	0.128	0.123	0.118	0.112	0.105	0.099	0.091	0.084	0.078	0.070
		0.3	0.103	0.101	0.098	0.095	0.091	0.086	0.081	0.076	0.070	0.064	0.059
		0.4	0.084	0.083	0.081	0.078	0.076	0.072	0.068	0.063	0.059	0.054	0.049
		0.5	0.070	0.069	0.068	0.066	0.063	0.060	0.057	0.054	0.050	0.046	0.042
		0.6	0.060	0.059	0.058	0.057	0.054	0.052	0.049	0.047	0.043	0.039	0.037
		0.7	0.052	0.051	0.050	0.048	0.047	0.046	0.043	0.040	0.037	0.034	0.032
		0.8	0.045	0.045	0.044	0.043	0.042	0.039	0.037	0.035	0.033	0.029	0.027
		0.9	0.039	0.039	0.038	0.037	0.036	0.034	0.033	0.030	0.028	0.026	0.023
		1.0	0.035	0.035	0.034	0.033	0.032	0.030	0.028	0.027	0.024	0.023	0.021



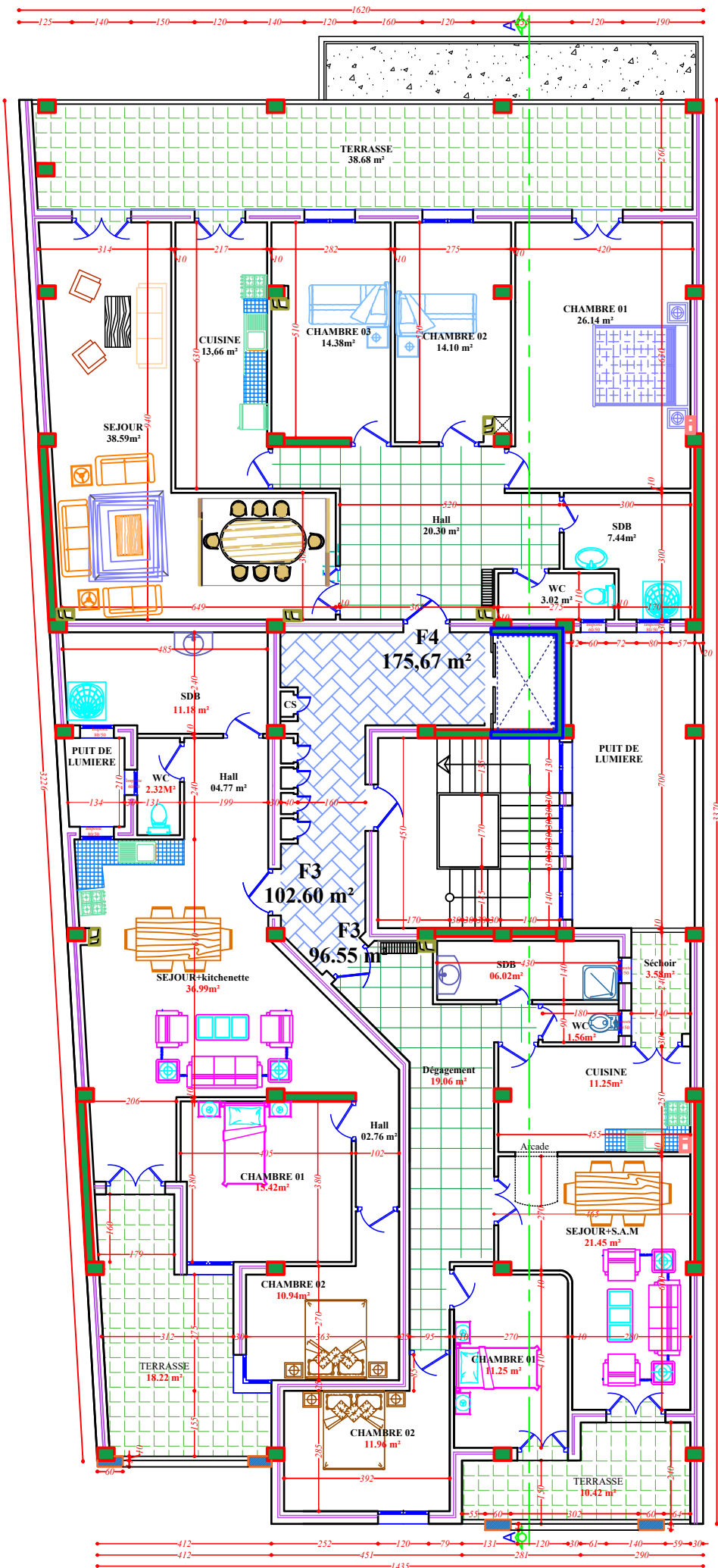
Coupe A.A ech:1/50



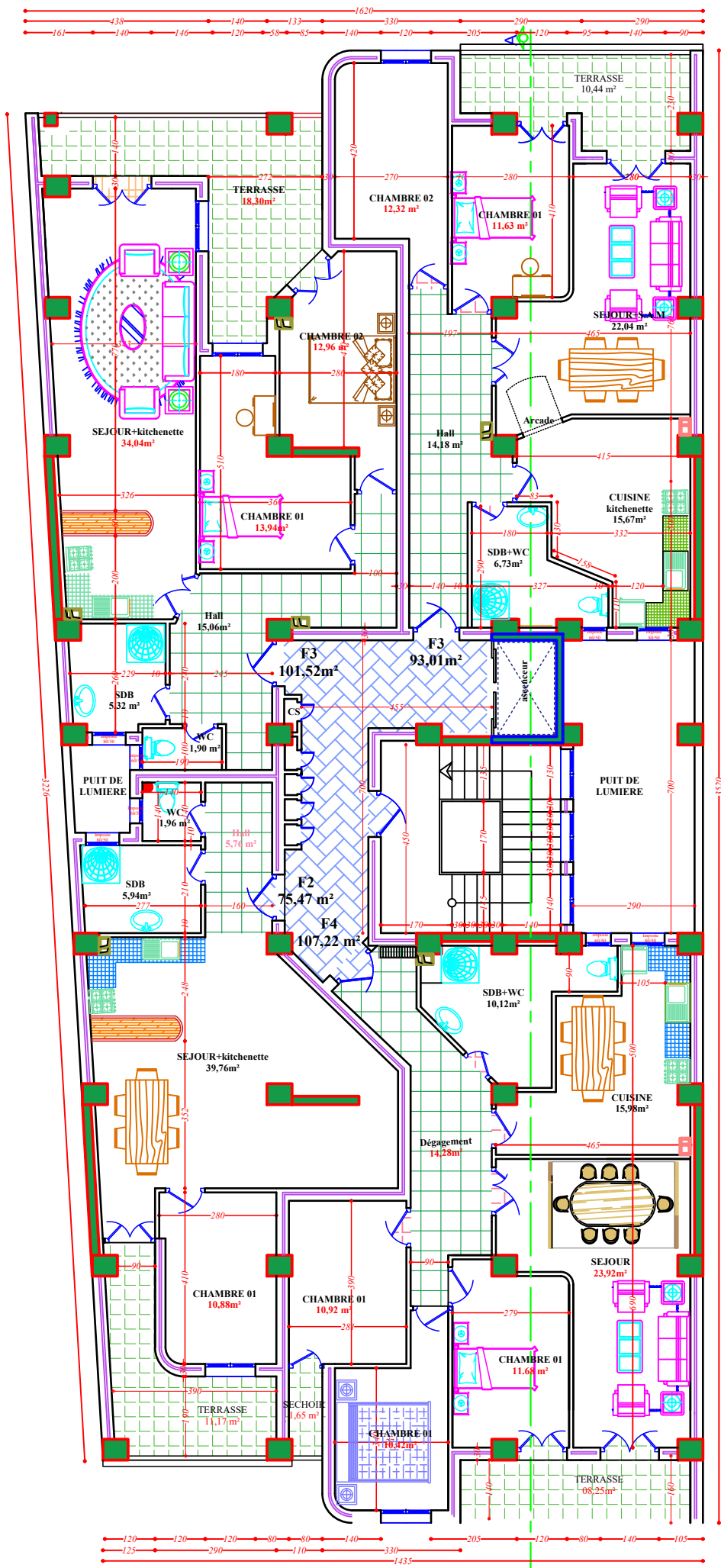
Plan Etage 09



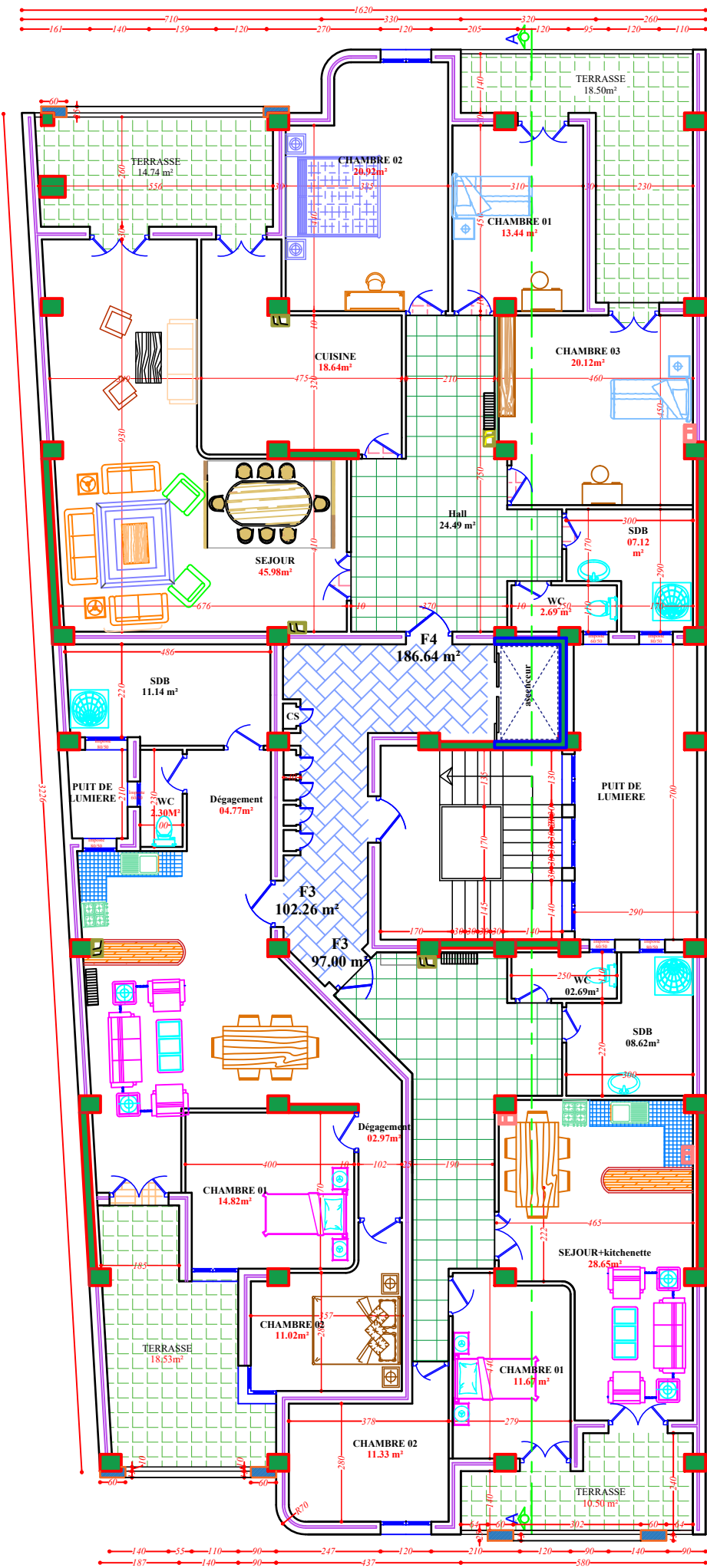
Plan Etage 5 et 6



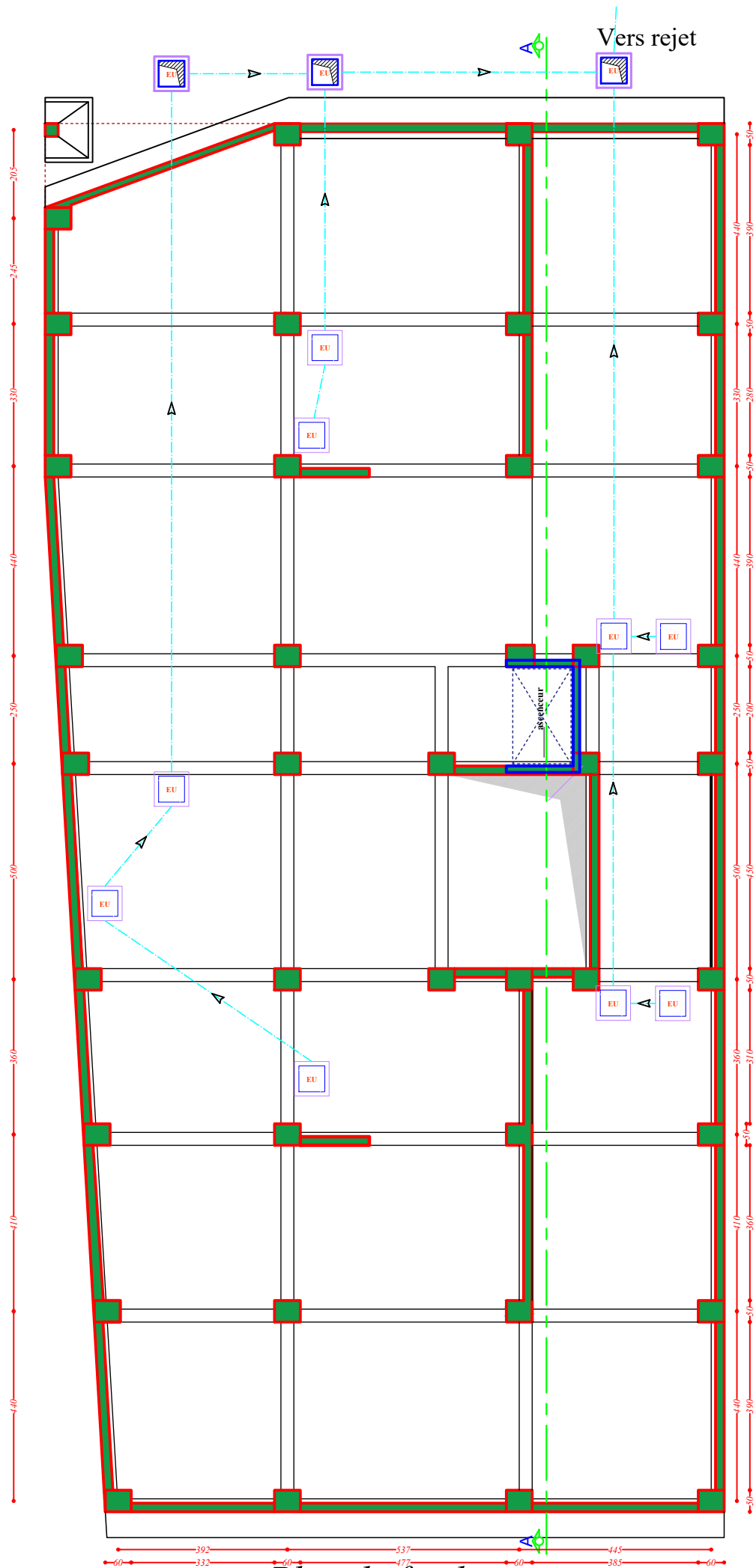
Plan Etage 10



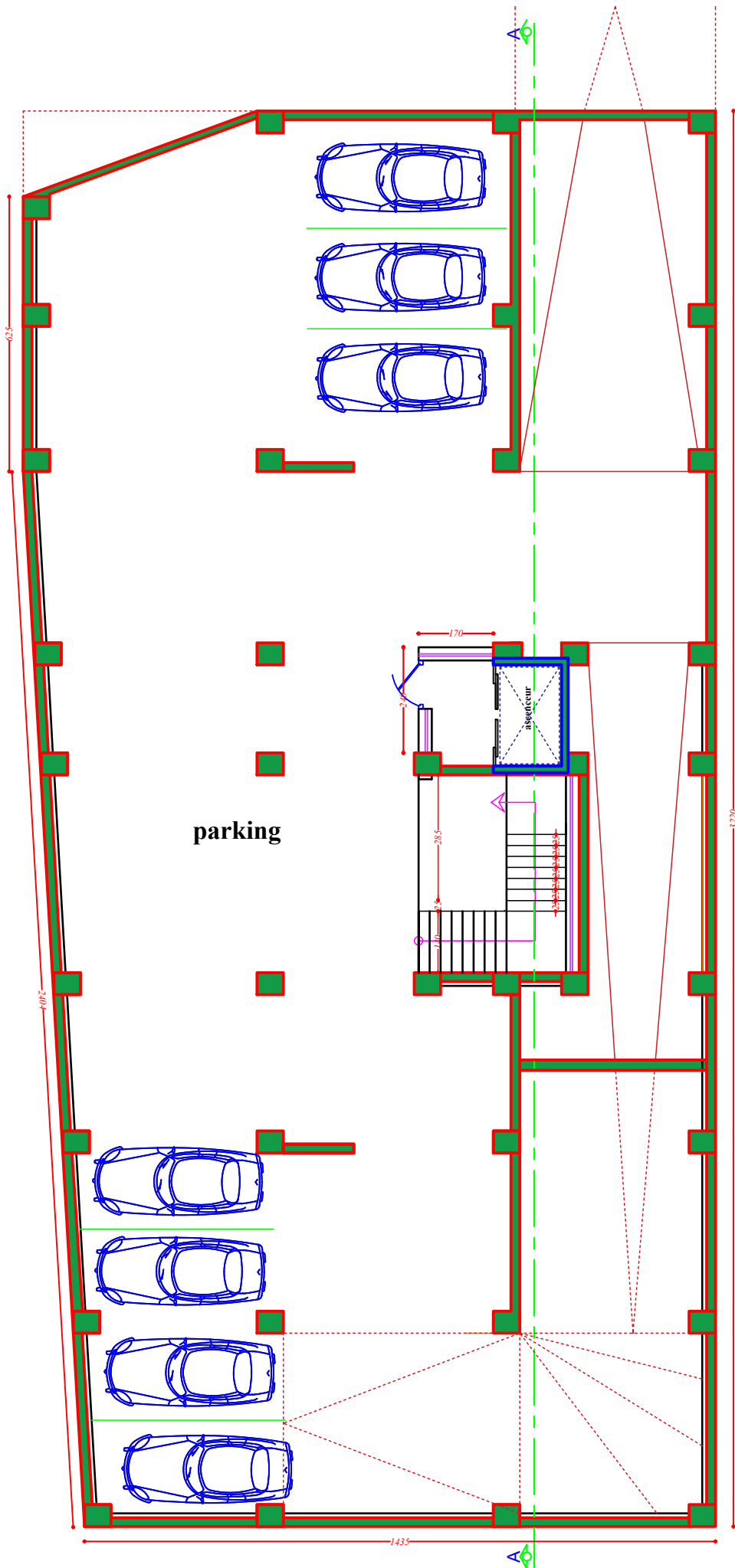
Plan Etage 1 et 2 et 3



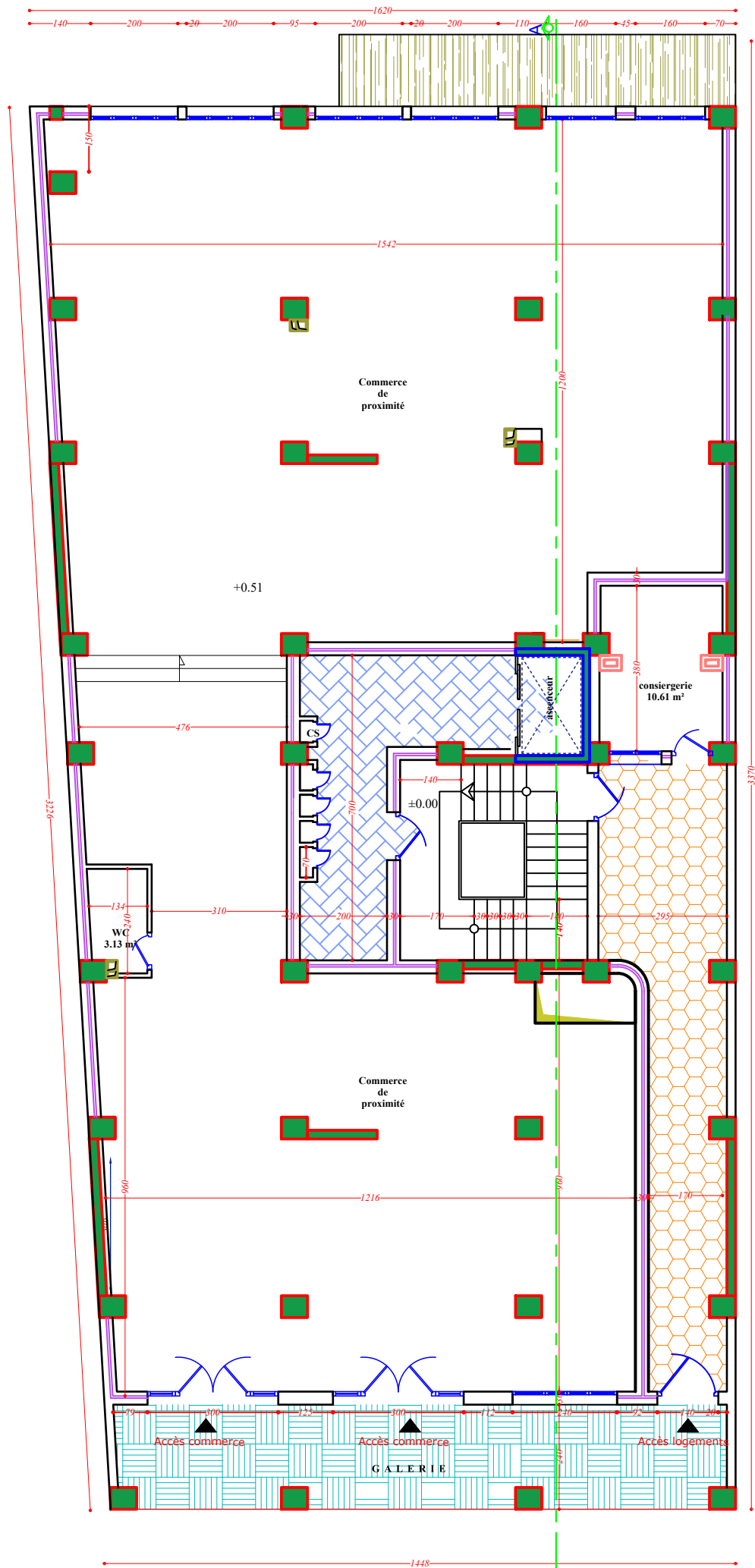
Plan Etage 4



Plan de fondations



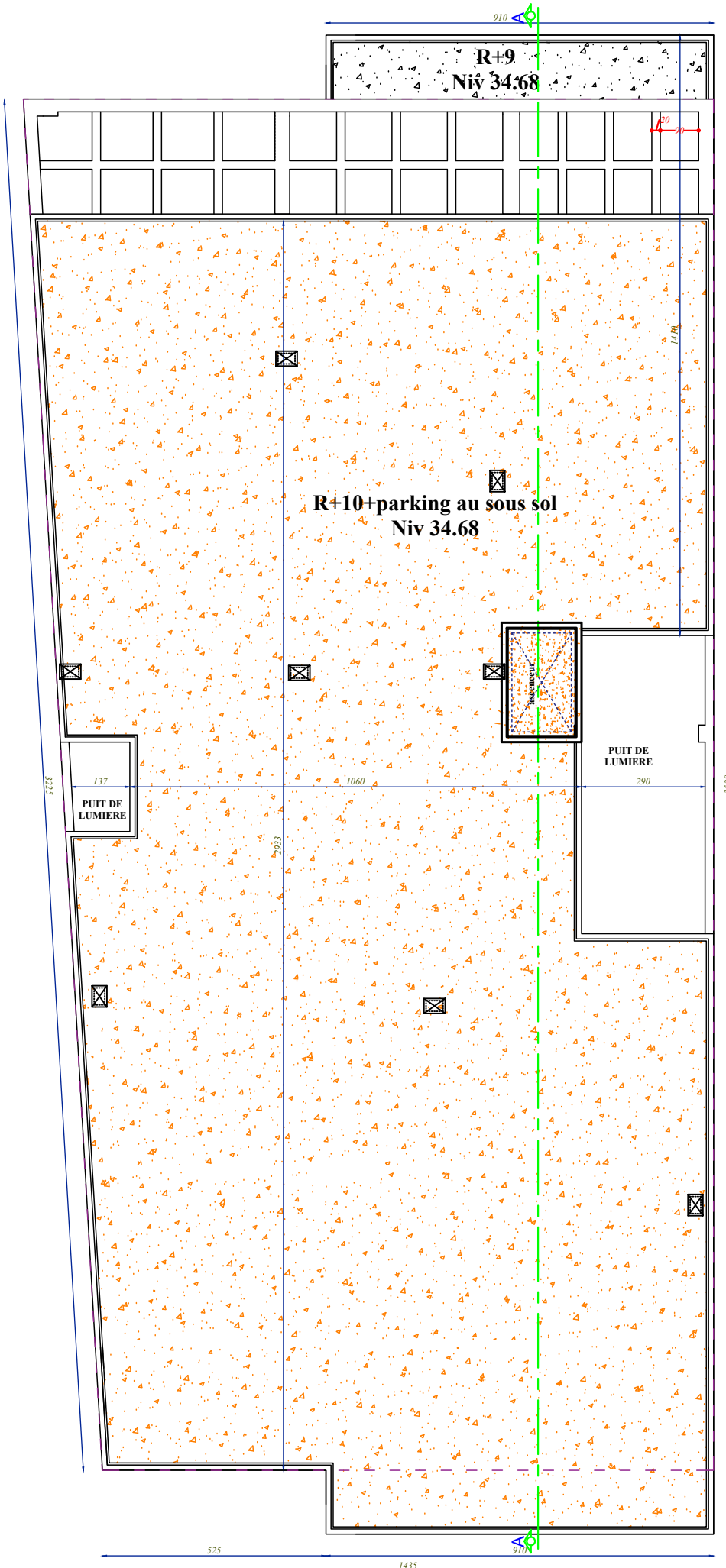
Plan du sous-sol



Plan du R.D.C



Façade principale



Plan terrasse