



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université A/Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (Entresol + RDC + 8 étages) contreventé par un système mixte (Voiles-portiques)

Encadré par :

Mme Boughamsa

Réalisé par :

M^r BAIR, Moussa

Membre de jury :

Mr Oudni

Mme Sfakssi

Promotion 2016/2017

Remerciement

Au terme de ce modeste travail ; je tiens à remercier tout d'abord Dieu qui m'a donné le courage et la patience pour élaborer ce travail.

Aussi je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à ma promotrice :

*Mme **Boughamssa** pour l'intérêt qu'elle m'a apporté, et pour avoir accepté mon encadrement et ces nombreuses remarques et des conseils précieux,*

Aussi mes sincères remerciements aux membres d'avoir accepté et évalués ce modeste travail.

Je tiens aussi à remercier :

Tous les membres de ma familles respectives, mes professeurs, mes amis ainsi que tous ceux qui ont contribué à la finalisation de ce travail ici l'expression de ma reconnaissance.

<< On fait la science avec des faits, comme on fait une maison avec des pierres : mais une accumulation de faits n'est pas plus une science qu'un tas de pierres n'est une maison.>>

Henri Poincaré

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

■ *A mes chers parents que je remercie énormément pour leur soutien, amour, patience et sacrifice. Que dieu vous protège.*

■ *A mes frères*

➤ *Salah, sa femme et leurs deux petits (Amayas et Idir)*

➤ *Mouloud, sa femme et leur petite (Ritadj)*

➤ *Hamid, sa femme et leur petite (Nélia)*

➤ *El-Hachemi*

■ *A mes sœurs*

➤ *Chérifa, son mari et leur petit (Ilyas)*

➤ *Fatsiha, son mari et leurs petits (Houssam, Fouad et Lina)*

■ *A Zineb et sa famille*

■ *A toute ma famille cousins, cousines, tantes et oncles...*

■ *A tous ceux que j'estime et qui me sont chers.*

Moussa

Symboles
et
Notations

Symboles et Notations

A', A_{ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers 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 de service.
f_{bu}	Contrainte de compression du 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	Fleche totale.
Δf_{adm}	Fleche admissible
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
h_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'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 de 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
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.
St	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Pois volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	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.

Sommaire

Introduction général

Chapitre 01 : Généralités

1. Introduction	02
2. Présentation de l'ouvrage	02
3. Conception	02
4. Caractéristique des matériaux.....	04
5. Conclusion.....	07

Chapitre 02 : Pré dimensionnement

1. Introduction.....	09
2. Pré dimensionnement des différents éléments	09
2.1. Les planchers	09
2.2. Les escaliers	18
2.3. Les poutres	22
2.4. Les voiles	23
2.5. Les poteaux	24
3. Conclusion	36

Chapitre 03 : Etude des éléments secondaires

1. Introduction	37
2. Etude des planchers.....	37
3. Etude de l'acrotère.....	61
4. Etude de l'ascenseur	67
5. Etude des escaliers	70

Chapitre 04 : Etude dynamique

1. Introduction.....	97
2. Modélisation.....	97
3. Méthode de calcul.....	97
4. Analyse dynamique	102
5. Vérifications	106

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux

1. Introduction.....	111
2. Etude des poteaux.....	111
3. Etudes des poutres	119
4. Etude des voiles	126

Chapitre 06 : Etude de l'infrastructure

1. Introduction	131
2. Vérifications des fondations superficielles.....	132
3. Ferrailage du radier général	137
4. Ferrailage des nervures	141
5. Ferrailage du mur adossé	146

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Plans de la structure

Liste des figures

Liste des figures

Figure I.1. Plancher à corps creux.....	03
Figure I.2. Brique creuse.....	03
Figure I.3. Diagrammes déformations –contraintes de béton.....	06
Figure I.4. diagramme contrainte-déformation d’acier.....	07
Figure II.1. coupe transversal d’un plancher en corps creux.....	10
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (Enresol+RDC)	10
Figure II.3. Plan de disposition des poutrelles (Etage courant)	11
Figure II.4. Schema d’une poutrelle.....	11
Figure II.5. Schéma des dalles sur trois appuis.....	12
Figure II.6. Schéma de la dalle sur quatre appuis.....	13
Figure II.7. Charges permanentes du plancher T-I à corps creux.....	14
Figure II.8. Charges permanentes du plancher étage courant à corps creux.....	14
Figure II.9. Charges permanentes du plancher T-I à dalle pleine.....	15
Figure II.10. Charges permanentes du plancher T-I à dalle pleine (Ascenseur).....	16
Figure II.11. Charges permanentes du plancher courant à dalle pleine.....	16
Figure II.12. Mur extérieur.....	17
Figure II.13. L’acrotère.....	18
Figure II.14. Détail d’un escalier.....	18
Figure II.15. Vue en plan d’un escalier droit à deux volées.....	19
Figure II.16. La petite volée de l’escalier du RDC.....	20
Figure II.17. Vue en plan d’un escalier droit à deux volées.....	21
Figure II.18. Coupe verticale d’un voile.....	23
Figure II.19. Les poteaux qui nous semblent susceptible d’être les plus sollicités.....	24

Figure II.20. Surface afférente terrasse inaccessible.....	25
Figure II.21. Surface afférente de 1 ^{er} au 7eme étage.....	26
Figure II.22. Surface afférente du RDC.....	26
Figure II.23. Surface afférente de l'entresol.....	26
Figure II.24. Surface afférente de la terrasse inaccessible.....	29
Figure II.25. Surface afférente de l'entresol à l'étage 7.....	29
Figure II.26. Surface afférente de la terrasse inaccessible.....	31
Figure II.27. Surface afférente du RDC + les autres étages.....	31
Figure II.28. Surface afférente de l'entresol.....	31
Figure III.1. Sens de disposition des poutrelles.....	37
Figure III.2. Evaluation des efforts tranchants.....	39
Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle.....	41
Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle.....	44
Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	54
Figure III.6. Dalles pleines sur 3 appuis.....	55
Figure III.7. Schéma de ferrailage dalle sur 3 appuis.....	59
Figure III.8. Dalle pleine sur 4 appuis.....	59
Figure III.9. Schéma de ferrailage dalle sur 4 appuis.....	61
Figure III.10. Une coupe transversale de l'acrotère plus un schéma statique.....	62
Figure III.11. Section à ferrailer.....	63
Figure III.12. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	67
Figure III.13. Concept d'un ascenseur.....	67
Figure III.14. Cage d'ascenseur.....	68
Figure III.15. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	70
Figure III.16. Vue en plan de l'escalier.....	70

Figure III.17. Coupe en élévation de l'escalier type 1	70
Figure III.18. Schéma statique de l'escalier type 1 (partie AB).....	71
Figure III.19. Section d'escalier à ferrailer.....	71
Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	76
Figure III.21. Schéma statique de la poutre palière.....	77
Figure III.22. Section d'armatures de la poutre palière calculée à la flexion simple	80
Figure III.23. Section d'armatures de la poutre palière calculée à la torsion.....	82
Figure III.24. Section d'armatures finale de la poutre palière.....	83
Figure III.25. Dessin de ferrailage de la poutre palière.....	83
Figure III.26. Vue en plan de l'escalier.....	83
Figure III.27. Schéma statique de l'escalier type 2 (partie AB).....	84
Figure III.28. Section d'escalier à ferrailer.....	85
Figure III.29. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	89
Figure III.30. Schéma statique de la poutre palière.....	90
Figure III.31. Section d'armatures de la poutre palière calculée à la flexion simple.....	93
Figure III.32. Section d'armatures de la poutre palière calculée à la torsion.....	95
Figure III.33. Section d'armatures finale de la poutre palière	96
Figure III.34. Dessin de ferrailage de la poutre palière.....	96
Figure IV.1. Spectre de calcul EX.....	102
Figure IV.2. Spectre de calcul EY.....	102
Figure IV.3. Disposition des voiles adoptée.....	103
Figure IV.4. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000V14	104
Figure IV.5. Mode 01 (translation) : $T = 0,858366s$	104
Figure IV.6. Mode 02 (translation) : $T = 0,816572s$	105
Figure IV.7. Mode 03 (torsion) : $T = 0,6576s$	105

Figure V.1. Zone nodale.....	112
Figure V.2. Section d'un poteau.....	116
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux du RDC, E. Sol et des étages 1 et 2.....	118
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 3 à 6.....	118
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 7 et 8.....	118
Figure V.6. Schéma de la zone nodale.....	124
Figure V.7. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC.....	126
Figure V.8. Schéma de ferrailage du Voile V_{x1} (Entresol).....	130
Figure VI.1. Semelle isolée.....	132
Figure VI.2. Semelle filante.....	133
Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier.....	140
Figure VI.4. Schéma statique du débord.....	140
Figure VI.5. Schéma de ferrailage du débord.....	141
Figure VI.6. Schéma des lignes de rupture du radier.....	141
Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon X-X.....	142
Figure VI.8. Schéma statique de la nervure selon Y-Y.....	143
Figure VI.9. Schéma des nervures.....	144
Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	145
Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.....	146
Figure VI.12. Répartition des contraintes sur le mur.....	147
Figure VI.13. Schéma de ferrailage du mur adossé.....	150

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques.....	02
Tableau I.2. Dosage et composition du béton.....	04
Tableau II.1. Évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	13
Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher étage courant à corps creux.....	14
Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à dalle pleine.....	15
Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à dalle pleine (Ascenseur).....	15
Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher étage courant à dalle pleine.....	16
Tableau II.6. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	17
Tableau II.7. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	17
Tableau II.8. Dimensionnement du premier type d'escalier.....	20
Tableau II.9. Dimensionnement du deuxième type d'escalier.....	21
Tableau II.10. Dimensionnement du troisième type d'escalier.....	21
Tableau II.11. Évaluation des charges revenant aux paliers.....	22
Tableau II.12. Évaluation des charges revenant aux volées.....	22
Tableau II.13. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	25
Tableau II.14. Résultats de la descente de charge du poteau (P1).....	28
Tableau II.15. Résultats de la descente de charge du poteau (P2).....	30
Tableau II.16. Résultats de la descente de charge du poteau (P3).....	32
Tableau II.17. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	33
Tableau II.18. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	35
Tableau III.1. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	41
Tableau III.2. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	41

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU.....	44
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS.....	45
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU.....	45
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS.....	45
Tableau III.7. Sollicitations maximales des différents niveaux.....	46
Tableau III.8. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles.....	47
Tableau III.9. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	52
Tableau III.10. Vérifications nécessaires à l'ELU.....	53
Tableau III.11. Vérification des contraintes à l'ELS.....	53
Tableau III.12. Schémas de ferrailage des poutrelles.....	53
Tableau III.13. Ferrailage de dalle sur trois appuis.....	56
Tableau III.14. Ferrailage de dalle sur quatre appuis.....	60
Tableau III.15. Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	63
Tableau III.16. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	69
Tableau III.17. Vérification des contraintes.....	69
Tableau III.18. Sollicitations dans le premier type d'escalier (Type 1).....	71
Tableau III.19. Sollicitations dans l'escalier (Type 2).....	84
Tableau IV.1. Valeur de A.....	98
Tableau IV.2. Valeur de R.....	98
Tableau IV.3. Valeur des pénalités.....	99
Tableau IV.4. Valeur de C_T	100
Tableau IV.5. Valeur de T_1 et T_2	100
Tableau IV.6. Modes et taux de participations des masses.....	106
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	106
Tableau IV.8. Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens x-x).....	107

Tableau IV.9. Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens y-y).....	107
Tableau IV.10. Vérification de l'interaction sous charges verticales (sens z-z).....	108
Tableau IV.11. Vérifications des déplacements de niveaux selon x-x.....	108
Tableau IV.12. Vérifications des déplacements de niveaux selon y-y.....	109
Tableau IV.13. Vérification de l'effet $P - \Delta$	110
Tableau IV.14. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	110
Tableau IV.15. Dimensions finales des éléments structuraux.....	110
Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	112
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux.....	113
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.....	114
Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux.....	114
Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux.....	115
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	116
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.....	117
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale.....	117
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm ²	120
Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm ²	121
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.....	122
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	122
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	123
Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux.....	124
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales.....	125
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	125
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	125
Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	126

Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=1,2m$	128
Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1,2m$	128
Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1,6m$	128
Tableau V.22. Ferrailage du voile V_y dans tous les niveaux.....	129
Tableau V.23. Ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	130
Tableau V.24. Ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	130
Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.....	138
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	139
Tableau VI.3. Vérification des contraintes après augmentation de At	139
Tableau VI.4. Section d'armateur du débord.....	140
Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	141
Tableaux VI.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	143
Tableaux VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	143
Tableau VI.8. Résultats de ferrailage des nervures.....	144
Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	145
Tableau VI.10. Sections de ferrailage.....	148
Tableau VI.11. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	149
Tableau VI.12. Nouvelle sections de ferrailage.....	149

Introduction

Introduction générale

Il ya plus de 200 millions d'années, la terre n'était qu'un seule continent entouré par un grand océan. Au fur et à mesure du temps géologique, elle s'est fractionnée en formant ce qui est actuellement les cinq grands continents. Cette colossale déformation du globe est principalement due à la tectonique des plaques, en engendrant des vibrations qui propagent à travers le globe donnant naissance à des tremblements de terre.

Les tremblements de terre, ou les séismes, sont des phénomènes naturels qui ont marqués leurs présence dans l'histoire de l'humanité par leurs faits dévastateurs détruisant ainsi des villes entières laissant derrières eux des corps sans âmes et des villes entièrement en ruines.

L'Algérie, par exemple, est l'une de ces parties de globe qui a connue et qui a vécue ces phénomènes. En effet, le dernier évènement sismique est non loin, c'était le 21 du mois de mai de l'année 2003, au moment les gens rejoignaient leur foyers en fin de journée, un séisme majeur frappa la région Nord Est de la capitale, pas plus de 30 seconde ont été suffisantes pour faire plus de 2500 morts, prés de 15000 blessés et des dizaines de milliers de sans abris, sans oublier bien sur l'impact financier colossal issu des dégâts matériels causé par l'effondrement des structure vulnérables.

Le Génie civil représente l'ensemble des arts et techniques de constructions civiles. les ingénieurs sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet des actions permanentes, les actions d'exploitations, climatiques et accidentelles, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, esthétiques et économiques de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (comportant un rez-de-chaussée à usage garages personnel, huit étages et un entresol à usage d'habitation). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques (D.T.R-BC2.2 et le D.T.R-BC 2.331).

Après avoir présenté l'ouvrage, les règlements et normes utilisés et la définition des caractéristiques des matériaux utilisés au chapitre I, on est passé au deuxième chapitre, au pré dimensionnement des éléments du bâtiment. Dans le chapitre III, nous avons procédé au calcul des éléments secondaires de l'ouvrage tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère,...etc. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure qui est consacré à la recherche d'un bon comportement par la mise en place d'une bonne disposition des voiles, tout en satisfaisant les conditions exigées par le RPA. La structure a été donc modélisée par le logiciel SAP 2000. Ensuite dans le chapitre cinq nous avons procédé au ferrailage des éléments structuraux et Enfin au chapitre VI, nous avons fait un choix des fondations qui convient au caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

Chapitre I
Généralités

1. Introduction :

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de mon projet de fin d'études.

2. Présentation de l'ouvrage:

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+8+ un entresol) à usage multiple constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) destiné comme des garages à usage personnel.
- Un entresol + du 1er au 8ème étage à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté au lieu-dit TAGHEZOUETH dans la commune de bejaïa qui est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Caractéristiques géométriques:

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant:

Dimensions	(m)
Dimension en plan	17,00×11,40
Hauteur totale	32,22
Hauteur de l'entresol	4,08
Hauteur du RDC	4,08
Hauteur des étages courants	3,06

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques

3. Conception:

3.1. Le contreventement :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

3.2. Plancher:

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

a. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonnées sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Figure I.1. Plancher à corps creux

b. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

3.3. Maçonnerie :**a. Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+15).

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

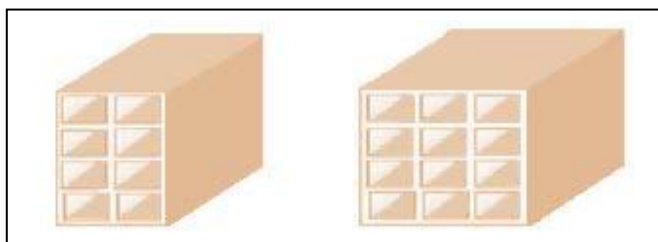


Figure I.2. Brique creuse

3.4. Revêtement :

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

3.5. Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisé en béton armé coulé sur place.

3.6. Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (il fait le mouvement de va et vient) et pour accéder aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

4. Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

4.1. Béton :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau. Le béton armé est obtenu en ajoutant des aciers dans le béton.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

a. Dosage et composition du béton:

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, la composition moyenne pour 1m³ de béton est la suivante:

Composantes	Graviers 15/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tableau I.2. Dosage et composition du béton

b. La résistance caractéristique du béton :

- **En compression (f_{cj}) :** (CBA.93 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

À un âge $j < 28$ jours : $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$

- **En traction** (f_{tj}) : (CBA.93 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la traction du béton $f_{t28} = 2,1$ [MPa], déduite de la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

c. Déformations longitudinales du béton:

- **Déformations instantanées** « E_{ij} » : (CBA 93 [ART 2.1.1.2] P7)

$E_{ij} = 32164,2$ [MPa] ; déduite de la formule $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ [MPa] pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

- **Déformations différées** « E_{vj} »: (CBA 93 [ART 2.1.2.2] P7)

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ [MPa] ; Dans notre cas $E_{vj} = 1,08 \times 10^4$ [MPa], pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

d. Coefficient de poisson: (CBA 93 [ART 2.1.2.3] P8)

$\nu = 0.2$ Pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ (Zéro) Pour le calcul des sollicitations.

e. Diagrammes déformations –contraintes de béton : (CBA 93 [ART 4.3.4])

On distingue (figure I.3):

- Le diagramme « parabole rectangle ».
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

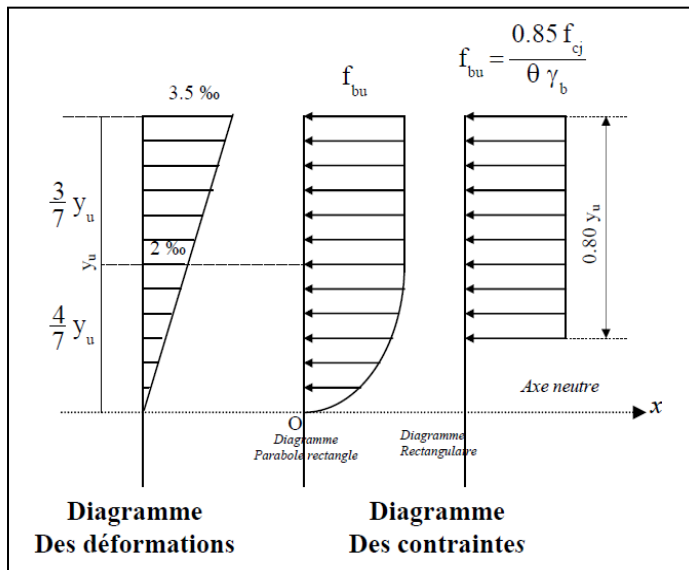


Figure I.3. Diagrammes déformations – contraintes de béton

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours ;

γ_b : coefficient de sécurité égale 1.5

f_{bu} : contrainte de calcul

Le coefficient θ prend les valeurs :

- 1 pour une durée d'application des charges $> 24h$

- 0.9 Pour $1h \leq \text{durée} \leq 24h$

- 0.85 si durée $< 1h$

Les contraintes limites :

- **Etat limite ultime : (CBA 93 [ART 3.3.2] P24)**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel.

$\gamma_b = 1,5$ cas de situations durables ou transitoires.

1,15 cas de situations accidentelles.

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\theta = 0,9 \quad 1h < \text{durée} < 24h$$

$$\theta = 0,85 \quad \text{durée} < 1h$$

$$\theta = 1 \quad \text{durée} > 24h$$

- **Etat limite de service : (CBA 93 [ART 5.1.4])**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6f_{cj}$; dans notre cas $\sigma = 15[MPa]$.

- **Contrainte limite de cisaillement : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1] P39)**

$\tau_u = 3,33 [MPa]$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\tau_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 [MPa] \right\}$$

$\tau_u = 2,5 [MPa]$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante:

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_c 28}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

4.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

4.2.1. Contrainte limite :

➤ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation.

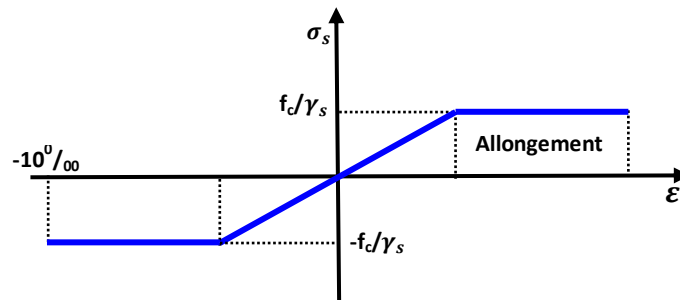


Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable ou transitoire.

➤ Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f t j})$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f t j})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

5. Conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont comme suite :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818,865 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.
- Pour les armatures de l'acier:
 - longitudinales : on a choisi le : « $f_{e.E.400}$ » $H.A f_e = 400 \text{ MPa}$
 - transversales : on a choisi le : « $f_{e.E.235}$ » $H.A$
 - treillis soudés (de la dalle de compression) : « $f_{e.E.500}$ » $H.A f_e = 500 \text{ MPa}$

Chapitre II
Pré dimensionnement

1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

2. Pré dimensionnement des différents éléments :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueur, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

2.1. Les Planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Dans ce projet on utilise deux types de planchers :

- Planchers à corps creux ;
- Planchers à dalles pleines.

❖ plancher à corps creux :

Les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

- L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$

L_{max} : La plus grande portée dans le sens considéré.

$$L_{max} = 3,30 - 0,3 = 3,00m$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{300}{22,5} \Rightarrow h \geq 13,33cm$$

Alors : on adopte un plancher d'une épaisseur de : $h = 20$ cm.

Avec :

- 16 cm : épaisseur de corps creux ;
- 4 cm : épaisseur de la dalle de compressions.

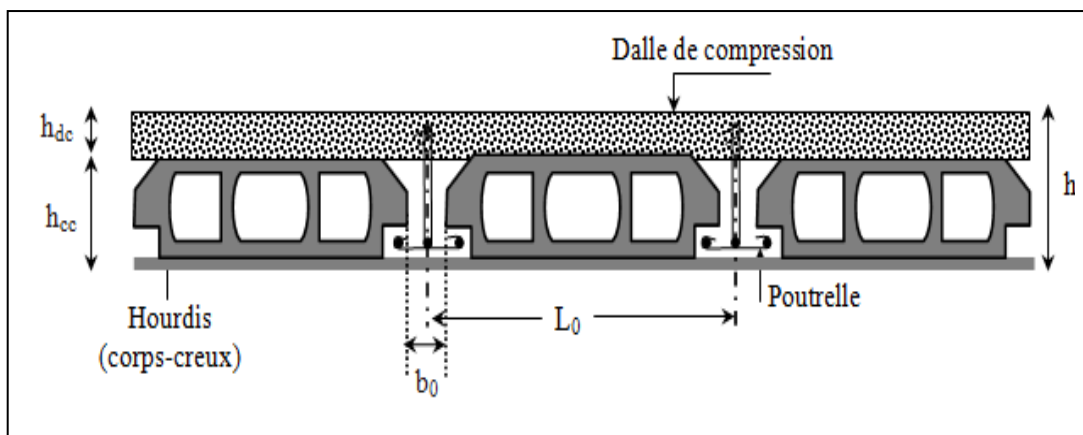


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

➤ Dispositions des poutrelles :

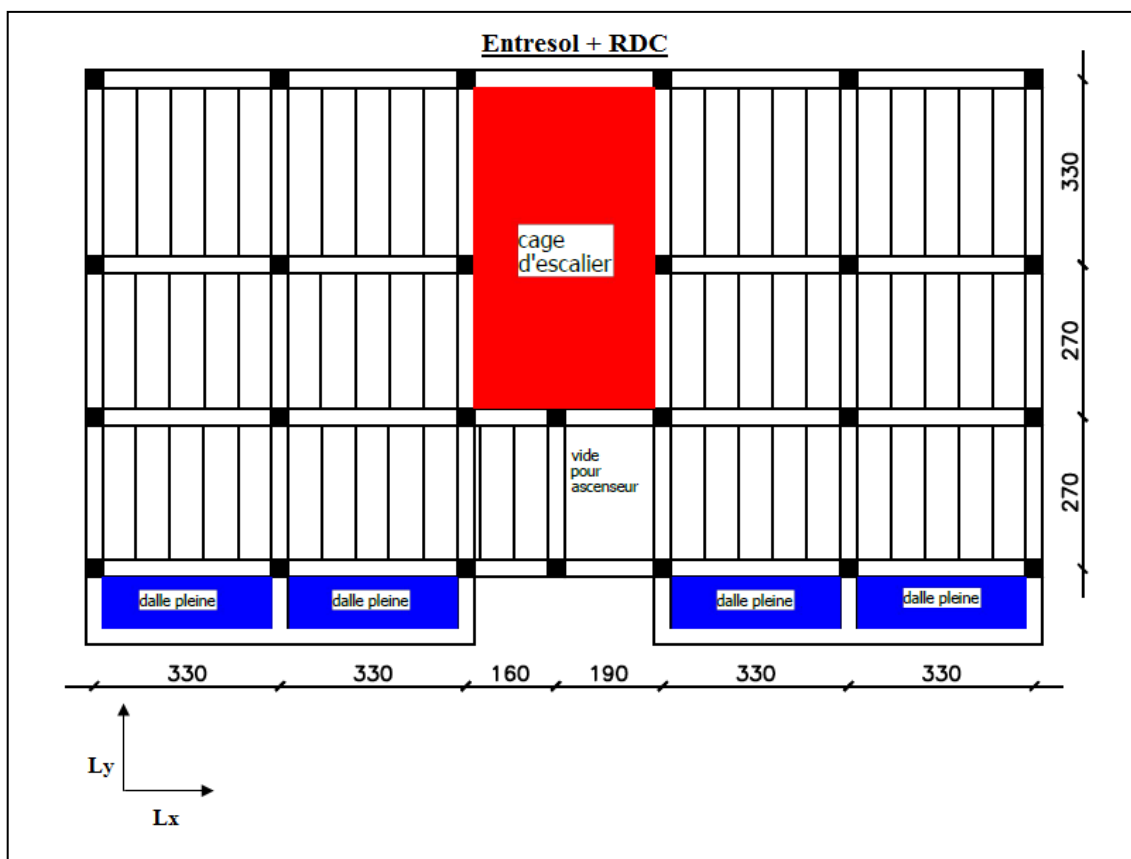


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (Entresol+RDC)

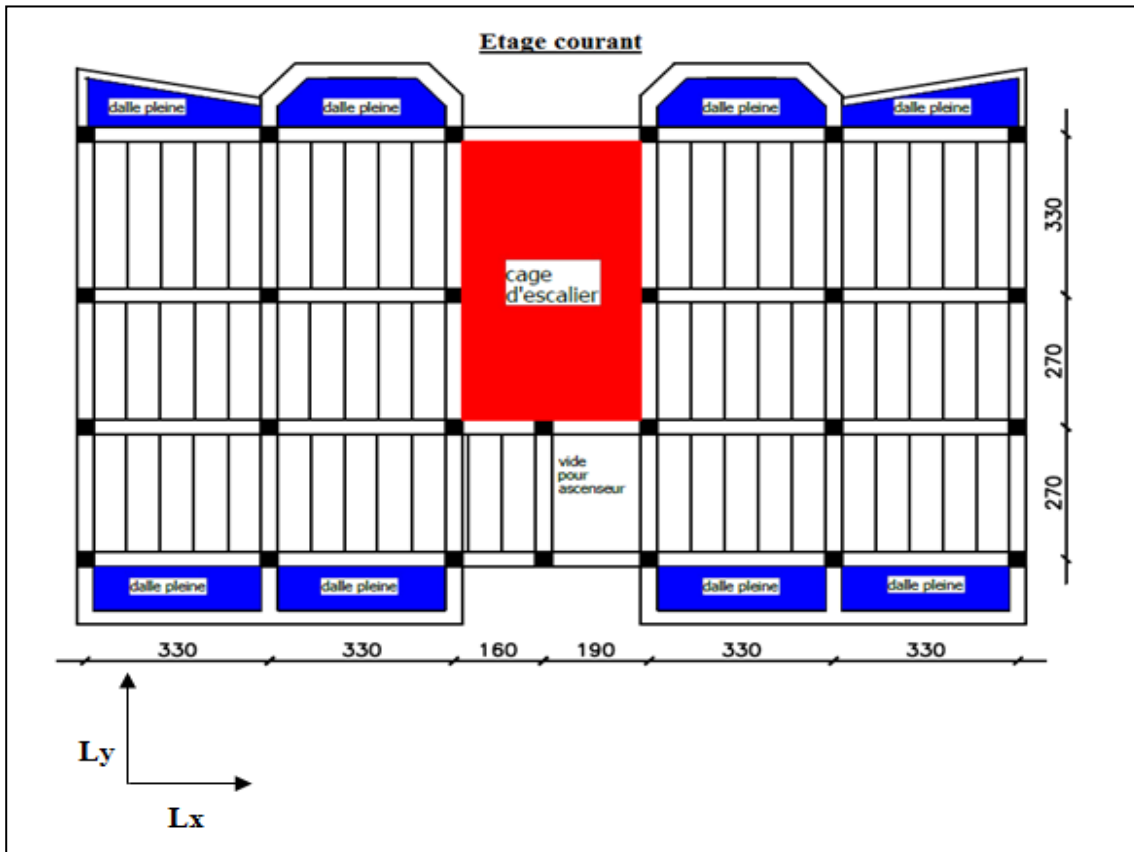


Figure II.3. Plan de disposition des poutrelles (Etage courant)

➤ Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travail dans une seule direction.

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

h0 : Hauteur de la dalle de compression

b0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

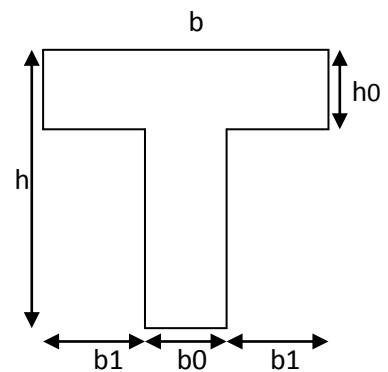


Figure II.4. Schema d'une poutrelle

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y \text{ min}}{10}\right) \dots \dots (\text{CBA93. Art 4. 1. 3})$$

Lx : Distance entre nus de deux poutrelles.

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

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8)h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 16) ; \text{ soit : } b_0 = 10\text{cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y \text{ min} = 270 - 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(27,5 ; 24) \Rightarrow b = 58 \text{ cm}$$

❖ Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements : (BAEL91)

- Critères de résistance :

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

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

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \text{ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

- Critères de coupe feu :

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup feu.

$e \geq 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coup feu.

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

✓ Dalle sur 03 appuis

$$\rho = L_x / L_y = 120/300 = 0,4$$

$$L_x = 120 \text{ cm}$$

$$\frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40} \rightarrow 2,67 \leq e \leq 3$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$ (3 heures de coup feu)

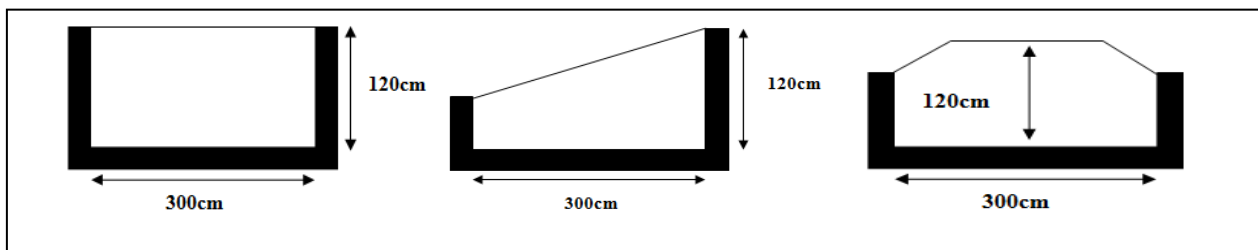


Figure II.5. Schéma des dalles sur trois appuis

✓ **Dalle sur 04 appuis (dalle de l'ascenseur)**

$$\rho = L_x / L_y = 0,66 > 0,4$$

$$L_x = 160 \text{ cm}$$

$$\frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \rightarrow 3,55 \leq e \leq 4$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$ (3heurs de coup feu)

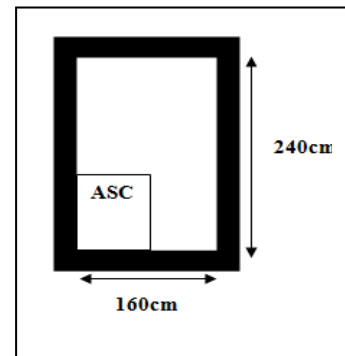


Figure II.6. Schéma de la dalle sur quatre appuis

❖ **Evaluation des charges et des surcharges revenants aux différents planchers :**

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

➤ **Plancher terrasse inaccessible à corps creux :**

N°	couche	Poids volumique (KN/ m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
01	Protection en gravier	20	0,04	0,8
02	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
03	Forme de pente (emoy=10 cm)	22	0,1	2,2
04	Para vapeur (Feuille polyane)	/	/	0,01
05	Isolation thermique	4	0,04	0,16
06	Plancher corps creux (16 + 4)	14,25	0,2	2,85
07	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Total				6,34

Tableau II.1. Évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible à corps creux

$G_{ti} = 6,34 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la terrasse inaccessible à corps creux.

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

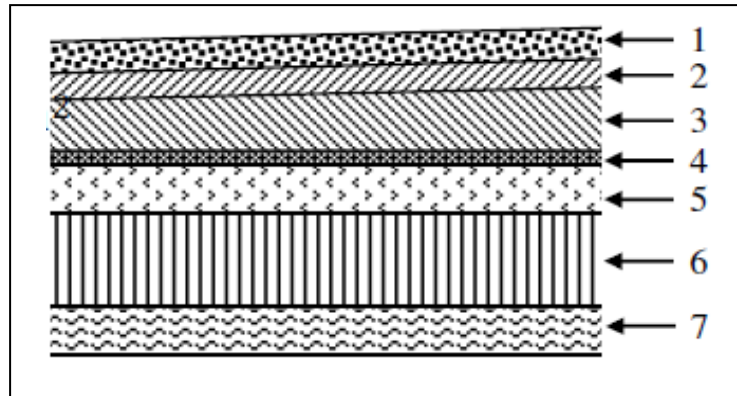


Figure II.7. Charges permanentes du plancher T-I à corps creux

➤ **Plancher étage courant (corps creux) :**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
01	Carrelage	20	0,02	0,4
02	Mortier de pose	20	0,02	0,4
03	Lit de sable	18	0,03	0,54
04	Plancher à corps creux	14,25	0,2	2,85
05	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
06	Cloisons légers	/	/	1
total				5,39

Tableau II.2. Évaluation des charges revenant au plancher étage courant à corps creux

$G_{pc}=5,39 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant au plancher courant à corps creux.

$Q_{pc} = 1,5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant au plancher courant à corps creux (DTR BC2-2).

$Q_{pc} = 2,5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant au plancher du RDC (DTR BC2-2).

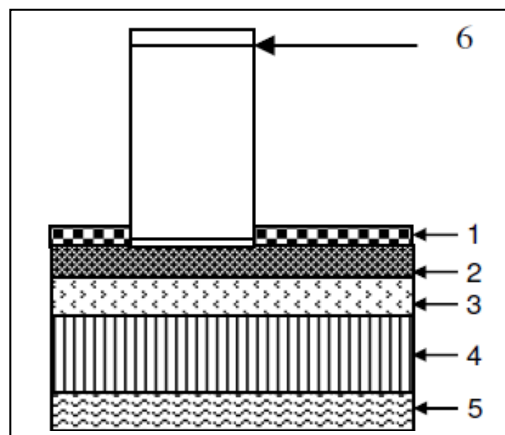


Figure II.8. Charges permanentes du plancher étage courant à corps creux

➤ **Plancher terrasse inaccessible à dalle pleine :**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
01	Protection gravillons	20	0,04	0,8
02	Étanchéité multicouches	6	0,02	0,12
03	Forme de pente	22	0,1	2,2
04	Plancher à dalle pleine	25	0,15	3,75
05	Isolation thermique	4	0,04	0,16
06	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
total				7,23

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à dalle pleine

G_{ii} (dalle pleine) = 7,23 KN/m² ; étant la charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible à dalle pleine.

Q_{ii} (dalle pleine) = 1 KN/m²; étant la surcharge revenant au plancher terrasse inaccessible à dalle pleine (DTR BC2-2).

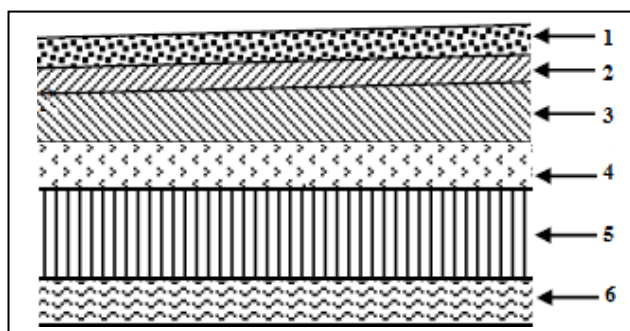


Figure II.9. Charges permanentes du plancher T-I à dalle pleine

➤ **Plancher terrasse inaccessible à dalle pleine (Ascenseur) :**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
01	Protections gravillons	20	0,04	0,8
02	Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
03	Forme de pente	22	0,1	2,2
04	Plancher à dalle pleine	25	0,15	3,75
05	Isolation thermique	4	0,04	0,16
06	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
total				7,23

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à dalle pleine (Ascenseur)

G_{ii} (Ascenseur) = 7,23 KN/m² ; étant la charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible à dalle pleine.

$Q_{ii}(\text{Ascenseur}) = 1 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant au plancher terrasse inaccessible à dalle pleine (DTR BC2-2).

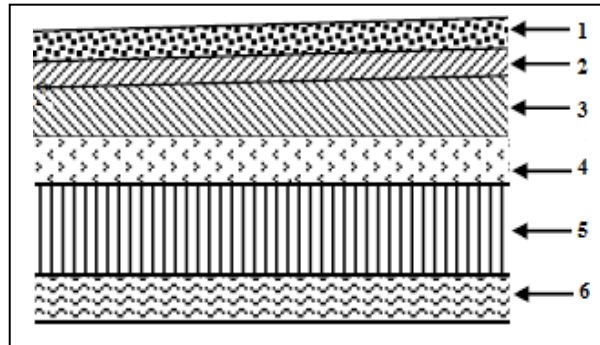


Figure II.10. Charges permanentes du plancher T-I à dalle pleine (Ascenseur)

➤ **Plancher à dalle pleine (étage courant):**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
01	Carrelage	20	0,02	0,4
02	Mortier de pose	20	0,02	0,4
03	Lit de sable	18	0,02	0,36
04	Plancher à dalle pleine	25	0,15	3,75
05	Enduit de plâtre	12	0,02	0,2
06	Cloisons légers	/	/	1
total				6,11

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher étage courant à dalle pleine

$G_{pc}(\text{dalle pleine})=6,11 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant au plancher courant à dalle pleine.

$Q_{pc}(\text{dalle pleine})=2,5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant au plancher courant à dalle pleine (DTR BC2-2).

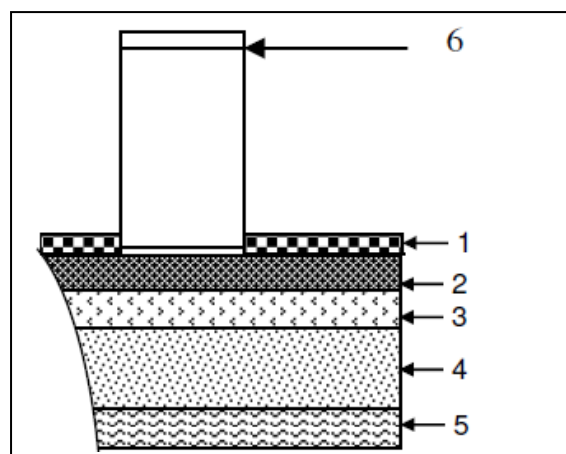


Figure II.11. Charges permanentes du plancher courant à dalle pleine

➤ **Balcons en dalle pleine :**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
01	Carrelage	20	0,02	0,4
02	Mortier de pose	20	0,02	0,4
03	Lit de sable	18	0,02	0,36
04	Plancher à dalle pleine	25	0,15	3,75
05	Enduit de plâtre	12	0,02	0,2
Total				5,11

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

G_{pc} (dalle pleine balcon)=5,11 KN/m² ; étant la charge permanente revenant aux balcons.

Q_{pc} (dalle pleine balcon)=3,5 KN/m² ; étant la surcharge revenant aux balcons (DTR BC2-2).

➤ **Murs extérieurs :**

N°	Désignations des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit en plâtre intérieur	10	0,02	0,2
02	Brique creuse	9	0,1	0,9
03	Brique creuse	9	0,15	1,35
04	Enduit en ciment extérieur	18	0,02	0,36
Total				2,81

Tableau II.7. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

$G = 2,81$ KN/m² ; étant la charge des murs extérieurs.

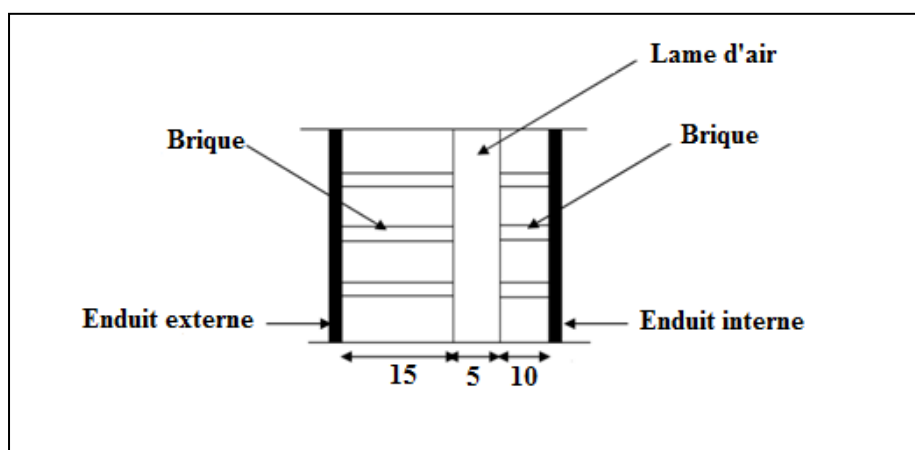


Figure II.12. Mur extérieur

➤ **Acrotère :**

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

Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = (0,02 \times 0,1) / (2) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,069 \text{ m}^2$$

✓ **Charge permanente :**

- **Le poids propre de l'acrotère**

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

$$\rightarrow G = (0,069 \times (0,25)) \times 1$$

$$\rightarrow G = 1,725 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment**

$$G = \gamma_c \times e \rightarrow G = 20 \times 0,02 \rightarrow G = 0,4 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow G_t = 1,725 + 0,4 = 2,125 \text{ KN/ml}$$

✓ **La Surcharge d'exploitation :**

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

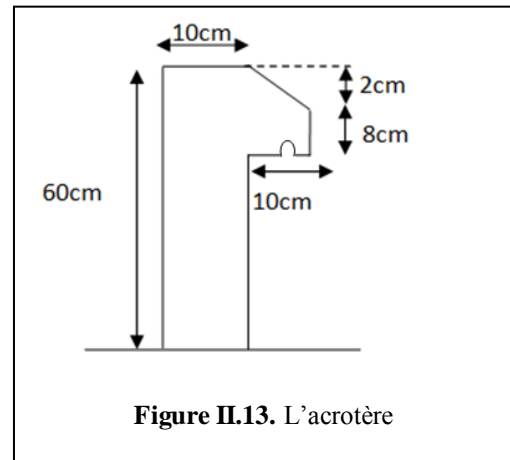


Figure II.13. L'acrotère

2.2. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

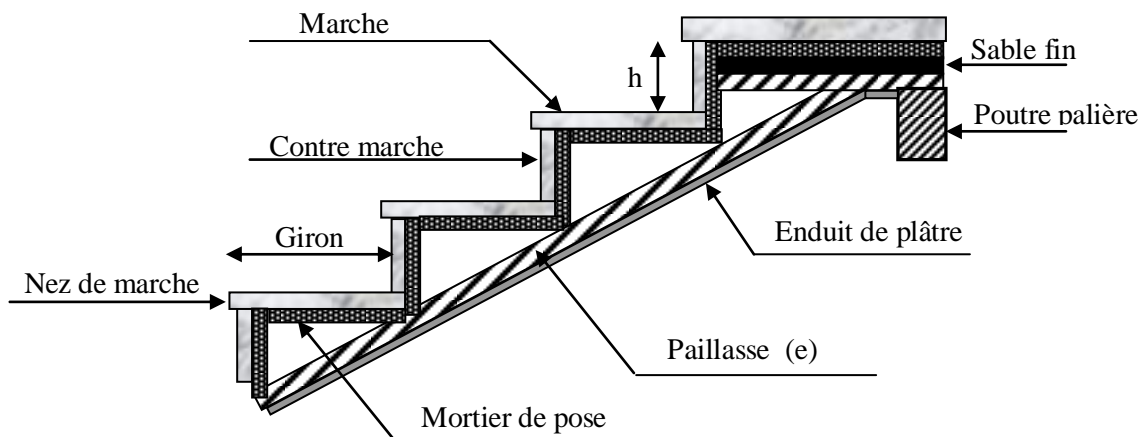


Figure II.14. Détail d'un escalier

Pour dimensionner les marches (g) et contre marche (h) on utilise la formule de BLONDEL

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm} \quad \dots\dots\dots (1)$$

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

Avec *h* : hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

Le nombre de marche n est donné par $n = \frac{H}{h}$

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

✓ **Type 1** : Escalier des étages courants :

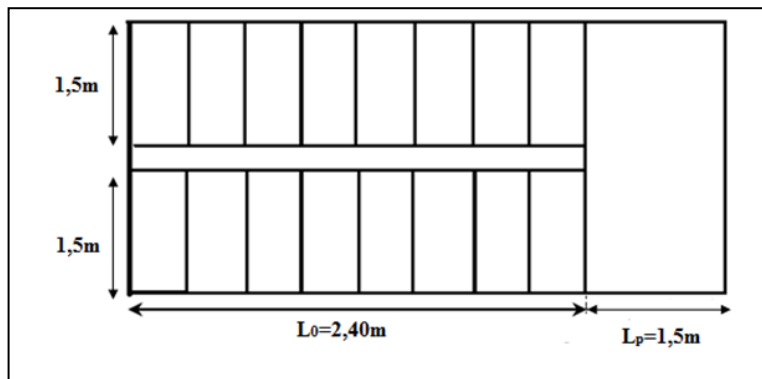


Figure II.15. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

$$n = \frac{H}{h} \rightarrow h = \frac{H}{n} \quad ; \quad g = \frac{L_0}{n-1} \rightarrow L_0 = g \times (n-1)$$

En remplaçant *h* et *g* dans (1) :

$$2 \times h + g = 64$$

$$\frac{L_0}{n-1} + 2 \times \left(\frac{H}{n}\right) = 64\text{cm} \rightarrow 64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2 H = 0$$

n : c'est la solution de l'équation.

$$H = 153 \text{ cm} \quad ; \quad L_0 = 240 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 64 n^2 - 610 n + 306 = 0 \quad ; \text{Après la résolution, on trouve } (n = 9, n - 1 = 8)$$

$$\text{D'où } h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm} \text{ et } g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la paillasse**

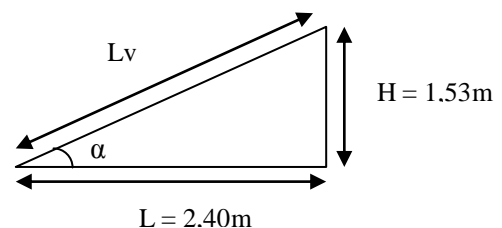
Elle est calculée par la relation suivante:

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L = L_p + L_v$$

Et : *L* : Longueur total entre nus d'appuis ;

L_v : Longueur de la volée ;

L_p : Longueur du palier de repos.



$$Lv = \sqrt{(1,53^2 + 2,4^2)} = 2,84m$$

$$L = 1,5 + 2,84 = 4,34m \rightarrow 14,47cm \leq e \leq 21,7cm$$

On prend $e = 15cm$

- **L'inclinaison α**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

H(m)	h(cm)	n	g(cm)	L ₀ (m)	L _p (m)	L _v (m)	L(m)	α	e(cm)
1,53	17	9	30	2,4	1,5	2,84	4,34	32,52	15

Tableau II.8. Dimensionnement du premier type d'escalier

✓ **Type 2 :** la petite volée de l'escalier du RDC :

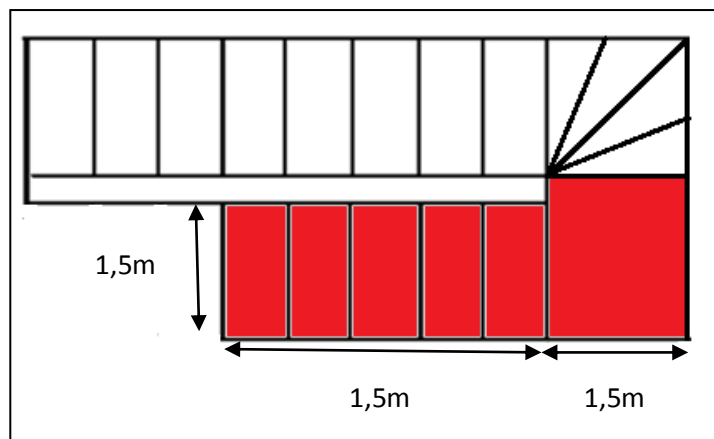


Figure II.16. La petite volée de l'escalier du RDC

$$n = \frac{102}{17} = 6 \text{ Contre marches}$$

⇒ le nombre de marche est $(n - 1) = 5$ marches

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{150}{5} = 30cm$$

Donc $59 \leq 2 \times h + g \leq 64$ c'est vérifiée.

- **L'inclinaison α**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0,68 \rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

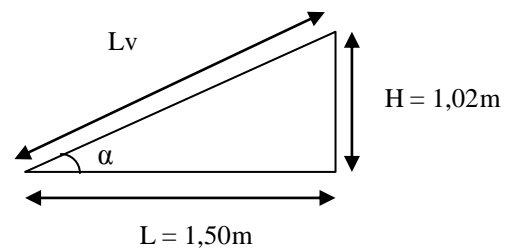
- **Epaisseur de la paillasse**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L = L_p + L_v$$

$$Lv = \sqrt{(1,02^2 + 1,5^2)} = 1,81m$$

$$L = 1,5 + 1,81 = 3,31m \rightarrow 11,04cm \leq e \leq 16,57cm$$

On prend $e = 15cm$



H(m)	h(cm)	n	g(cm)	L ₀ (m)	L _p (m)	L _v (m)	L(m)	α	e(cm)
1,02	17	6	30	1,5	1,5	1,81	3,31	34,21	15

Tableau II.9. Dimensionnement du deuxième type d'escalier

✓ **Type 3** : Escalier de l'entresol :

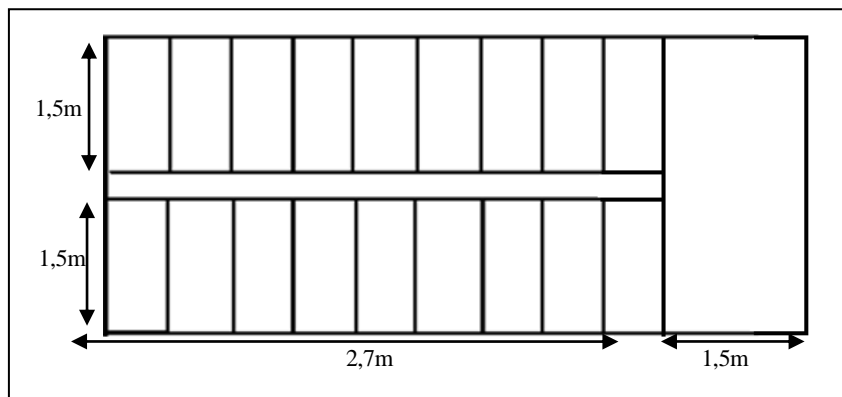


Figure II.17. Vue en plan d'un escalier droit à deux volées

$$n = \frac{170}{17} = 10 \text{ Contre marche}$$

⇒ le nombre de marche est $(n - 1) = 9$ marches

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm} \quad \text{Donc } 59 \leq 2 \times h + g \leq 64 \dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

- **L'inclinaison α**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0,629 \rightarrow \alpha = 32,19^\circ$$

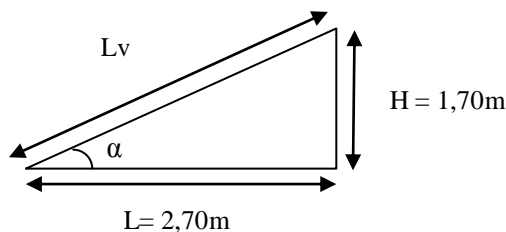
- **Epaisseur de la paille**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L = L_p + L_v$$

$$L_v = \sqrt{(1,7^2 + 2,7^2)} = 3,19\text{m}$$

$$L = 1,5 + 3,19 = 4,69\text{m} \rightarrow 12,3\text{cm} \leq e \leq 23,45\text{cm}$$

On prend $e = 15\text{cm}$



H(m)	h(cm)	n	g(cm)	L ₀ (m)	L _p (m)	L _v (m)	L(m)	α	e(cm)
1,7	17	10	30	2,7	1,5	3,19	4,69	32,19	15

Tableau II.10. Dimensionnement du troisième type d'escalier

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

➤ **Palier :**

N°	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)

01	carrelage	20	0,02	0,4
02	Mortier de pose	20	0,02	0,4
03	Lit de sable	18	0,02	0,36
04	Poids du palier	25	0,15	3,75
05	Enduit de ciment	18	0,02	0,27
Total				5,18

Tableau II.11. Évaluation des charges revenant aux paliers

$G_{\text{palier}} = 5,18 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Volées :**

N°	Désignation	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m²)		
				Type 1	Type 2	Type 3
01	Carrelage horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4
02	Carrelage vertical	20	0,02 h/g	0,23	0,23	0,23
03	Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4
04	Mortier de pose vertical	20	0,02 h/g	0,23	0,23	0,23
05	Poids de la volée	25	$0,15/\cos(\alpha)$	4,45	4,53	4,43
06	Poids des marches	22	h/2	1,87	1,87	1,87
07	Garde corps	/	/	0,6	0,6	0,6
08	Enduit de ciment	18	$0,015/\cos(\alpha)$	0,32	0,32	0,32
Total				8,5	8,58	8,48

Tableau II.12. Évaluation des charges revenant aux volées

2.3. les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé.

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

✓ **Poutres principales :**

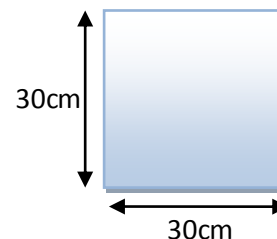
$L_{\text{max}} = 3,30 - 0,30 = 3 \text{ m}$

Donc $\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$

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

– **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée



$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

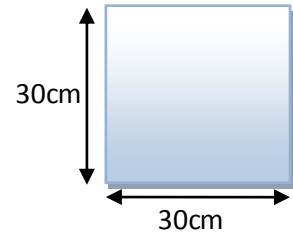
$$h/b = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$L_{max} = 3,30 - 0,30 = 3 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

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



– **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$h/b = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales dues au vent et au séisme, le dimensionnement de ce dernier revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$$

Avec : h_e : hauteur libre d'étage ;

e : épaisseur du voile.

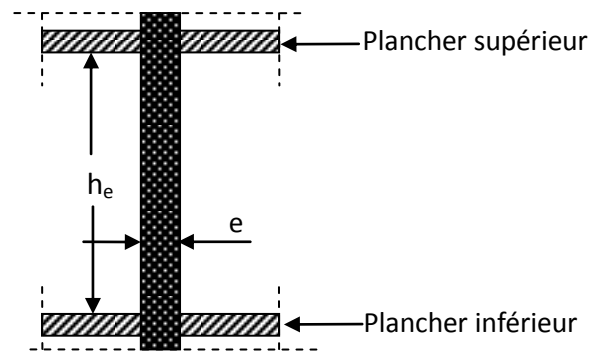


Figure II.18. Coupe verticale d'un voile

Dans notre cas, nous avons :

✓ **Entresol et RDC :**

$$h_e = h - e_{dalle}$$

Avec : h c'est la hauteur d'étage avec la dalle.

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne } e = \max(19,4; 15 \text{ cm}) \rightarrow e = 19,4 \text{ cm}$$

✓ **Les autres niveaux :**

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Ce qui donne $e = \max (14,3 ; 15 \text{ cm}) \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

On prend : 20 cm pour l'entresol et le RDC ;

15 cm pour les autres niveaux.

2.5. Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs destinés à reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance ;
- Flambement ;
- Les exigences de RPA 99/2003.

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.

Les poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

- **P1** : poteau au niveau de la cage d'escalier ;
- **P2** : poteau central ;
- **P3** : poteau de rive.



Figure II.19. Les poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités

➤ Descente de charge :

On va considérer des poteaux (30×30) cm² pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

Niveau	Dimensions ($b \times h$) cm ²	poids propre g (KN) $g = h b He \gamma_c$
Entresol + RDC	50 × 55	28,05
Etage 1 et 2	45 × 50	17,2125
Etage 3 et 4	40 × 45	13,77
Etage 5 et 6	35 × 40	10,71
Etage 7 et 8	30 × 35	8,0325

Tableau II.13. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

H_e : hauteur du poteau

- $H_e = 4,08 \text{ m}$ pour l'entresol et le RDC ;
- $H_e = 3,06 \text{ m}$ pour le reste des étages.

➤ **Pré dimensionnement du Poteau (P1) :**

Surfaces afférentes :

- **Niveau 8 (Terrasse inaccessible) :**

$S_1 = 2,4 \text{ m}^2$; $S_2 = 2,25 \text{ m}^2$;

$S_3 = 1,92 \text{ m}^2$; $S_4 = 1,8 \text{ m}^2$

$$G_{pp} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{pp}$$

$$L_{pp} = 3,1 \text{ m} ; L_{ps} = 2,7 \text{ m}$$

$$\Rightarrow G_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,1 = 6,975 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 2,7 = 6,075 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G_{poutres} = 13,05 \text{ KN}$$

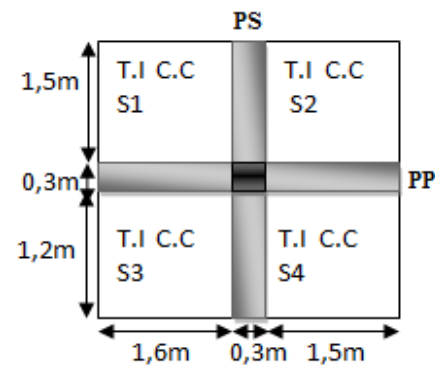


Figure II.20. Surface afférente terrasse inaccessible

T.I : terrasse inaccessible ; **C.C** : corps creux.

PP : poutre principale ; **PS** : poutre secondaire.

- De 1^{er} au 7^{eme} étage :

$$S1 = 2,4 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,25 \text{ m}^2$$

$$S3 = S5 = 0,96 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,8 \text{ m}^2$$

$$L_{pp} = 3,1 \text{ m}$$

$$L_{ps} = 2,7 \text{ m}$$

$$\Rightarrow G_{pp} = 6,975 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 6,075 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G_{poutre} = 13,05 \text{ KN}$$

$$G_{volée} = G_v \times S_1 + G_v \times S_3 = 8,5 \times 2,24$$

$$\Rightarrow G_{volée} = 35,3136 \text{ KN}$$

- RDC :

$$S1 = 2,4 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,25 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,92 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,8 \text{ m}^2$$

$$G_{poutre} = 13,05 \text{ KN}$$

$$G_{volée} = G_v \times S1 = 25,464 \text{ KN}$$

- Entresol :

$$S1 = 2,4 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,25 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,44 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,8 \text{ m}^2$$

$$S5 = 0,48 \text{ m}^2$$

$$G_{poutre} = 13,05 \text{ KN}$$

$$G_{volée} = G_v \times S1 + G_v \times S3 = 40,2 \text{ KN}$$

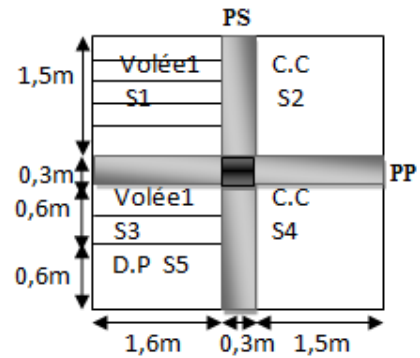


Figure II.21. Surface afférente de 1^{er} au 7^{eme} étage

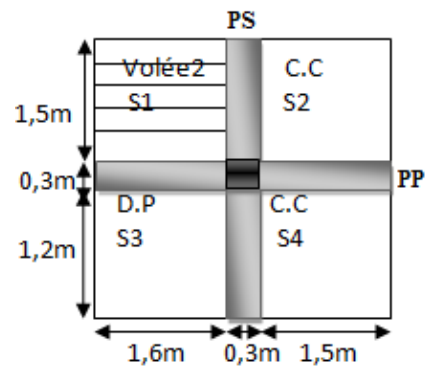


Figure II.22. Surface afférente du RDC

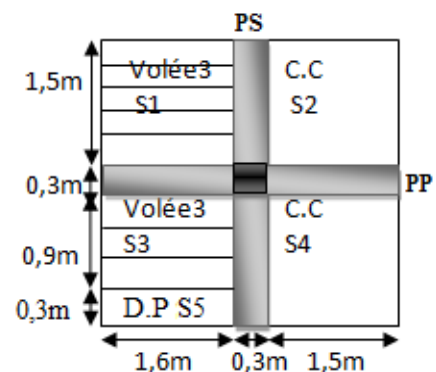


Figure II.23. Surface afférente de l'entresol

Les surcharges d'exploitations reprises par le poteau le plus chargé (poteau central) sont calculées par l'application de la loi de dégression :

Sous terrasse : Q0

Sous 9^{ème} étage : Q0 + Q1

Sous 8ème étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous 7ème étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous 6ème étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous 5ème étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + [(3 + n)/ 2n] \times \sum_{i=1}^n Q_n$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P1) sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
8	Plancher	53,0658	8,37
	Poutres	13,05	
	Poteaux	8,0325	
Somme		74,1483	8,37
7	Venant de 8	74,1483	25,245
	Plancher	26,908	
	Escalier	35,3136	
	Poutres	13,05	
	Poteaux	8,0325	
Somme		157,4523	25,245
6	Venant de 7	157,4523	40,43
	Planchers	26,908	
	Escalier	35,3136	
	Poutres	13,05	
	Poteaux	10,71	
Somme		243,4339	40,43
5	Venant de 6	243,4339	53,9325
	Planchers	26,908	
	Escalier	35,3136	
	Poutres	13,05	
	Poteaux	10,71	
Somme		329,416	53,9325
4	Venant de 5	329,416	65,745
	Planchers	26,908	
	Escalier	35,3136	
	Poutres	13,05	
	Poteaux	13,77	
Somme		418,4576	65,745
3	Venant de 4	418,4576	75,87
	Planchers	26,908	
	Escalier	35,3136	
	poutres	13,05	

	Poteaux	13,77	
Somme		507,5	75,87
2	Venant de 3	507,5	84,3075
	Planchers	26,908	
	Escalier	35,3136	
	Poutres	13,05	
	Poteaux	17,2125	
Somme		600	84,3075
1	Venant de 2	600	92,745
	Planchers	26,908	
	Escalier	35,3136	
	Poutres	13,05	
	Poteaux	17,2125	
Somme		692,48	92,475
RDC	Venant de 1	692,48	103,9
	Planchers	32,63	
	Escalier	25,464	
	Poutres	13,05	
	Poteaux	28,05	
Somme		791,678	103,9
Entresol	Venant de RDC	791,678	111,2805
	Planchers	32,63	
	Escalier	40,2	
	Poutres	13,05	
	Poteaux	28,05	
Somme		905,608	111,2805
ELU		1,35G = 1222,5708	1,5Q = 166,9207
Effort normal à la base du poteau		N'u = 1389,491 KN	

Tableau II.14. Résultats de la descente de charge du poteau (P1)

Avec $N'u = 1,35 G + 1,5 Q$

➤ **Pré dimensionnement du Poteau (P2) :**

Les Surfaces afférentes :

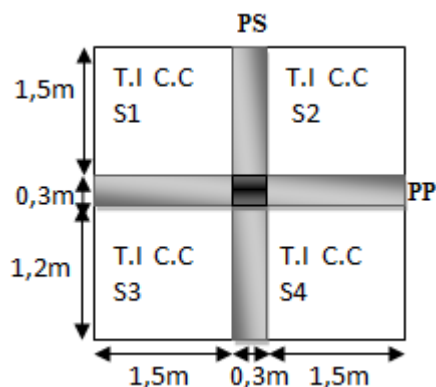


Figure II.24. Surface afférente de la terrasse inaccessible

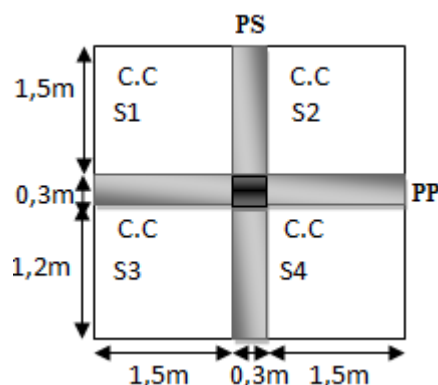


Figure II.25. Surface afférente de l'entresol à l'étage 7

$$S1 = 2,25 \text{ m}^2 ; S2 = 2,25 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,8 \text{ m}^2 ; S4 = 1,8 \text{ m}^2$$

$$L_{pp} = 3 \text{ m} ; L_{ps} = 2,7 \text{ m}$$

$$\rightarrow G_{pp} = 6,75 \text{ KN} ; G_{ps} = 6,075 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 12,825 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P2) sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
8	Plancher	51,354	8,1
	Poutres	12,825	
	Poteaux	8,0325	
Somme		72,2115	8,1
7	Venant de 8	72,2115	20,25
	Plancher	43,659	
	Poutres	12,825	
	Poteaux	8,0325	
Somme		136,728	20,25
6	Venant de 7	136,728	31,185
	Plancher	43,659	
	Poutres	12,825	
	Poteaux	10,71	
Somme		203,92	31,185
5	Venant de 6	203,92	40,905
	Plancher	43,659	
	Poutres	12,825	
	Poteaux	10,71	

	Somme	271,116	40,905
4	Venant de 5	271,116	49,41
	Plancher	43,659	
	Poutres	12,825	
	Poteaux	13,77	
	Somme	341,37	49,41
3	Venant de 4	341,37	56,7
	Plancher	43,659	
	Poutres	12,825	
	Poteaux	13,77	
	Somme	411,624	56,7
2	Venant de 3	411,624	62,775
	Plancher	43,659	
	Poutres	12,825	
	poteaux	17,2125	
	Somme	485,3205	62,775
1	Venant de 2	485,3205	68,4855
	Plancher	43,659	
	Poutres	12,825	
	Poteaux	17,2125	
	Somme	559,017	68,4855
RDC	Venant de 1	559,017	80,4411
	Plancher	43,659	
	Poutres	12,825	
	Poteaux	28,05	
	Somme	643,551	80,4411
Entresol	Venant de RDC	643,551	85,617
	Plancher	43,659	
	Poutres	12,825	
	Poteaux	28,05	
	Somme	728,085	85,617
	ELU	1,35G = 982,9147	1,5Q = 128,4255
	Effort normal à la base du poteau	N'u = 1111,3402 KN	

Tableau II.15. Résultats de la descente de charge du poteau (P2)

Avec $N'u = 1,35 G + 1,5 Q$

➤ **Pré dimensionnement du Poteau (P3) :**

Les Surfaces afférentes :

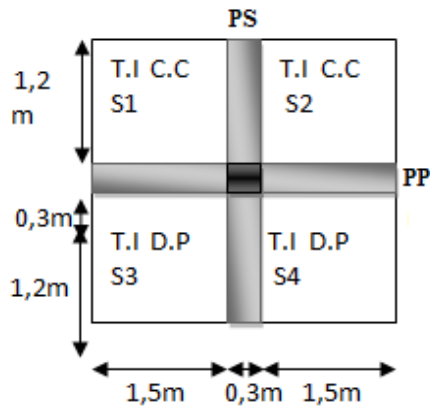


Figure II.26. Surface afférente de la terrasse inaccessible

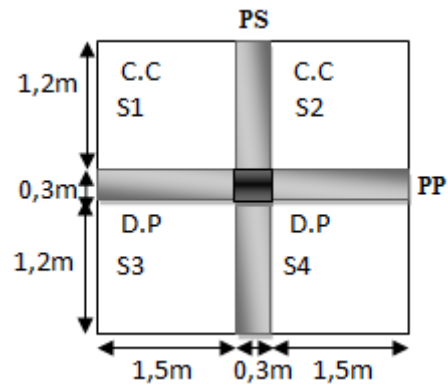


Figure II.27. Surface afférente du RDC + les autres étages

$$S1 = S2 = S3 = S4 = 1,8m^2$$

$$L_{pp} = 3 m$$

$$L_{ps} = 2,4 m$$

$$\rightarrow G_{pp} = 6,75 KN$$

$$G_{ps} = 5,4 KN$$

$$G_{poutre} = 12,15 KN$$

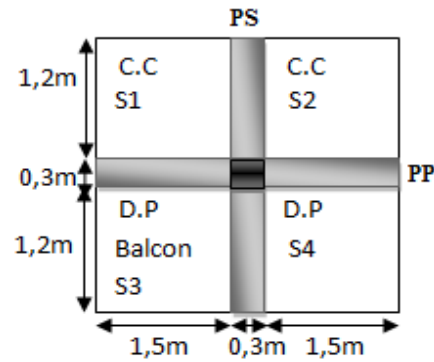


Figure II.28. Surface afférente de l'entresol

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P3) sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	Elément	Poids propres G(KN)	Surcharges Q(KN)
8	Plancher	48,452	7,2
	Poutres	12,15	
	Poteaux	8,0325	
Somme		68,635	7,2
7	Venant de 8	68,635	21,6
	Plancher	41,4	
	Poutres	12,15	
	Poteaux	8,0325	
Somme		130,2175	21,6
6	Venant de 7	130,2175	34,56
	Plancher	41,4	
	Poutres	12,15	
	Poteaux	10,71	

Somme		194,4775	34,56
5	Venant de 6	194,4775	46,08
	Plancher	41,4	
	Poutres	12,15	
	Poteaux	10,71	
Somme		258,7375	46,08
4	Venant de 5	258,7375	56,16
	Plancher	41,4	
	Poutres	12,15	
	Poteaux	13,77	
Somme		326,0575	56,16
3	Venant de 4	326,0575	64,8
	Plancher	41,4	
	Poutres	12,15	
	Poteaux	13,77	
Somme		393,3775	64,8
2	Venant de 3	393,3775	72
	Plancher	41,4	
	Poutres	12,15	
	poteaux	17,2125	
Somme		464,14	72
1	Venant de 2	464,14	78,768
	Plancher	41,4	
	Poutres	12,15	
	Poteaux	17,2125	
Somme		534,90	78,768
RDC	Venant de 1	534,90	88,8156
	Plancher	41,4	
	Poutres	12,15	
	Poteaux	28,05	
Somme		616,5025	88,8156
Entresol	Venant de RDC	616,5025	96,3
	Plancher	39,6	
	Poutres	12,15	
	Poteaux	28,05	
Somme		696,3025	96,3
ELU		1,35G = 940,0083	1,5Q = 144,45
Effort normal à la base du poteau		N'u = 1084,4583 KN	

Tableau II.16. Résultats de la descente de charge du poteau (P3)

En résumé :

$N'_u(P1) = 1389,491 \text{ KN}$; $N'_u(P2) = 1111,3402 \text{ KN}$; $N'_u(P3) = 1084,4583 \text{ KN}$.

Donc le poteau le plus sollicité est le poteau (P1) au niveau de la cage d'escalier.

Selon le CBA93 (article B.8.1, 2) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N'_u de 10%, car dans notre cas, le portique a plus de deux travées.

$Nu = 1,1 N'_u = 1,1 \times 1389,491 \rightarrow Nu = 1528,44 \text{ KN}$

❖ **Vérifications à faire :**➤ **Vérification à la compression simple (le poteau à la base $50 \times 55 \text{ cm}^2$) :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec $\sigma_{bc} = \frac{Nu}{B}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$ et $\theta = 1 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\rightarrow \frac{Nu}{B} \leq 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} \rightarrow \frac{Nu}{B} \leq 14,2 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow B \geq \frac{1528,44}{14,2} \times 10^{-3} \rightarrow B \geq 0,107 \text{ m}^2$$

Avec : B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

Pour le poteau à la base : $B = 0,5 \times 0,55 = 0,275 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,275 \text{ m}^2 \geq 0,107 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

De la même façon qu'on a vérifiée pour le poteau à la base, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Niveau	Nu (KN)	Comparaison ($B \geq B^{\text{calc}}$)		Observation
		B (m ²)	B ^{calc} (m ²)	
8	123,92	0,105	0,0087	Vérifiée
7	275,47	0,105	0,019	Vérifiée
6	428,21	0,14	0,03	Vérifiée
5	578,17	0,14	0,04	Vérifiée
4	729,89	0,18	0,051	Vérifiée
3	878,823	0,18	0,0618	Vérifiée
2	1030,21	0,225	0,0725	Vérifiée
1	1181,36	0,225	0,083	Vérifiée
RDC	1347,07	0,275	0,095	Vérifiée
Entresol	1528,44	0,275	0,107	Vérifiée

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

➤ **Vérification au flambement :**

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

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

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2)^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élançement (λ)
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400$ MPa

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

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

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 0,7 \times l_0$

l_0 : Hauteur libre du poteau

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

➤ **Vérification du poteau à la base :**

$$\text{On a : } l_0 = 4,08 - 0,3 = 3,78 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,646 \text{ m}$$

$$B = 0.5 \times 0.55 = 0.275 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.5 \times 0.55^3}{12} = 0,69 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0,69 \times 10^{-2}}{0.275}} = 0,158 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,646}{0,158} = 16,64 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{16,64}{35}\right)^2} = 0,813$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \text{ à } 1,2 \%] Br$$

$$\text{Soit : } A_s = 1\% Br$$

D'après la formule (*) :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left[\frac{fc28}{0,9 \times \gamma b} + \frac{fe}{100 \times \gamma s} \right]} \rightarrow Br \geq \frac{1528,44 \times 0,001}{0,813 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]}$$

$$\rightarrow Br \geq 0,0854 m^2$$

Or nous avons :

$$Br = (55 - 2) \times (50 - 2) \times 10 - 4 = 0,2544 m^2$$

$$Br = 0,2544 m^2 > 0,0854 m^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	(Br \geq Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{calc}	
8	123,92	0,101	19,128	0,802	0,0924	0,007	Vérifiée
7	275,47	0,101	19,128	0,802	0,0924	0,0156	Vérifiée
6	428,21	0,113	17,09	0,811	0,1254	0,024	Vérifiée
5	578,17	0,113	17,09	0,811	0,1254	0,0324	Vérifiée
4	729,89	0,13	14,86	0,82	0,1634	0,04	Vérifiée
3	878,823	0,13	14,86	0,82	0,1634	0,048	Vérifiée
2	1030,21	0,143	13,51	0,825	0,2064	0,0567	Vérifiée
1	1181,36	0,143	13,51	0,825	0,2064	0,065	Vérifiée
RDC	1347,07	0,158	16,64	0,813	0,2544	0,075	Vérifiée
Entresol	1528,44	0,158	16,64	0,813	0,2544	0,0853	Vérifiée

Tableau II.18. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

➤ **Les exigences de RPA 99/2003 :**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone II_a :

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

Vérification du poteau du plancher terrasse inaccessible :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(30;35) \geq 25 \text{ cm.} \\ \min(30;35) \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm.} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{35} < 4. \end{array} \right. \rightarrow \text{Les exigences du RPA sont vérifiées.}$$

3. Conclusion :

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

- Plancher à corps creux (16 + 4) *cm*
- Dalle pleine (*e* = 20*cm* pour la dalle d'ascenseur ; *e* = 15*cm* pour le reste des dalles pleines)
- Epaisseur des paillasse *e* = 15 *cm*
- Poutres Principales (30×30) *cm*²
- Poutres Secondaires (30×30) *cm*²
- Epaisseurs des voiles (*e* = 20*cm* pour l'entresol et le RDC ; *e* = 15*cm* pour les autres niveaux)
- Poteaux du RDC et Entre sol : (50 × 55 *cm*²)
- Poteaux des étages 1 et 2 : (45 × 50 *cm*²)
- Poteaux des étages 3 et 4 : (40 × 45 *cm*²)
- Poteaux des étages 5 et 6 : (35 × 40 *cm*²)
- Poteaux des étages 7 et 8 : (30 × 35 *cm*²)

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

1. Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments, 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 ce cheminement : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toute en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/version 2003...).

2. Etude des planchers :

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

2.1. Plancher à corps creux :

2.1.1. Les poutrelles :

Le schéma suivant montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Ce dernier a été choisi de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères suivants :

a. Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

b. Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

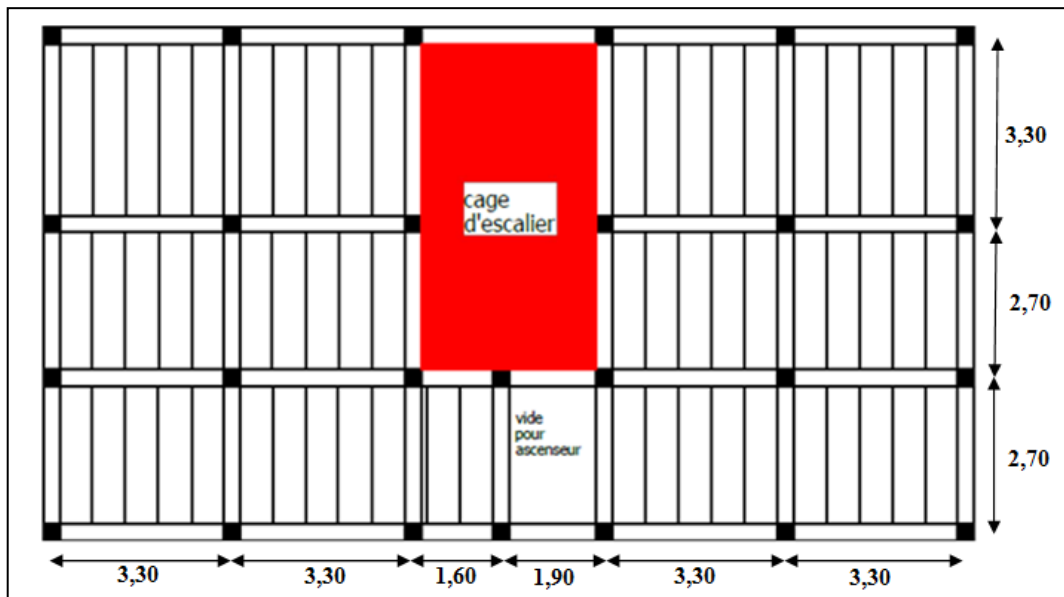
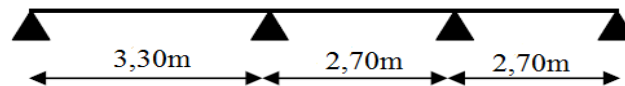
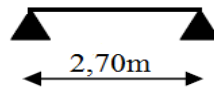


Figure III.1. Sens de disposition des poutrelles

Le sens de disposition adopté donne naissance à 2 types de poutrelles.

Type 1**Type 2****2.1.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire :

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

- 1) Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$;
- 2) les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$;
- 3) la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
- 4) les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

➤ Application de la méthode :**▪ Moment sur appuis****a. Appui de rive**

Les moments sur les appuis de rives sont nuls. Cependant ; nous tenons compte d'un moment fictif ayant une valeur de $(-0,15M_0)$.

b. Appuis intermédiaires

Les moments sont de l'ordre :

- $(-0,6M_0)$: pour une poutre sur trois (03) appuis.
- $(-0,5M_0)$: pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.
- $(-0,4M_0)$: pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée.

▪ **Moments en travées**

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

$$(1) \dots \dots M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_0$$

$$(2) \dots \dots M_t \geq \begin{cases} \left[\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0 \dots \text{travée de rive} \\ \left[\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0 \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée ;
- M_t : Est le maximum entre (1) et (2) ;
- M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

▪ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, soit par les méthodes classiques de résistance des matériaux tout en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

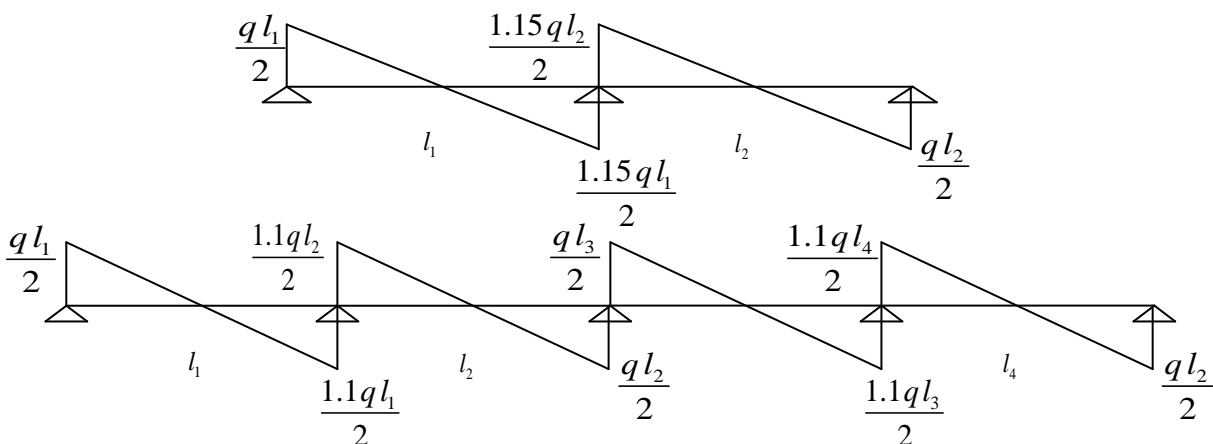


Figure III.2. Evaluation des efforts tranchants

B. Méthode de CAQUOT

Elle est applicable lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$).

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

▪ **Moment sur appuis**

$$M_i = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

- l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l & \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire} \\ l & \dots\dots\dots \text{travée de rive} \end{cases}$

▪ **Moment en travée**

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

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

▪ **Evaluation des efforts tranchants**

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.

Remarque :

Si l'une des autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

❖ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations :**

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ❖ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations qui se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- ❖ Poutrelles hyperstatiques (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est définit dans le tableau suivant :

Types de poutrelles	Conditions d'application De la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1	Vérifiées	-Q max = 5KN/≤ min (5KN/m2 ; 2G) -F. P. N -0,8 ≤ (Li/Li+1) ≤ 1,25 -I = constant	Méthode forfaitaire
Type 2	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

Tableau III.1. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

2.1.1.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,65 \times q_s$

$l_0 = 0,65 \text{ m} \rightarrow$ entre axe des poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/m ²)	pu (KN/ml)	qs (KN/m ²)	ps (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,34	1	10,06	6,54	7,34	4,771
Entresol + Plancher courant	5,39	1,5	9,5265	6,2	6,89	4,4785
RDC (garages)		2,5	11,0265	7,16	7,89	5,1285

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

2.1.1.3. Calcul des sollicitations :

➤ Poutrelles du Plancher terrasse inaccessible :

Type 1 :

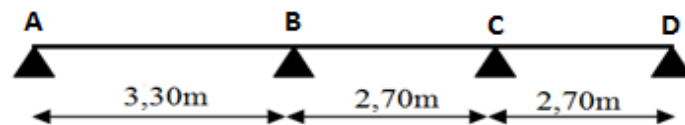


Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle

• Moments isostatiques :

$P_u = 6,54 \text{ KN/ml}$; $P_s = 4,771 \text{ KN/ml}$

A l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{6,54 \times 3,3^2}{8} = 8,9 \text{ KN.m}$$

Travée B-C : $M_0 = 5,96 \text{ KN.m}$

Travée C-D : $M_0 = 5,96 \text{ KN.m}$

A L'ELS :

Travée A-B : $M_0 = 6,49 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = 4,34 \text{ KN.m}$

Travée C-D : $M_0 = 4,34 \text{ KN.m}$

- **Moments aux appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_D = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0,15 \times M_0$.

A l'ELU :

$$M_A = -0,15 \times 8,9 = -1,335 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,15 \times 5,96 = -0,89 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = -0,15 \times 6,49 = -0,9735 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,15 \times 4,34 = -0,651 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

À l'LEU :

$$M_B = -0,5 \times M_0^{AB} = -0,5 \times 8,9 = -4,45 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,5 \times M_0^{CD} = -0,5 \times 5,96 = -2,88 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_A = -0,5 \times M_0^{AB} = -0,5 \times 6,49 = -4 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \times M_0^{CD} = -0,5 \times 4,34 = -4,45 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.56} = 0.136$$

$$\alpha = 0,136 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,0408. \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,2408. \end{cases}$$

À l'ELU :

$$Mt + (Mg + Md)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0$$

$$Mt \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \dots\dots\dots \text{Travée de rive}$$

$$Mt \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M0 \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire}$$

Travée A-B

$$Mt \geq 1,05 \times 8,9 - \left(\frac{5,79}{2}\right) = 6,45 \text{KN.m}$$

$$Mt \geq 5,521 \text{KN.m}$$

Travée B-C

$$Mt \geq 1,05 \times 5,96 - \left(\frac{7,43}{2}\right) = 2,543 \text{KN.m}$$

$$Mt \geq 3,1 \text{KN.m}$$

Travée C-D

$$Mt \geq 1,05 \times 5,96 - \left(\frac{3,87}{2}\right) = 4,323 \text{KN.m}$$

$$Mt \geq 3,7 \text{KN.m}$$

À l'ELS :

$$Mt + (Mg + Md)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05)M0$$

$$Mt \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M0 \dots\dots\dots \text{(Rive et intermédiaire)}$$

Travée A-B

$$Mt \geq 1,05 \times 6,49 - \left(\frac{4,215}{2}\right) = 4,7 \text{KN.m}$$

$$Mt \geq 0,5204 \times 6,49 = 3,37 \text{KN.m}$$

Travée B-C

$$Mt \geq 1,05 \times 4,34 - \left(\frac{5,415}{2}\right) = 1,85 \text{KN.m}$$

$$Mt \geq 0,5204 \times 4,34 = 2,26 \text{KN.m}$$

Travée C-D

$$Mt \geq 1,05 \times 4,34 - \left(\frac{2,821}{2}\right) = 3,15 \text{KN.m}$$

$$Mt \geq 0,5204 \times 4,34 = 2,26 \text{KN.m}$$

- **Les efforts tranchants :**

A l'ELU :**Travée AB**

$$V_A = \frac{6,54 \times 3,3}{2} = 10,79 \text{KN}$$

$$V_B = -1,1 \times V_A = -11,87 \text{KN}$$

Travée BC

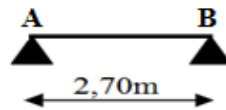
$$V_B = 1,1 \times \frac{6,54 \times 2,7}{2} = 9,71 \text{ KN}$$

$$V_C = -9,71 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{1,1 \times 6,54 \times 2,7}{2} = 9,71 \text{ KN}$$

$$V_D = -8,83 \text{ KN}$$

Type 2 :**Figure III.4.** Schéma statique de la poutre

$$P_u = 6,54 \text{ KN/ml} ; P_s = 4,771 \text{ KN/ml}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_B = -0,15 M_0$$

ELU :

$$M_A = M_B = -0,893 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_A = M_B = -0,652 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_t = M_0 = \frac{q l^2}{8} \Rightarrow \text{ELU: } M_t = 5,96 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_t = 4,347 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts tranchants :**

$$V_A = q l^2 / 2 = 8,829 \text{ KN}$$

$$V_B = q l^2 / 2 = -8,829 \text{ KN}$$

- **Poutrelles du Plancher entresol + plancher courant :**

Type 1 : $P_u = 6,2 \text{ KN/ml} ; P_s = 4,4785 \text{ KN/ml} ; \alpha = 0,22$.

Travée	L (m)	M_0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt1 (KN.m)	Mt2 (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
A-B	3,3	8,44	-1,27	-4,22	6,25	5,34	6,25	10,23	-11,25
B-C	2,7	5,65	-4,22	-2,82	2,5	3,01	3,01	9,21	-9,21
C-D	2,7	5,65	-2,82	-0,85	4,18	3,57	4,18	9,21	-8,37

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _{t1} (KN.m)	M _{t2} (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3,3	6,1	-0,92	-3,05	4,52	3,86	4,52
B-C	2,7	4,1	-3,05	-2,05	1,82	2,18	2,18
C-D	2,7	4,1	-2,05	-0,62	3,04	2,58	3,04

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS

Type 2 : $P_U = 6,2$ KN/ml ; $P_s = 4,48$ KN/ml

- **Moments aux appuis :**

ELU :

$$M_A = M_B = -0,848 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_A = M_B = -0,612 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

ELU: $M_t = 5,65$ KN.m ; ELS : $M_t = 4,1$ KN.m

- **Les efforts tranchants :**

$$V_A = 8,37 \text{ KN}$$

$$V_B = -8,37 \text{ KN}$$

- **Poutrelles du Plancher RDC (garages) :**

Type 1 : $P_U = 7,16$ KN/ml ; $P_s = 5,13$ KN/ml ; $\alpha = 0,32$.

Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _{t1} (KN.m)	M _{t2} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3,3	9,75	-1,46	-4,88	7,51	6,31	7,51	11,81	-13
B-C	2,7	6,52	-4,88	-3,26	3,07	3,57	3,57	10,63	-10,63
C-D	2,7	6,52	-3,26	-0,98	5,02	4,22	5,02	10,63	-9,67

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU

Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _{t1} (KN.m)	M _{t2} (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3,3	6,98	-1,05	-3,49	5,37	4,52	5,37
B-C	2,7	4,67	-3,49	-2,34	2,2	2,56	2,56
C-D	2,7	4,67	-2,34	-0,7	3,6	3,02	3,6

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS

Type 2 : $P_U = 7,16$ KN/ml ; $P_s = 5,13$ KN/ml

- **Moments aux appuis :**

ELU :

$$M_A = M_B = -0,98 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_A = M_B = -0,7 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$\text{ELU : } M_t = 6,52 \text{ KN.m} \quad ; \quad \text{ELS : } M_t = 4,67 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts tranchants :**

$$V_A = 9,66 \text{ KN}$$

$$V_B = -9,66 \text{ KN}$$

Etage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)		$M_{\text{travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$V_{\text{travée}}^{\text{max}}$ (KN)	$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)		$M_{\text{travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)
		rive	interne			rive	interne	
Terrasse inaccessible	01	-1,34	-4,45	6,45	11,87	-0,97	-3,25	4,71
	02	-0,893	/	5,96	8,83	-0,652	/	4,347
Entresol + plancher courant	01	-1,27	-4,22	6,25	11,25	-0,92	-3,05	4,52
	02	-0,848	/	5,65	8,37	-0,612	/	4,1
RDC (garages)	01	-1,46	-4,88	7,51	13	-1,05	-3,49	5,37
	02	-0,98	/	6,52	9,66	-0,7	/	4,65

Tableau III.7. Sollicitations maximales des différents niveaux

2.1.1.4. Ferrailages des poutrelles :

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Types de planchers	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	$M_{\text{rive}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{inter}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$V_{\text{travée}}^{\text{max}}$ (KN)	$M_{\text{rive}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{inter}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)
Terrasse inaccessible	-1,34	-4,45	6,45	11,87	-0,97	-3,25	4,71
Entresol + plancher courant	-1,27	-4,22	6,25	11,25	-0,92	-3,05	4,52

RDC (garages)	-1,46	-4,88	7,51	13	-1,05	-3,49	5,37
------------------	-------	-------	------	----	-------	-------	------

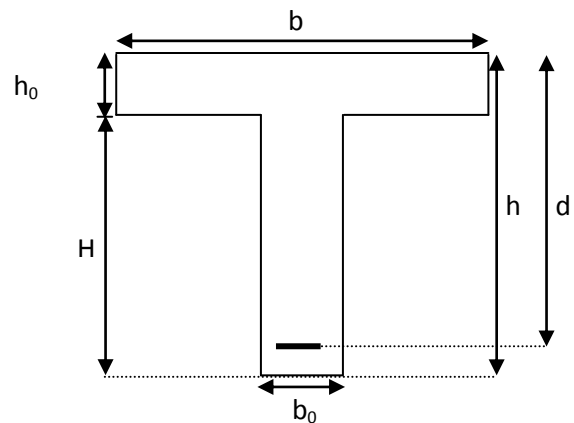
Tableau III.8. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle type 1 du plancher RDC qui est sollicité par les efforts suivants :

$$\begin{aligned}
 &M_{Travée}^{Max} = 7,51 \text{ KN.m} & M_{Travée}^{Max} &= 5,37 \text{ KN.m} \\
 \text{A'ELU : } M_{Appuis}^{Max} &= \begin{cases} -1,46 \text{ KN.m (rive)} \\ -4,88 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases} & \text{A'ELS : } M_{Appuis}^{Max} &= \begin{cases} -1,05 \text{ KN.m (Rive)} \\ -3,49 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases} \\
 &V^{Max} = 13 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$\begin{aligned}
 b &= 65 \text{ cm} \\
 h_0 &= 4 \text{ cm} \\
 h &= 20 \text{ cm} \\
 H &= 16 \text{ cm} \\
 b_0 &= [8,12] = 10 \text{ cm} \\
 d &= 18 \text{ cm} \\
 f_e &= 400 \text{ MPa} \\
 f_{c28} &= 25 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$



❖ **Armatures longitudinales :**

- **Ferrailage en travée :**

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

$$M_{uu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right)$$

$$M_{uu} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{uu} > M_u = 7,51 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,51 \times 0,001}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,025 < 0,186$$

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

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,32$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,177$$

Ce qui donne $A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = \frac{7,51 \times 0,001}{0,177 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2$

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

At min = $0,23 \times b \times d \times ft28/fe$ Avec : $ft28 = 0,6 + 0,06fc28 = 2,1 \text{ MPa}$

\Rightarrow At min = $1,41 \text{ cm}^2 > A^{travée} = 1,22 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée

On prend At min = $1,41 \text{ cm}^2$ soit 2HA10 = $1,57 \text{ cm}^2$

- **Ferraillage aux appuis :**

❖ **Appuis intermédiaire**

$$M_{interne}^a = -4,88 \text{ KN.m}$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4,88 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,106 < 0,186$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M_a^{int}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec : } Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,106}) = 0,14$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,14) = 0,17 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_a^{int} = 0,82 \text{ cm}^2$$

❖ **Appuis de rive**

$$M_{Rive}^a = -1,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,031 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot}(A)$$

$$A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}) = 0,039$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,039) = 0,177 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{1,46 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2$$

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

$$A_a^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}/f_e = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 0,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{rive}} = 0,23 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En appui intermédiaire : } A = 0,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui de rive : } A = 0,23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}8 = 0,79 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\text{La fissuration est peu nuisible} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

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

Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0,5 + 1,57 = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2,07 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15 \times 13 \times 10^{-3}}{400} = 0,373 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times \left[13 - \frac{4,88}{0,9 \times 0,18} \right] \times 10^{-3} = -0,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -0,49 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

• **Vérification de la bielle :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } a = \min (0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 16,2KN < 108,135KN \dots\dots\dots$ vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1,8 \times d \times b \times h_0} = \frac{13 \times 10^{-3} \times (0,65 - 0,10)}{1,8 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,848MPa < \bar{\tau} = 3,25MPa$$

C'est vérifié. Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

❖ **Armatures transversales :**

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

D'où : $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$St = \min \begin{cases} (0,9d; 40cm) = 16,2cm \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 57cm \\ \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})} = 202,67cm \end{cases}$$

D'où : $St = 15 \text{ cm}$.

Vérifications à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier : Vérification des contraintes ;

Vérification de la flèche.

❖ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

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

- **En travée :**

$$M_{ser} = 5,37 \text{ KN.m} ; A = 1,57 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre:

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = 190,3 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul de y et I :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 23,55 y - 423,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 235,92 \Rightarrow y = 3,26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times (d - y)^2 = 65 \times 3,26^3 / 3 + 15 \times 1,57 (18 - 3,26)^2$$

$$I = 5867,31 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5,37 \times 3,26 \times 10^3}{5867,31} = 3,98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **En appui intermédiaire :**

$$M_{ser} = 3,49 \text{ KN.m} ; A = 1,01 \text{ cm}^2$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 1,01 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04)$$

$$\Rightarrow H = -132,1 \text{ cm}^3 < 0$$

Calcul de y et I :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 15,15 y - 272,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 75,39 \Rightarrow y = 6,024 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times (d - y)^2 = 10 \times 6,024^3 / 3 + 15 \times 1,01 (18 - 6,024)^2$$

$$I = 2901,55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3,49 \times 6,024 \times 10^3}{2901,55} = 7,46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **En appui de rive :**

$$M_{ser} = 1,05 \text{ KN.m} ; A = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 7,5 y - 135 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 52,03 \Rightarrow y = 4,453 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times (d - y)^2 = 1670,74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1,05 \times 4,453 \times 10^3}{1670,74} = 2,79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

Données : $l = 3,3 \text{ m}$; $M0s = 6,49 \text{ KN.m}$; $Mts = 5,31 \text{ KN.m}$; $Mts = 0,819 M0s$

$$1) h \geq \frac{Mts}{15 \times M0s} \times l \Leftrightarrow h = 20 \text{ cm} > 18,01 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \times b0 \times d}{fe} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$3) l = 3,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots \text{vérifié}$$

Or $A = 1,57 \text{ cm}^2 < 1,62 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche n'est pas nécessaire.

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 1 de RDC), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

niveaux	Endroit	M (KN.m)	Mbu	α	Z (m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Adoptée (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	6,45	0,022	0,028	0,178	1,04	1,41	2HA10
	Appui inter	4,45	0,097	0,128	0,171	0,75	0,22	1HA10
	Appui de rive	1,34	0,029	0,037	0,177	0,22	0,22	1HA10
Entresol + plancher courant	Travée	6,25	0,021	0,027	0,178	1,01	1,41	2HA10
	Appui inter	4,22	0,092	0,121	0,171	0,71	0,22	1HA10
	Appui de rive	1,27	0,028	0,036	0,177	0,21	0,22	1HA10
RDC (garages)	Travée	7,51	0,025	0,032	0,177	1,22	1,41	2HA10
	Appui inter	4,88	0,106	0,14	0,17	0,82	0,22	1HA10
	Appui de rive	1,46	0,031	0,039	0,177	0,23	0,22	1HA10

Tableau III.9. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

- D'après les résultats obtenus, le choix du ferrailage est le même pour tout les niveaux.
- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS) :**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Niveaux	Cisaillement $\tau_u \leq \tau$ (MPa)	Armatures longitudinales $Al_{min} (cm^2) \geq$		Bielle $Vu \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau'_u \leq \tau$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} \times Vu$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (Vu + \frac{Mu^{inte}}{0,9d})$		
Terrasse inaccessible	0,659 < 3,25	2,07 > 0,34	2,86 > -0,39	11,87 < 108,135	0,775 < 3,25
Entresol + étage courant	0,625 < 3,25	2,07 > 0,32	2,86 > -0,42	11,25 < 108,135	0,734 < 3,25
RDC	0,72 < 3,25	2,07 > 0,373	2,86 > -0,49	13 < 108,135	0,848 < 3,25

Tableau III.10. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma < \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Terrasse inaccessible	Travée	4,71	1,57	3,26	5867,31	2,62 < 15	Vérifiée
	Appui inter	3,25	0,79	5,45	2509,95	7,05 < 15	Vérifiée
	Appui de rive	0,97	0,5	4,453	1670,74	2,58 < 15	Vérifiée
Entresol + étage courant	Travée	4,52	1,57	3,26	5867,31	2,51 < 15	Vérifiée
	Appui inter	3,05	0,79	5,45	2509,95	6,62 < 15	Vérifiée
	Appui de rive	0,92	0,5	4,453	1670,74	2,45 < 15	Vérifiée
RDC	Travée	5,37	1,57	3,26	5867,31	2,98 < 15	Vérifiée
	Appui inter	1,05	0,79	6,024	2901,55	7,46 < 15	Vérifiée
	Appui de rive	3,49	0,5	4,453	1670,74	2,79 < 15	Vérifiée

Tableau III.11. Vérification des contraintes à l'ELS

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
-Terrasse inaccessible			
-Entresol + étage courant			
-RDC			

Tableau III.12. Schémas de ferrailage des poutrelles

✓ **Etude de la dalle de compression :**

* Armatures perpendiculaires aux nervures :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

* Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm pour armatures parallèles aux nervures.

Pour faciliter la mise en œuvre on prend un treillis soudé $TS\emptyset 5(150 \times 150)$.

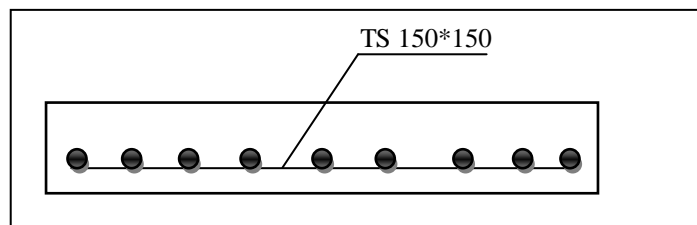


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

2.2. Les dalles pleines :

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

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

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

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

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.

Dans notre cas on a deux types de dalles : dalle sur 4 appuis (dalle de l'ascenseur) et dalle sur trois appuis.

2.2.1. Dalle sur trois appuis :

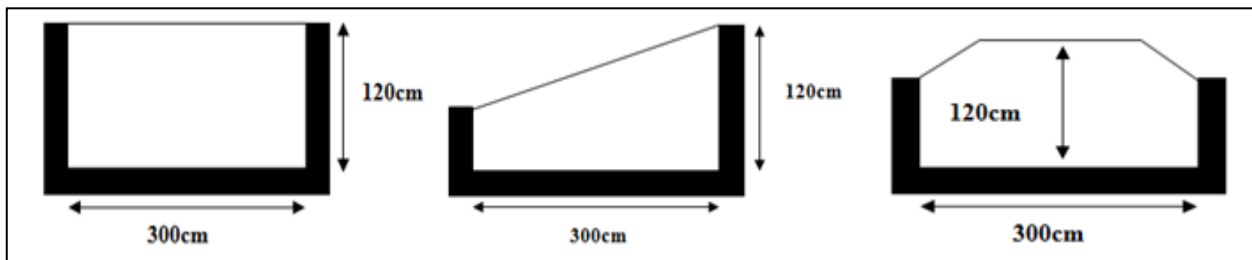


Figure III.6. Dalles pleines sur 3 appuis

On a :

$$Lx = 1,20 \text{ m} ;$$

$$Ly = 3,00 \text{ m} ;$$

FN.

❖ Evaluation des charges :

On a: $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$. (Balcon d'un bâtiment à usage d'habitation selon le **DTR B.C.2.2**)

$$Pu = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1 = 12,15 \text{ KN/m}.$$

$$Ps = (G + Q) = 8,61 \text{ KN/m}.$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,2}{3} = 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant un seul sens.}$$

M_0 : Moment isostatique, qui correspond à M_y dans le sens y et M_x dans le sens x

M^t : Moment en travée, tel que :

$$M^t = 0,85 \times M_0 \quad \text{si le panneau de la dalle est de rive.}$$

$$M^t = 0,75 \times M_0 \quad \text{si le panneau de la dalle est intermédiaire.}$$

M^a : Moment en appui, tel que :

$$M^a = -0,3 \times M_0 \quad \text{si le panneau de la dalle est de rive.}$$

$$M^a = -0,5 \times M_0 \quad \text{si le panneau de la dalle est intermédiaire}$$

✓ 1^{er} cas :

$$\text{Si } Lx \geq \frac{Ly}{2} \rightarrow M_{0x} = \frac{p \times Ly^3}{24}$$

$$M_{0y} = \frac{p \times Ly^2}{8} \left(Lx - \frac{Ly}{2} \right) + \frac{p \times Ly^3}{48}$$

✓ 2^{ème} cas :

$$\text{Si } Lx \leq \frac{Ly}{2} \rightarrow M_{0x} = \frac{p \times Lx^2 \times Ly}{2} - \frac{2 \times p \times Lx^3}{3}$$

$$M_{0y} = \frac{p \times Lx^3}{6}$$

❖ Calcul à l'ELU:

✓ Calcul des sollicitations :

$$Pu = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1 = 12,15 \text{ KN/m.}$$

$$\text{On a : } \frac{Ly}{2} = 1,5m \rightarrow Lx = 1,2m < 1,5m \quad \text{on est dans le 2}^{\text{ème}} \text{ cas.}$$

$$M_{0x} = \frac{p \times Lx^2 \times Ly}{2} - \frac{2 \times p \times Lx^3}{3}; \quad M_{0y} = \frac{p \times Lx^3}{6}$$

$$\rightarrow M_{0x} = 12,25 \text{ KN.m}; \quad M_{0y} = 3,5 \text{ KN.m}$$

✓ Evaluation des moments en travées et en appuis :

$$M_x^t = 0,85 \times 12,25 = 10,41 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 3,5 = 2,97 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = -0,5 \times 12,25 = -6,125 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,5 \times 3,5 = -1,75 \text{ KN.m}$$

✓ Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a: b=100 cm ; e=15cm ; c=3cm ; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_e=400 \text{ MPa}$; d=12cm.

- En travée :

Selon Lx:

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,41 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,051$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Donc on est dans le pivot A} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = 0,065$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d} = \frac{10,41 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,065) \times 0,12} = 2,56 \text{ cm}^2$$

D'une manière identique, on fait les calculs selon Ly et au niveau des appuis.

On trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)
Travée	X-X	10,41	0,051	0,065	0,117	2,56
	Y-Y	2,97	0,014	0,018	0,119	0,72
appuis	X-X	-6,125	0,03	0,036	0,121	1,44
	Y-Y	-1,75	0,008	0,0106	0,12	0,42

Tableau III.13. Ferrailage de dalle sur trois appuis

❖ **Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité :**

$$e = 15\text{cm} \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho = 0,4 \rightarrow \begin{cases} A_{x\min}^t = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e \\ A_{y\min}^t = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0,0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } feE500 \\ 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } feE400 \\ 0,0012 \dots \dots \dots \text{pour acier } feE215 \text{ et } 235 \end{cases}$$

$$A_{x\min}^t = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,4}{2}\right) \times 100 \times 15 = 1,56\text{cm}^2$$

$$A_{y\min}^t = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

En travée $\rightarrow A_x^t = 2,56 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{\min} = 1,56 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \rightarrow$ On choisit 4HA10 = 3,14 cm².

$A_y^t = 0,72 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{\min} = 1,2 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.} \rightarrow$ On ferraille avec A_{\min} \rightarrow on choisit 4HA8 = 2,01 cm².

En appuis $\rightarrow A_x^a = 1,44 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{\min} = 1,56 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \rightarrow$ On choisit 4HA8 = 2,01 cm².

$A_y^a = 0,42 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{\min} = 1,2 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.} \rightarrow$ On ferraille avec A_{\min} \rightarrow on choisit 4HA8 = 2,01 cm².

b) Espacement des armatures :

Parallèle à X $\rightarrow s_t = \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Parallèle à Y $\rightarrow s_t = \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

Pour $A_x^t \rightarrow s_t = 25\text{cm}$

Pour $A_y^t \rightarrow s_t = 25\text{cm}$

Pour $A^a \rightarrow s_t = 25\text{cm}$

c) Vérification des armatures secondaires :

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,785 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

d) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } V_x = V_{max} = \frac{p_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \rightarrow V_x = V_{max} = \frac{12,15 \times 1,2}{2} \times \frac{3^4}{3^4 + 1,2^4} = 7,1 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7,1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,0591 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas de rupture par cisaillement (pas d'armatures transversales).

e) Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{7,1 \times 1,15 \times 10^{-3}}{400} = 0,204 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression de béton :

$$P_s = (G + Q) = 8,61 \text{ KN/m.}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\rho = 0,4 \begin{cases} U_x = 0,1121 \\ U_y = 0,2854 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatique :

$$M_{0x} = \frac{p \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times p \times L_x^3}{3}; \quad M_{0y} = \frac{p \times L_x^3}{6}$$

$$\rightarrow M_{0x} = 8,67 \text{ KN.m}; \quad M_{0y} = 2,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}}^x = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}}^x = -4,33 \text{ KN.m}$$

Sens x-x : $A_x = 3,14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm.}$

$$b/2 y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Leftrightarrow 50 y^2 + 47,1 y - 565,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 339,49 \Rightarrow y = 2,92 \text{ cm}$$

$$I = (b \times y^3)/3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 100 \times 2,92^3/3 + 15 \times 3,14 (12 - 2,92)^2$$

$$I = 4713,125 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{x \text{ ser}}^t \times \frac{y}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 7,37 \times 10^3 \frac{2,92}{4713,125} = 4,566 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \max\left(\frac{M_{t,ser}^x}{20 \times M_0^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{1,2} = 0,125 \geq 0,042 \\ \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 < 0,005 \end{array} \right. \quad \dots\dots \text{Vérfiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

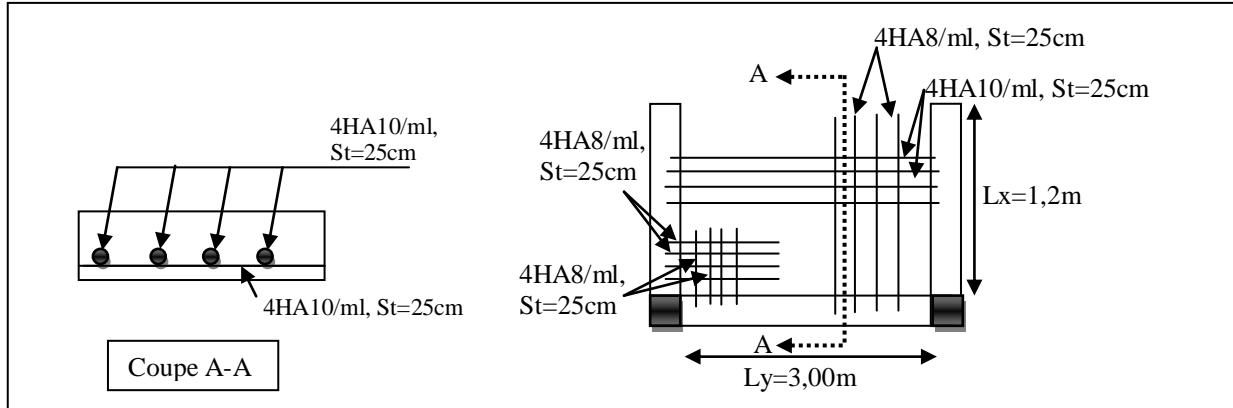


Figure III.7. Schéma de ferrailage dalle sur 3 appuis

2.2.4. Dalle pleine sur quatre appuis :

$$\begin{aligned} G &= 8,48 \text{ KN/m}^2 \\ Q &= 1 \text{ KN/m}^2 \\ Pu &= 12,948 \text{ KN/m}^2 \\ \left\{ \begin{array}{l} e = 20\text{cm} \\ Lx = 1,6\text{m} ; Ly = 2,4\text{m} \end{array} \right. \\ \rho &= 0,66 \left\{ \begin{array}{l} U_x = 0,0737 \\ U_y = 0,3753 \end{array} \right. \end{aligned}$$

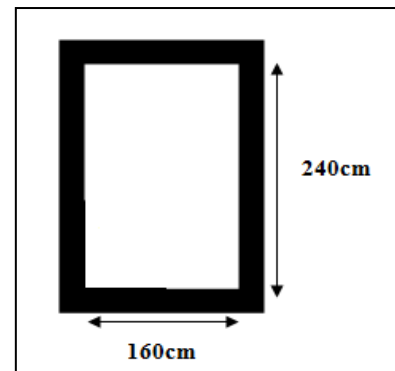


Figure III.8. Dalle pleine sur 4 appuis

Donc la dalle travaille suivant les deux sens.

$$\begin{aligned} \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = U_x \times Pu \times l_x^2 = 0,0737 \times 12,948 \times 1,6^2 = 2,44 \text{ KN.m} \\ M_0^y = U_y \times M_0^x = 0,3753 \times 2,44 = 0,916 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\ \left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 2,44 = 1,83 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 0,916 = 0,778 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\ M_a^x = -0,5 \times 2,44 = -1,22 \text{ KN.m/ml} \\ M_a^y = -0,5 \times 0,916 = -0,458 \text{ KN.m/ml} \end{aligned}$$

❖ Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a: b=100cm; e=20cm; c=2cm; fc28=25 MPa ; fe=400 MPa ; d=18cm.

Les résultats du calcul du ferrailage sont donnés sur le tableau suivant :

Sens		M (KN.m/ml)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} é ($\frac{cm^2}{ml}$)
Travée	X-X	1,83	0,0039	0,0049	0,179	0,29	1,86	4HA10=3,14
	Y-Y	0,778	0,0169	0,0213	0,178	1,25	1,6	4HA10=3,14
appuis	X-X	-1,22	0,0026	0,0033	0,18	0,19	1,86	4HA10=3,14
	Y-Y	-0,458	0,0009	0,00124	0,18	0,073	1,6	4HA10=3,14

Tableau III.14. Ferrailage de dalle sur quatre appuis

❖ **Espacement des armatures :**

Parallèle à X → $s_t = \min(3h; 33cm) = 33cm$

Parallèle à Y → $s_t = \min(4h; 45cm) = 45cm$

Pour $A_x^t \rightarrow s_t = 25cm$

Pour $A_y^t \rightarrow s_t = 25cm$

Pour $A^a \rightarrow s_t = 25cm$

❖ **Vérification des armatures secondaires :**

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \rightarrow 3,14cm^2 \geq 0,785 cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 MPa$$

$$\text{On a: } V_x = V_{max} = \frac{p_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \rightarrow V_x = V_{max} = \frac{12,948 \times 1,6}{2} \times \frac{2,4^4}{2,4^4 + 1,6^4} = 8,65 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,048 MPa \leq 1,17 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas d'armatures transversales.

❖ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$A_l = 3,14 cm^2 \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{8,65 \times 1,15 \times 10^{-3}}{400} = 0,24 cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

a) Etat limite de compression de béton :

$$P_s = (G + Q) = 9,48 KN/m.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\rho = 0,66 \begin{cases} U_x = 0,0792 \\ U_y = 0,5351 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0\text{ ser}}^x = U_x \times P_s \times l_x^2 = 0,0792 \times 9,48 \times 1,6^2 = 1,92 \text{ KN.m} \\ M_{0\text{ ser}}^y = U_y \times M_{0\text{ ser}}^x = 0,5351 \times 1,92 = 1,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t\text{ ser}}^x = 0,75 \times M_{0\text{ ser}}^x = 0,75 \times 1,92 = 1,44 \text{ KN.m} \\ M_{t\text{ ser}}^y = 0,85 \times M_{0\text{ ser}}^y = 0,85 \times 1,02 = 0,867 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x : $A_x = 3,14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}.$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 47,1y - 847,8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 414,46 \Rightarrow y = 3,67 \text{ cm}$$

$$I = (b \times y^3)/3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 100 \times 3,67^3/3 + 15 \times 3,14 \times (18 - 3,67)^2$$

$$I = 11320 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t\text{ ser}}^x \times \frac{y}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 1,44 \times 10^3 \frac{3,67}{11320} = 0,467 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche :

Selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \max\left(\frac{M_{t\text{ ser}}^x}{20 \times M_{0\text{ ser}}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{0,2}{1,6} = 0,125 \geq 0,0375 \\ \frac{3,14}{100 \times 18} = 0,0017 < 0,005 \end{cases} \dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

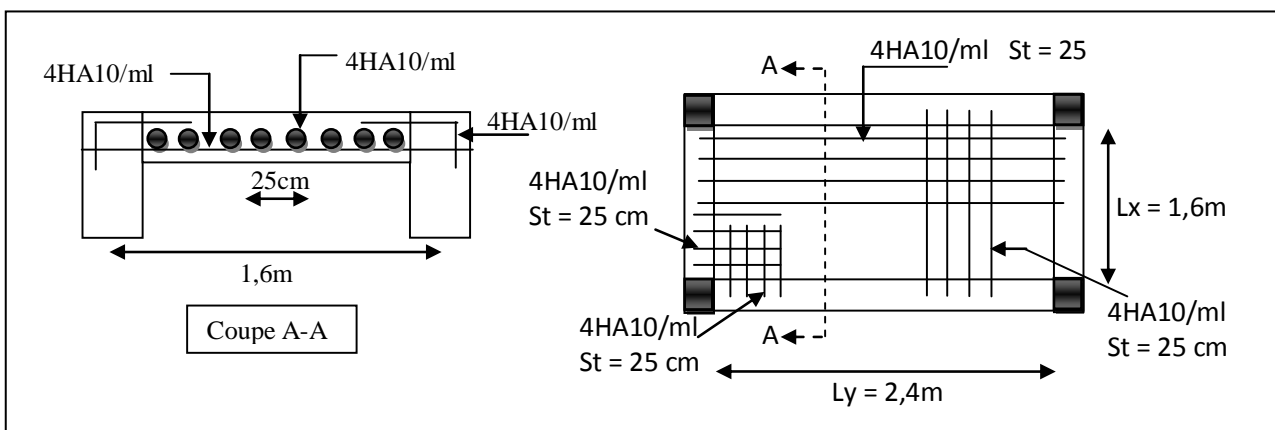


Figure III.9. Schéma de ferrailage dalle sur 4 appuis

3. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif l'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Ce dernier soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

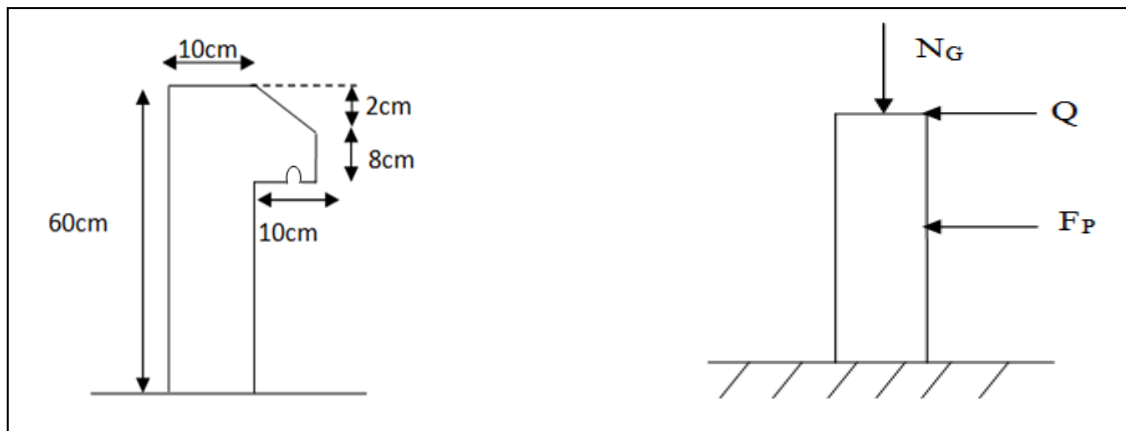


Figure III.10. Une coupe transversale de l'acrotère plus un schéma statique

❖ **Hypothèse de calcul :**

- 1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml ;
- 2-) Type de fissuration est nuisible ;
- 3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

Poids propre : $G = 2,125 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (RPA Article 6.2.3)

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2) $\rightarrow A = 0,15$;

C_p : Facteur de la force horizontale ($C_p = 0,8$) ;

W_p : Poids propre de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,125 = 1,02 \text{ KN}$

❖ **Calcul de centre de gravité de la section :**

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \rightarrow X_g = 6,28 \text{ cm} \quad ; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \rightarrow Y_g = 33,2 \text{ cm},$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normal dû à son poids propre $NG = 2,125 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $NQ = 0$

Un effort dû à l'action sismique $NF = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$MG = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1,02 \times 0,332 = 0,3386 \text{ KN.m}$$

❖ Combinaison d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml

Sollicitations	Combinaisons		
	RPA 99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	2,125	2,868	2,125
M (KN.m)	0,9386	0,9	0,6

Tableau III.15. Combinaisons d'actions de l'acrotère

❖ Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,868} \times 10^2 = 31,38 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 1,6 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_2 > h/6$$

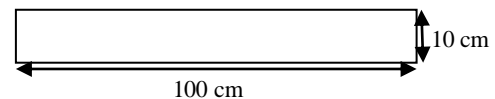


Figure III.11. Section à ferrailier

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée. Alors le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1

Par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec e_1 : excentricité structurale = 31,25 cm

e_a = Excentricité accidentelle.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) \rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

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

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

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre.

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

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15; \frac{20 \times e_1}{h_0}\right) \rightarrow \frac{l_f}{h_0} = 12 \leq \max\left(15; \frac{20 \times 0,3138}{0,1}\right) = 62,76$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times (2+0)}{10^4 \times 0,1} = 0,864 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 31,38 + 2 + 0,864 = 34,244 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées sont :

$$N_u = 2,868 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,868 \times 0,34244 = 0,98 \text{ KN.m}$$

- À PELU :

$$N_u = 2,868 \text{ KN}$$

$$M_u = 0,98 \text{ KN.m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0,98}{2,868} = 0,342 \text{ m}$$

$$e_G = 0,342 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = 0,05 \text{ m} \rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N_u : Effort de compression et c en dehors de la section \rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 1,066 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,066 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,01173 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,0168 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,0794 \text{ m} \end{cases} \rightarrow A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1,066 \times 10^{-3}}{0,0794 \times 348} = 0,3858 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,3034 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A \rightarrow \text{On adopte } A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5025 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow A_r = 4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **L'espacement :**

• **Armature principale :**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}, \text{ avec: } V_u = F_p \times Q = 2,02 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{2,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,0252 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

• **À l'ELLS :**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

- Contrainte limite de l'acier
- Contrainte limite du béton

❖ **Contrainte limite de l'acier :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y)}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_s$$

❖ Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,125} = 0,282 \text{ m}$$

$$e_G = 0,282 \text{ m} > \frac{h_0}{2} = 0,05 \text{ m} \rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

→ Section partiellement comprimée.

Calcul de y :

$$y = y_c + C$$

$$C = e_G - \frac{h_0}{2} = 0,282 - 0,05 = 0,232 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*)$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c) = -0,1642 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 = -0,024556 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$y_c^3 - 0,1642 y_c - 0,024556 = 0$$

La solution de l'équation (*) dépend $\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2 = -0,5287 \times 10^{-4} < 0$

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

$$-C \leq y_c \leq h_0 - C \Leftrightarrow -0,232 \leq y_c \leq -0,132$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\varphi/3) = 0,4657 \\ y_{c2} = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = -0,2717 \\ y_{c3} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = -0,1940 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2\sqrt{-p/3} = 0,4679 \\ \varphi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p}\right) = 16,49^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend $y_c = -0,1940 \Rightarrow y = 0,038 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - A(d-y) = 0,0005953 \text{ m}^3$$

$$d' \text{ où : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,125 \times 10^{-3}}{0,0005953} \times 0,038 = 0,135 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

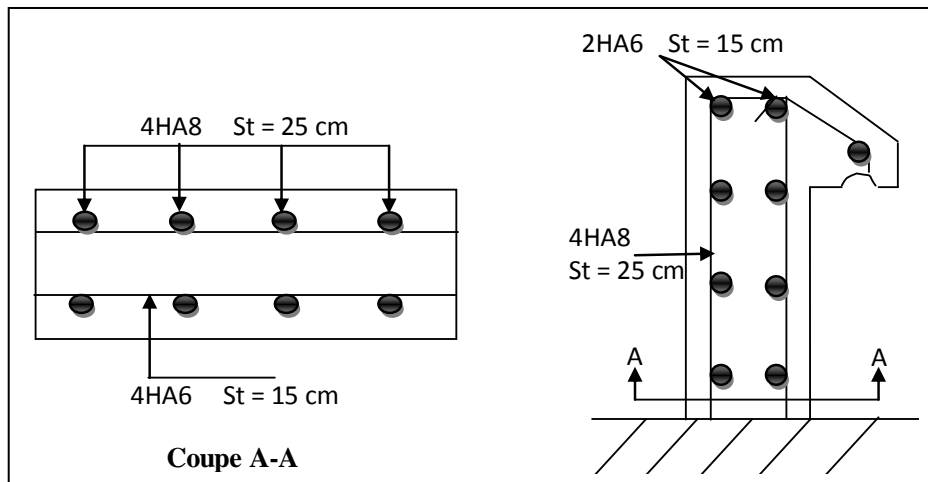


Figure III.12. Schéma de ferrailage de l'acrotère

4. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente un avantage car il permet la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à cinq étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé. Comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès des personnes et de matériel.

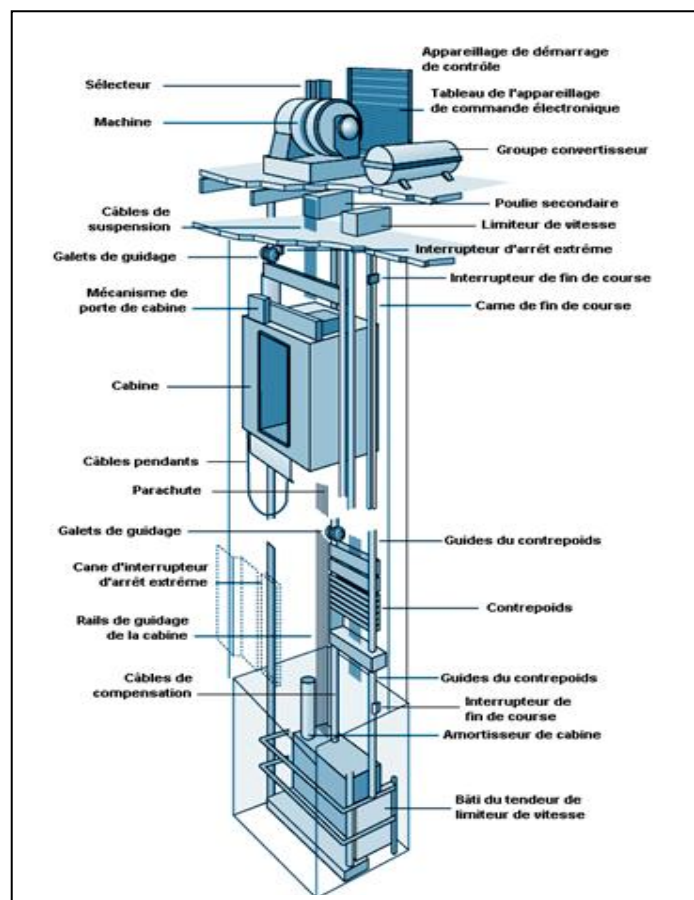


Figure III.13. Concept d'un ascenseur

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- W : Puissance de l'ascenseur = 6,8 KW;
- F_c : Charge due à la cuvette = 145 KN;
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 KN;
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51 KN;
- La charge nominale est de 630 kg;
- La vitesse $V = 1,6m/s$.

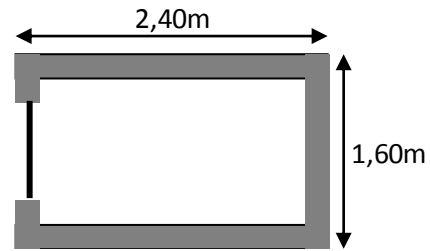


Figure III.14. Cage d'ascenseur

$$\text{Donc } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72,3 \text{ KN.}$$

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de l'ascenseur.
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

4.1. Dalle de l'ascenseur :

Le calcul est fait dans l'étude de dalles pleines.

4.2. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

Les dimensions sont les mêmes (240×160).

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20cm$.

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G1 = 6,1 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2,4 \times 1,6} = 37,76 \text{ KN/m}^2$
- $G^{\text{total}} = G1 + G2 = 43,86 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 59,21 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = l_x / l_y = 0,66 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$U_x = 0,0737, U_y = 0,3753.$$

❖ Calcul des moments à l'ELU :

$$M_x = 0,0737 \times 59,21 \times 1,6^2 = 11,17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,3753 \times 11,17 = 4,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 9,49 \text{ KN.m} , M_{ty} = 0,85 M_y = 3,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,4 M_x = -4,47 \text{ KN.m} , M_{ay} = -0,4 M_y = -1,67 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Position		μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	Sens x-x	0,0206	0,026	0,178	1,53	1,86	3HA10 = 2,36
	Sens y-y	0,0077	0,0097	0,179	0,57	1,86	3HA10 = 2,36
Appui	Sens x-x	0,0097	0,0121	0,18	0,71	1,6	3HA10 = 2,36
	Sens y-y	0,0036	0,0045	0,18	0,26	1,6	3HA10 = 2,36

Tableau III.16. Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

❖ **Calcul à l'ELS :**

$$P_s = 43,86 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0792 \times 43,86 \times 1,6^2 = 8,89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 4,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7,55 \text{ KN.m} , \quad M_{ty} = 4,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,4 M_x = -3,55 \text{ KN.m} , \quad M_{ay} = -1,9 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Position		M (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	Sens x-x	7,55	2,36	5,4	24296	1,705 < 15	Vérifiée
	Sens y-y	4,04	2,36	4,05	13686	1,198 < 15	Vérifiée
Appui	Sens x-x	-3,55	2,36	4,5	16706	0,958 < 15	Vérifiée
	Sens y-y	-1,9	2,36	4,05	13686	0,563 < 15	Vérifiée

Tableau III.17. Vérification des contraintes

❖ **La flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 20 \text{ cm} > 6,79 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Schémas de ferrailage :

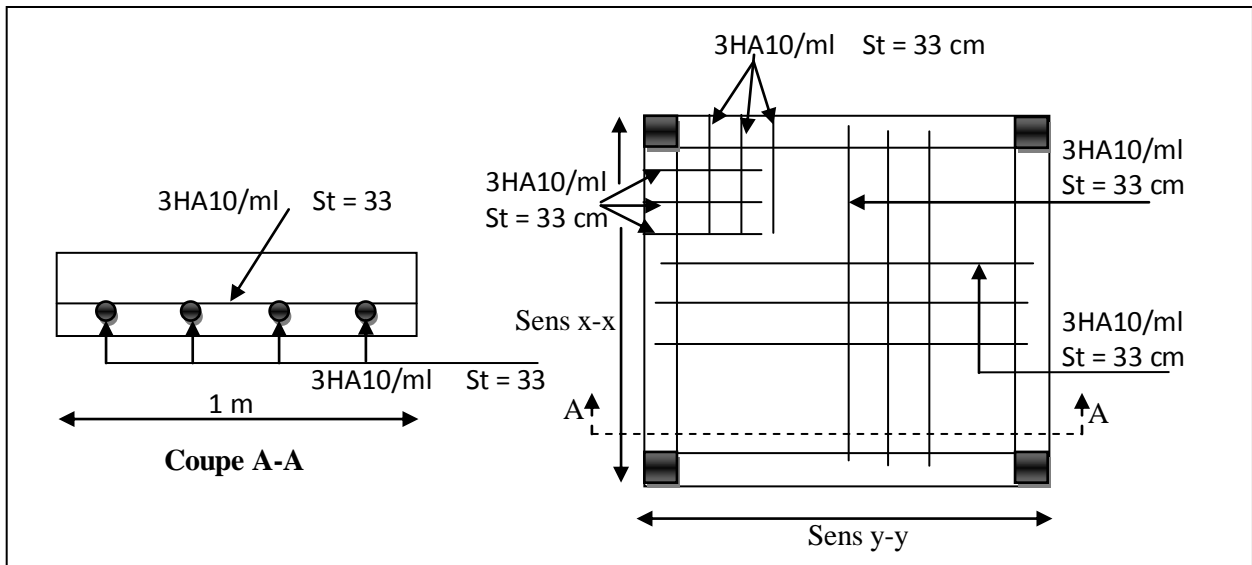


Figure III.15. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

5. Etude des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de trois types d'escaliers.

5.1. Escalier type 1 : (escalier des étages courants)

5.1.1. Etude de la partie (AB) :

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

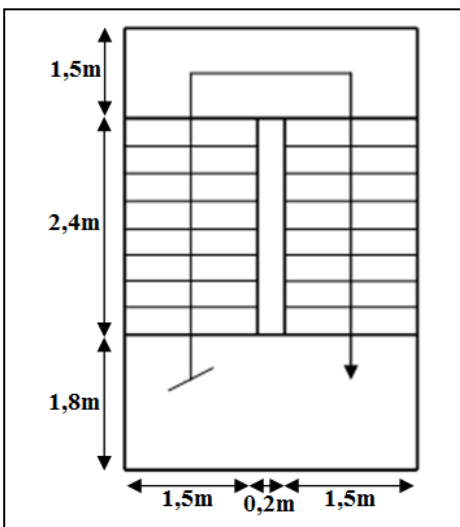


Figure III.16. Vue en plan de l'escalier

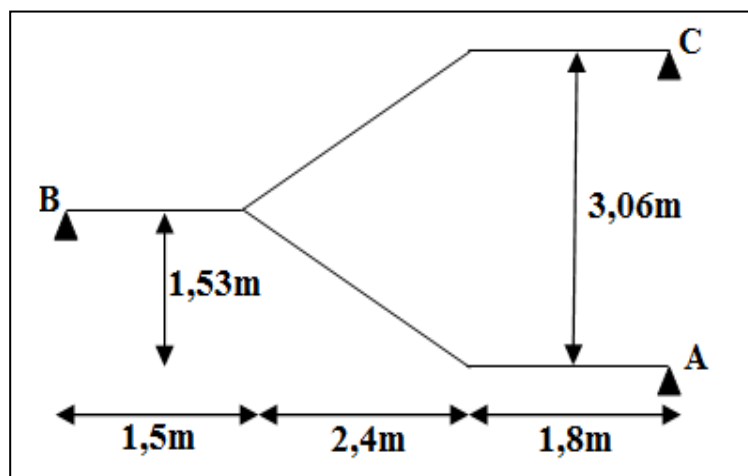


Figure III.17. Coupe en élévation de l'escalier type 1

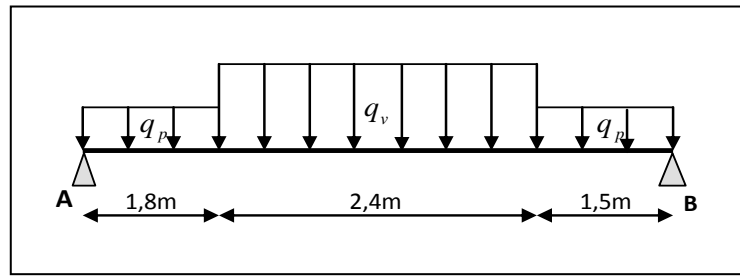


Figure III.18. Schéma statique de l'escalier type 1 (partie AB)

❖ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier :

$$\begin{aligned}
 \text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,23 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 10,74 \text{ KN/m} \end{cases} & \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7,68 \text{ KN/m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_p \times 1,8 + q_v \times 2,4 + q_p \times 1,5$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 36,28 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 26,08 \text{ KN} \end{cases} \quad ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 35,71 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 25,66 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ calcul des sollicitations :

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Appuis	Réactions (KN)		V^{max} (KN)	M_{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS
A	35,71	25,66	36,28	55,68	40,12
B	36,28	26,08			

Tableau III.18. Sollicitations dans le premier type d'escalier (Type 1)

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 \times M_{0u} = 47,33 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 \times M_{0u} = -27,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1ml \times e)$; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max} .

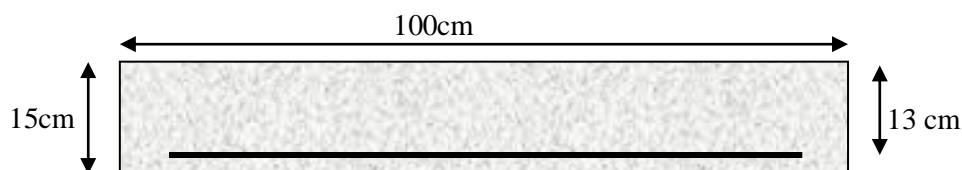


Figure III.19. Section d'escalier à ferrailer

✓ **Ferraillage du (palier+paillasse) :****En travée :**

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	1,00	m
	Hauteur de la section	$h =$	0,15	m
	Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	0,13	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	$c =$	0,02	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : 1,35G+1,5Q	$M_u =$	47,33	$KN.m$
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

Contraintes de calcul				
Contrainte de compression du béton à L'ELU	$(0,85 \times f_{c28})/1,5$	$f_{bu} =$	14,17	MPa
Contrainte de traction des aciers	$(f_e/1,15)$	$f_{su} =$	347,83	MPa
Contrainte de compression du béton à L'ELS	$0,06 \times f_{c28}$	$\sigma_{bc} =$	15	MPa
Résistance caractéristique à la traction	$0,6 + (0,06 \times f_{c28})$	$f_{t28} =$	2,10	MPa

Calcul des moments réduit		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0,197$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors :	Système d'armatures retenu :
	« Pas d'aciers comprimés »	
	Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors :	
	« Aciers comprimés nécessaires »	

Calcul des paramètres caractéristique de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{2\mu_{bu}})$	$\alpha =$	0,277	
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y =$	0,036	m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$	$Z =$	0,115	m

Détermination de la section théorique des aciers tendus				
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} =$	11,83	cm^2
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$	$A_{min} =$	1,57	cm^2
Choix des sections commerciales des armatures tendus				
choix	8HA14	$A_{st} =$	12,32	cm^2

Sur appuis :

Données				
Sollicitation :	Moment ultime due à : 1,35G+1,5Q	$M_u =$	27,84	$KN.m$
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

Calcul des moments réduit		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0,116$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors :	Système d'armatures retenu : {pas d'aciers comprimés}
	« Pas d'aciers comprimés »	
	Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors :	
	« Aciers comprimés nécessaires »	

Calcul des paramètres caractéristique de la section			
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{2\mu_{bu}})$	$\alpha =$	0,154
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y =$	0,02 m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$	$Z =$	0,122 m

Détermination de la section théorique des aciers tendus				
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} =$	6,56	cm^2
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$	$A_{min} =$	1,57	cm^2
Choix des sections commerciales des armatures tendus				
choix	6HA12	$A_{st} =$	6,79	cm^2

✓ Vérification à l'état limite de service :

Vérifications des contraintes (palier+paillasse) :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2,1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	12,32	cm^2
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	15	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	13	cm

Vérification des contraintes		
En travée		
Moment service en travée	$M_{ts} =$	34,102 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times (y - d)$	5,32 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$	15918,9 cm^4
Coefficient	$K = M_{ts} / I$	214,22 MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = K \times y$	11,39 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$	11,39 < 15 vérifiée
En appuis		
Moment service en appuis	$M_{as} =$	20,06 KN.m

Position de l'axe neutre	$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times (y - d)$	4,22 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$	10356,5cm ⁴
Coefficient	$K = M_{as}/I$	193,69 MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = K \times y$	8,17 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$	8,17 < 15 vérifiée

Vérification de la flèche (palier+paillasse) :

Données			
Hauteur totale de la poutre	$h =$	15	cm
Hauteur utile de la poutre	$d =$	13	cm
Longueur de la poutre	$L =$	5,7	m
Largeur de l'âme	$b_0 =$	100	cm
Section d'acier tendue	$A_s =$	12,32	cm ²
Moment en travée	$M_t =$	47,33	KN.m
Moment statique	$M_0 =$	55,68	KN.m
Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa

Vérification de la flèche			
$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$	0,026	0,0625	Non vérifiée
$A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$	0,001232	0,001365	Vérifiée
$L < 8m$	5,7	8	Vérifiée

Calcul de la flèche :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	12,32	cm ²
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	15	cm
	Longueur de la poutre	$L =$	5,7	m
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	13	cm
	Position de l'axe neutre	$y =$	5,32	cm
Chargement :	Charge permanente de la volée	$g_v =$	8,5	KN/m ²
	Charge permanente du palier	$g_p =$	5,18	KN/m ²
	Charge permanente sans revêtement de la volée	$j_v =$	6,32	KN/m ²
	Charge permanente sans revêtement du palier	$j_p =$	3,75	KN/m ²
	Surcharge d'exploitation	$Q =$	2,5	KN/m ²
Charge totale de la volée $(G + Q) \times b$		$p_v =$	11	KN/ml

Charge totale du palier $(G + Q) \times b$	$p_p =$	7,68	KN/ml
--	---------	------	-------

Calcul des moments correspondant				
Moment correspondant à j	$0,85 \times M_0^j_{max}$	$M_j =$	18,32	KN.m
Moment correspondant à g	$0,85 \times M_0^g_{max}$	$M_g =$	25,47	KN.m
Moment correspondant à p	$0,85 \times M_0^p_{max}$	$M_p =$	34,1	KN.m

Calcul du moment d'inertie				
Moment d'inertie		$I =$	15918,9	cm ⁴
Moment d'inertie		$I_0 =$	193090,2	cm ⁴

Calcul des contraintes correspondant				
Contrainte correspondant à j	$15 \times M_j \times (d - y)/I$	$\sigma_j =$	136,1	MPa
Contrainte correspondant à g	$15 \times M_g \times (d - y)/I$	$\sigma_g =$	184,2	MPa
Contrainte correspondant à p	$15 \times M_p \times (d - y)/I$	$\sigma_p =$	246,6	MPa

Calcul des coefficients				
Pourcentage d'armatures	$A_s/(d \times b_0)$	$\rho =$	0,00947	
Coefficient correspondant à j	$1 - [1,75 \times \frac{f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}}]$	$\mu_j =$	0,493	
Coefficient correspondant à g	$1 - [1,75 \times \frac{f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}}]$	$\mu_g =$	0,595	
Coefficient correspondant à p	$1 - [1,75 \times \frac{f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}}]$	$\mu_p =$	0,678	

Module de déformation longitudinale du béton				
Module de déformation longitudinale instantanée du béton	$11000(f_{c28})^{1/3}$	$E_i =$	32164,195	MPa
Module de déformation longitudinale différée du béton	$E_i/3$	$E_v =$	10721,398	MPa
Coefficient instantanée	$0,05 \times f_{t28}/(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho$	$\lambda_i =$	2,215	
Coefficient différée	$0,4 \times \lambda_i$	$\lambda_v =$	0,886	

Calcul du moment d'inertie				
Moment d'inertie correspondant à j	$1,1 \times I/(1 + \lambda_i \times \mu_j)$	$I_{ji} =$	101425	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à g	$1,1 \times I/(1 + \lambda_i \times \mu_g)$	$I_{gi} =$	91578	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à p	$1,1 \times I/(1 + \lambda_i \times \mu_p)$	$I_{pi} =$	84804	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à v	$1,1 \times I/(1 + \lambda_v \times \mu_g)$	$I_{gv} =$	139029	cm ⁴

Calcul de la flèche				
La flèche correspondant à j	$M_j \times L^2/10 \times E_i \times I_{ji}$	$f_{ji} =$	0,187	cm

La flèche correspondant à g	$M_g \times L^2/10 \times E_i \times I_{gi}$	$f_{gi} =$	0,28	cm
La flèche correspondant à p	$M_p \times L^2/10 \times E_i \times I_{pi}$	$f_{pi} =$	0,406	cm
La flèche correspondant à v	$M_g \times L^2/10 \times E_v \times I_{gv}$	$f_{gv} =$	0,55	cm
La flèche totale	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$\Delta f =$	0,489	cm
La flèche admissible	Si $L \leq 500 \rightarrow L/500$ Si $L \geq 500 \rightarrow \frac{L}{1000} + 0,5cm$	$\Delta f_{adm} =$	1,07	cm
$\Delta f < \Delta f_{adm}$			Vérifiée	

✓ Vérification à l'état limite ultime :

Vérification de l'effort tranchant :

Donnée				
Matériaux :	Contrainte du béton à 20 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Section des armatures longitudinales	$A_l =$	12,32	cm ²
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	15	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	13	cm
Sollicitation :	L'effort tranchant	$V =$	36,28	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{V}{b \times d}$	$\tau_u =$	0,279	MPa
Contrainte tangente limite	$\min(0,1 \times f_{c28}; 4MPa)$	$\bar{\tau}_u =$	3,33	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	0,279 < 3,33 vérifiée		

Armatures de répartition				
Section des armatures de répartition	$A_l/4$	$A_t =$	3,08	cm ²
Choix des armatures	4HA10	$A_t =$	3,14	cm ²

➤ Schéma de ferrailage :

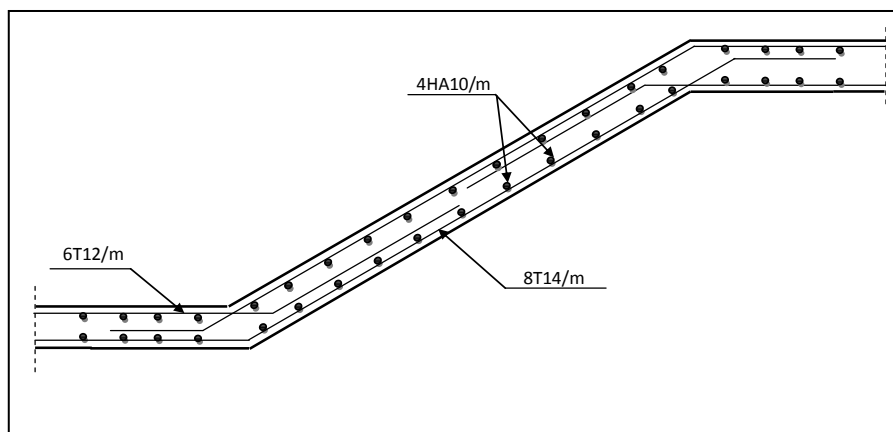


Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier

5.1.2. Etude de la poutre palière :

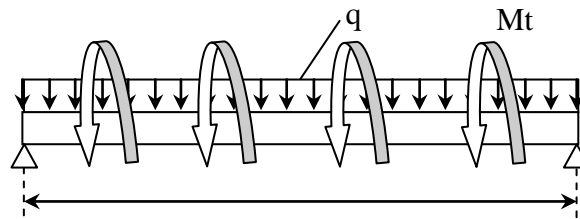


Figure III.21. Schéma statique de la poutre palière

➤ Dimensionnement :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

➤ Exigences du RPA99/2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ Définition des charges :

Chargement ELU :

Chargement	La charge (KN/ml)	
Poids propre de la poutre	$25 \times 0,3 \times 0,3$	2,25
Poids propre du mur+enduit	$2,81 \times 2,76$	7,75
Réaction due au palier	/	36,28

Sollicitation :

Combinaison de charge	$q_u = 1,35 \times (2,25 + 7,75) + 36,28$	49,78
Moment isostatique (KN.m)	$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8}$	63,71
Moment sur appuis (KN.m)	$M_a = -0,5 \times M_u$	-31,85
Moment en travée (KN.m)	$M_t = 0,85 \times M_u$	54,16

✓ Ferrailage de la poutre palière :

En travée :

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	0,3	m
	Hauteur de la section	$h =$	0,3	m
	Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	0,28	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	$c =$	0,02	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa

Conditions de fissuration		Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : 1,35G+1,5Q	$M_u =$	0,005416	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	
Calcul des moments réduit				
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0,162$		
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors :	Système d'armatures retenu : {pas d'aciers comprimés}		
	« Pas d'aciers comprimés »			
	Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors :			
	« Aciers comprimés nécessaires »			

Calcul des paramètres caractéristique de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{2\mu_{bu}})$	$\alpha =$	0,223	
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y =$	0,0621	m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$	$Z =$	0,255	m

Détermination de la section théorique des aciers tendus				
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} =$	6,08	cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$	$A_{min} =$	0,978	cm ²
Choix des sections commerciales des armatures tendus				
choix	4HA14	$A_{st} =$	6,16	cm ²

Sur appuis :

Données				
Sollicitation :	Moment ultime due à : 1,35G+1,5Q	$M_u =$	0,03185	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

Calcul des moments réduit				
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0,095$		
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors :	Système d'armatures retenu : {pas d'aciers comprimés}		
	« Pas d'aciers comprimés »			
	Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors :			
	« Aciers comprimés nécessaires »			

Calcul des paramètres caractéristique de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{2\mu_{bu}})$	$\alpha =$	0,125	
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y =$	0,035	m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$	$Z =$	0,266	m

Détermination de la section théorique des aciers tendus				
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} =$	3,44	cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$	$A_{min} =$	0,978	cm ²
Choix des sections commerciales des armatures tendus				
choix	4HA12	$A_{st} =$	4,52	cm ²

✓ Vérification à l'état limite de service :

Vérifications des contraintes (poutre palière) :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2,1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	6,16	cm ²
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	30	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	28	cm

Chargement ELS :

Chargement	La charge (KN/ml)	
Poids propre de la poutre	$25 \times 0,3 \times 0,3$	2,25
Poids propre du mur+enduit	$2,81 \times 2,76$	7,75
Réaction due au palier	/	26,08

Sollicitation :

Combinaison de charge	$q_s = 1,35 \times (2,25 + 7,75) + 26,08$	36,08
Moment isostatique (KN.m)	$M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{8}$	46,18
Moment sur appuis (KN.m)	$M_a = -0,5 \times M_{ser}$	-23,09
Moment en travée (KN.m)	$M_t = 0,85 \times M_{ser}$	39,25

Vérification des contraintes		
Moment service	$M_{ser} =$	39,25 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times (y - d)$	10,4 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$	39870,46 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	98,215 MN/cm ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = K \times y$	10,23 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$	10,23 < 15 vérifiée

Vérification de la flèche (poutre palière) :

Données			
Hauteur totale de la poutre	$h =$	30	cm
Hauteur utile de la poutre	$d =$	28	cm
Longueur de la poutre	$L =$	3,2	m
Largeur de l'âme	$b_0 =$	30	cm
Section d'acier tendue	$A_s =$	6,16	cm ²
Moment en travée	$M_t =$	54,16	KN.m

Moment statique	$M_0 =$	63,71	$KN.m$
Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa

Vérification de la flèche			
$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$	0,0937	0,0625	Vérifiée
$A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$	0,000616	0,000882	Vérifiée
$L < 8m$	3,2	8	Vérifiée

✓ Vérification à l'état limite ultime :

Vérification de l'effort tranchant :

Donnée				
Matériaux :	Contrainte du béton à 20 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Section des armatures longitudinales	$A_l =$	6,16	cm^2
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	30	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	28	cm
Sollicitation :	L'effort tranchant	$V =$	79,65	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{V}{b \times d}$	$\tau_u =$	0,948	MPa
Contrainte tangente limite	$\min(0,1 \times f_{c28}; 4MPa)$	$\bar{\tau}_u =$	2,5	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	0,948 < 2,5 vérifiée		

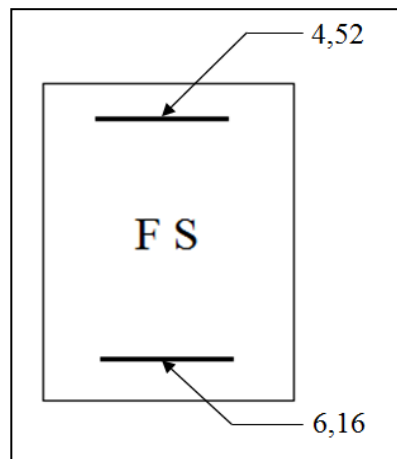


Figure III.22. Section d'armatures de la poutre palière

➤ **Calcul à la torsion :**

Le moment de torsion M_T est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

Torsion				
Moment d'encastrement déjà calculé		$M_{enc} =$	27,84	KN.m
La plus petite dimension		$a =$	30	cm
Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente	$\frac{b}{6}$	$e =$	5	cm
Section efficace	$(h - e)(b - e)$	$\Omega =$	625	cm ²
Longueur de la poutre		$u =$	1,2	m
Moment de torsion	$\frac{M_{enc} \times l}{2}$	$M_t =$	44,54	KN.m
Contrainte de torsion	$\frac{M_t}{2 \times e \times \Omega}$	τ_{ut}	7,126	MPa

Contrainte de cisaillement	$\frac{V}{b \times d}$	$\tau_{uv} =$	0,948	MPa
Contrainte admissible	$\min(0,2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa)$	$\tau_{u \text{ limite}} =$	3,33	MPa
Vérification	$\sqrt{\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2} \leq \tau_{u \text{ limite}}$	7,18 < 3,33 non vérifiée		

Il ya risque de rupture par cisaillement donc on doit augmenter les dimensions de la section.

$$b \times h = (40 \times 40)$$

Chargement ELU :

Chargement	La charge (KN/ml)	
Poids propre de la poutre	$25 \times 0,4 \times 0,4$	4
Poids propre du mur+enduit	$2,81 \times 2,76$	7,75
Réaction due au palier	/	36,28

Sollicitation :

Combinaison de charge	$q_u = 1,35 \times (4 + 7,75) + 36,28$	52,14
Moment isostatique (KN.m)	$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8}$	66,74
Moment sur appuis (KN.m)	$M_a = -0,5 \times M_u$	33,37
Moment en travée (KN.m)	$M_t = 0,85 \times M_u$	56,73
L'effort tranchant (KN)	$V_u = \frac{q_u \times l}{2}$	83,42

Torsion				
Section de la poutre		$b \times h$	40 × 40	cm × cm
Moment d'encastrement déjà calculé		$M_{enc} =$	27,84	KN.m
La plus petite dimension		$a =$	40	cm
Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente	$\frac{b}{6}$	$e =$	6,67	cm
Section efficace		$(h - e)(b - e)$	$\Omega =$	1110,88
Longueur de la poutre		$u =$	1,33	m
Moment de torsion		$\frac{M_{enc} \times l}{2}$	$M_t =$	44,54
Contrainte de torsion		$\frac{M_t}{2 \times e \times \Omega}$	$\tau_{ut} =$	3
Contrainte de cisaillement		$\frac{V}{b \times d}$	$\tau_{uv} =$	0,521
Contrainte admissible		$\min(0,2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa)$	$\tau_{u limite} =$	3,33
Vérification		$\sqrt{\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2} \leq \tau_{u limite}$	3,04 < 3,33 vérifiée	

Armatures de torsion				
Armatures longitudinales de torsion		$\frac{M_{tor} \times u}{2 \times \Omega \times f_{su}}$	$A_l =$	7,66
Armatures longitudinales de torsion choisie		5HA14	$A_L =$	7,70
Armatures transversal de torsion		$\frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{su}}$	$A_t =$	1,15
Armatures transversal de torsion choisie		3HA8	$A_T =$	1,51
Armatures transversales		$\frac{0,4 \times b \times S_t}{f_{su}}$	$A_T =$	0,919

Espacement :

$S_t = 20cm < \min(0,9d; 40cm)$

A la flexion simple on adopte un espacement $S_t = 20cm$

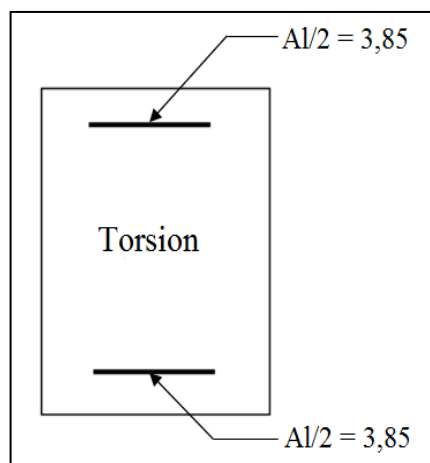


Figure III.23. Section d'armatures de la poutre palière calculée à la torsion

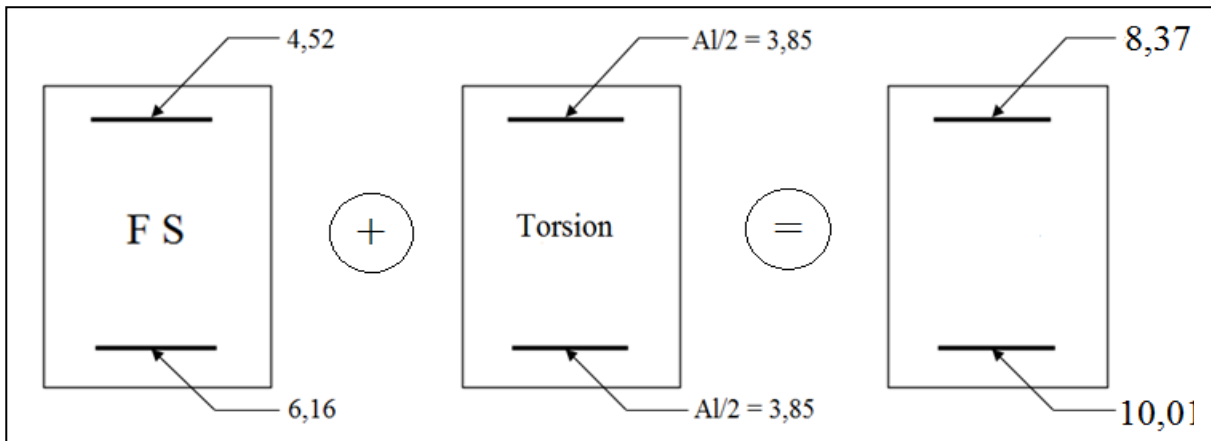


Figure III.24. Section d'armatures finale de la poutre palière

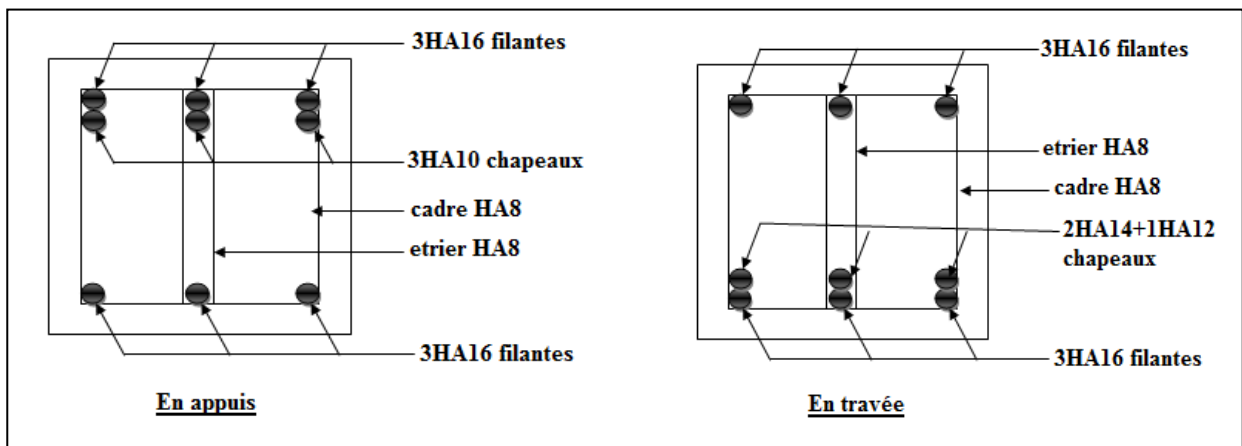


Figure III.25. Dessin de ferrailage de la poutre palière

5.2. Escalier type 2 : (de l'entresol au RDC)

On va étudier la partie la plus sollicitée (la partie AB).

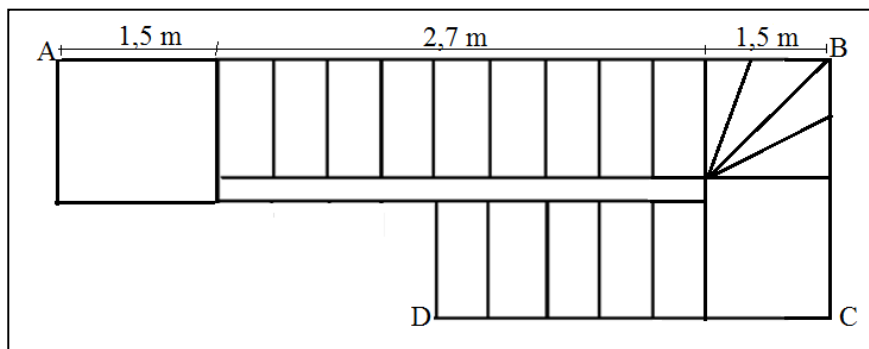


Figure III.26. Vue en plan de l'escalier

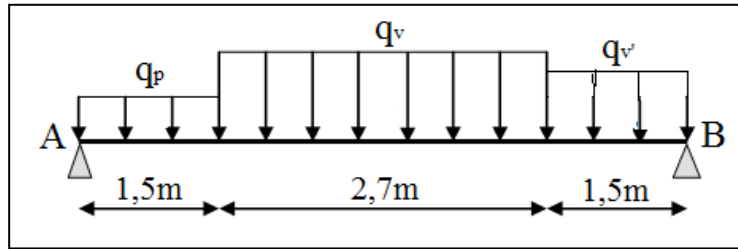


Figure III.27. Schéma statique de l'escalier type 2 (partie AB)

$$\text{volée} \begin{cases} G_v=8,48 & \text{KN/m}^2 \\ Q_v=2,5 & \text{KN/m}^2 \end{cases} ; \text{ palier} \begin{cases} G_p=5,18 & \text{KN/m}^2 \\ Q_p=2,5 & \text{KN/m}^2 \end{cases} ; \text{ volée} \begin{cases} G_v=7,74 & \text{KN/m}^2 \\ Q_v=2,5 & \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier :

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 10,74 & \text{KN/m} \\ q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,19 & \text{KN/m} \\ q_{uv'} = (1,35G_{v'} + 1,5Q_{v'}) \times 1 = 14,19 & \text{KN/m} \end{cases} ; \text{ ELS} \begin{cases} q_{up} = (G_p + Q_p) \times 1 = 7,68 & \text{KN/m} \\ q_{uv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,98 & \text{KN/m} \\ q_{uv'} = (G_{v'} + Q_{v'}) \times 1 = 10,24 & \text{KN/m} \end{cases}$$

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_p \times 1,5 + q_v \times 2,7 + q_{v'} \times 1,5$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 41,1 & \text{KN} \\ \text{ELS: } 29,67 & \text{KN} \end{cases} ; \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 37,3 & \text{KN} \\ \text{ELS: } 26,84 & \text{KN} \end{cases}$$

❖ calcul des sollicitations :

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Appuis	Réactions (KN)		V^{max} (KN)	M_{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS
A	37,3	26,84	41,19	58,66	42,31
B	41,1	29,67			

Tableau III.19. Sollicitations dans l'escalier (Type 2)

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85 \times M_{0u} = 49,61 & \text{KN.m} \\ M_{au} = -0,5 \times M_{0u} = -29,33 & \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} pour une section $(b \times h) = (1ml \times e)$; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max} .

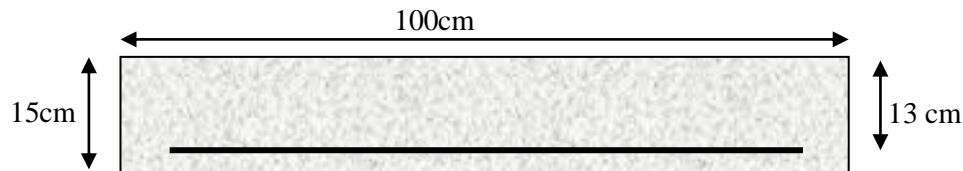


Figure III.28. Section d'escalier à ferrailer

✓ Ferrailage de la paillasse :

En travée :

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	1,00	m
	Hauteur de la section	$h =$	0,15	m
	Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	0,13	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	$c =$	0,02	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : 1,35G+1,5Q	$M_u =$	49,61	$KN.m$
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

Calcul des moments réduit		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0,207$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors :	Système d'armatures retenu :
	« Pas d'aciers comprimés »	
	Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors :	
	« Aciers comprimés nécessaires »	{pas d'aciers comprimés}

Calcul des paramètres caractéristique de la section			
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{2\mu_{bu}})$	$\alpha =$	0,293
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y =$	0,038 m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$	$Z =$	0,114 m

Détermination de la section théorique des aciers tendus			
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} =$	12,5 cm^2
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$	$A_{min} =$	1,57 cm^2
Choix des sections commerciales des armatures tendus			
choix	7HA16	$A_{st} =$	14,07 cm^2

Sur appuis :

Données			
Sollicitation :	Moment ultime due à : 1,35G+1,5Q	$M_u =$	29,33 $KN.m$
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392

Calcul des moments réduit		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0,122$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors :	Système d'armatures retenu : {pas d'aciers comprimés}
	« Pas d'aciers comprimés »	
	Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors :	
	« Aciers comprimés nécessaires »	

Calcul des paramètres caractéristique de la section			
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{2\mu_{bu}})$	$\alpha =$	0,163
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y =$	0,021 m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$	$Z =$	0,121 m

Détermination de la section théorique des aciers tendus				
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} =$	6,96	cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$	$A_{min} =$	1,57	cm ²
Choix des sections commerciales des armatures tendus				
choix	5HA14	$A_{st} =$	7,7	cm ²

✓ Vérification à l'état limite de service :

Vérifications des contraintes :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2,1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	14,07	cm ²
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	15	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	13	cm

Vérification des contraintes		
Moment service en travée	$M_s =$	42,31 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times (y - d)$	5,59 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$	17410,91 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ts} / I$	243 MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = K \times y$	13,58 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$	13,58 < 15 vérifiée

Vérification de la flèche :

Données			
Hauteur totale de la poutre	$h =$	15	cm

Hauteur utile de la poutre	$d =$	13	cm
Longueur de la poutre	$L =$	5,7	m
Largeur de l'âme	$b_0 =$	100	cm
Section d'acier tendue	$A_s =$	14,07	cm ²
Moment en travée	$M_t =$	49,61	KN.m
Moment statique	$M_0 =$	58,66	KN.m
Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa

Vérification de la flèche			
$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$	0,026	0,0625	Non vérifiée
$A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$	0,001407	0,001365	Non vérifiée
$L < 8m$	5,7	8	Vérifiée

Calcul de la flèche :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	14,07	cm ²
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	15	cm
	Longueur de la poutre	$L =$	5,7	m
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	13	cm
	Position de l'axe neutre	$y =$	5,59	cm
Chargement :	Charge permanente de la volée	$g_v =$	8,48	KN/m ²
	Charge permanente de la volée balancée	$g_{v'} =$	7,74	KN/m ²
	Charge permanente du palier	$g_p =$	5,18	KN/m ²
	Charge permanente sans revêtement de la volée	$j_v =$	6,3	KN/m ²
	Charge permanente sans revêtement de la volée balancée	$j_{v'} =$	5,56	KN/m ²
	Charge permanente sans revêtement du palier	$j_p =$	3,75	KN/m ²
	Surcharge d'exploitation	$Q =$	2,5	KN/m ²
Charge total de la volée $(G + Q) \times b$		$p_v =$	10,98	KN/ml
Charge total de la volée balancée $(G + Q) \times b$		$p_{v'} =$	10,24	KN/ml
Charge total du palier $(G + Q) \times b$		$p_p =$	7,68	KN/ml

Calcul des moments correspondant				
Moment correspondant à j	$0,85 \times M_{0 \max}^j$	$M_j =$	20,17	KN.m
Moment correspondant a g	$0,85 \times M_{0 \max}^g$	$M_g =$	27,34	KN.m
Moment correspondant a p	$0,85 \times M_{0 \max}^p$	$M_p =$	35,96	KN.m

Calcul du moment d'inertie			
Moment d'inertie	$I =$	17410,91	cm^4
Moment d'inertie	$I_0 =$		cm^4

Calcul des contraintes correspondant				
Contrainte correspondant à j	$15 \times M_j \times (d - y)/I$	$\sigma_j =$	128,763	MPa
Contrainte correspondant à g	$15 \times M_g \times (d - y)/I$	$\sigma_g =$	174,536	MPa
Contrainte correspondant à p	$15 \times M_p \times (d - y)/I$	$\sigma_p =$	229,566	MPa

Calcul des coefficients			
Pourcentage d'armatures	$A_s/(d \times b_0)$	$\rho =$	0,010823
Coefficient correspondant à j	$1 - [1,75 \times \frac{f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}}]$	$\mu_j =$	0,521
Coefficient correspondant à g	$1 - [1,75 \times \frac{f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}}]$	$\mu_g =$	0,619
Coefficient correspondant à p	$1 - [1,75 \times \frac{f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}}]$	$\mu_p =$	0,694

Module de déformation longitudinale du béton				
Module de déformation longitudinale instantanée du béton	$11000(f_{c28})^{1/3}$	$E_i =$	32164,195	MPa
Module de déformation longitudinale différée du béton	$E_i/3$	$E_v =$	10721,398	MPa
Coefficient instantanée	$0,05 \times f_{t28}/(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho$	$\lambda_i =$	1,94	
Coefficient différée	$0,4 \times \lambda_i$	$\lambda_v =$	0,776	

Calcul du moment d'inertie				
Moment d'inertie correspondant à j	$1,1 \times I/(1 + \lambda_i \times \mu_j)$	$I_{ji} =$	106053	cm^4
Moment d'inertie correspondant à g	$1,1 \times I/(1 + \lambda_i \times \mu_g)$	$I_{gi} =$	96868	cm^4
Moment d'inertie correspondant à p	$1,1 \times I/(1 + \lambda_i \times \mu_p)$	$I_{pi} =$	90837	cm^4
Moment d'inertie correspondant à v	$1,1 \times I/(1 + \lambda_v \times \mu_g)$	$I_{gv} =$	144037	cm^4

Calcul de la flèche				
La flèche correspondant à j	$M_j \times L^2/10 \times E_i \times I_{ji}$	$f_{ji} =$	0,19	cm
La flèche correspondant à g	$M_g \times L^2/10 \times E_i \times I_{gi}$	$f_{gi} =$	0,282	cm
La flèche correspondant à p	$M_p \times L^2/10 \times E_i \times I_{pi}$	$f_{pi} =$	0,396	cm
La flèche correspondant à v	$M_g \times L^2/10 \times E_v \times I_{gv}$	$f_{gv} =$	0,57	cm
La flèche totale	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$\Delta f =$	0,494	cm
La flèche admissible	Si $L \leq 500 \rightarrow L/500$ Si $L \geq 500 \rightarrow \frac{L}{1000} + 0,5cm$	$\Delta f_{adm} =$	1,07	cm

$\Delta f < \Delta f_{adm}$	Vérifiée
-----------------------------	----------

✓ Vérification à l'état limite ultime :

Vérification de l'effort tranchant :

Donnée				
Matériaux :	Contrainte du béton à 20 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Section des armatures longitudinales	$A_l =$	14,07	cm ²
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	15	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	13	cm
Sollicitation :	L'effort tranchant	$V =$	41,19	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{V}{b \times d}$	$\tau_u =$	0,317	MPa
Contrainte tangente limite	$\min(0,1 \times f_{c28}; 4MPa)$	$\bar{\tau}_u =$	3,33	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	0,317 < 3,33 vérifiée		

Armatures de répartition				
Section des armatures de répartition	$A_l/4$	$A_t =$	3,52	cm ²
Choix des armatures	5HA10	$A_t =$	3,93	cm ²

➤ Schéma de ferrailage :

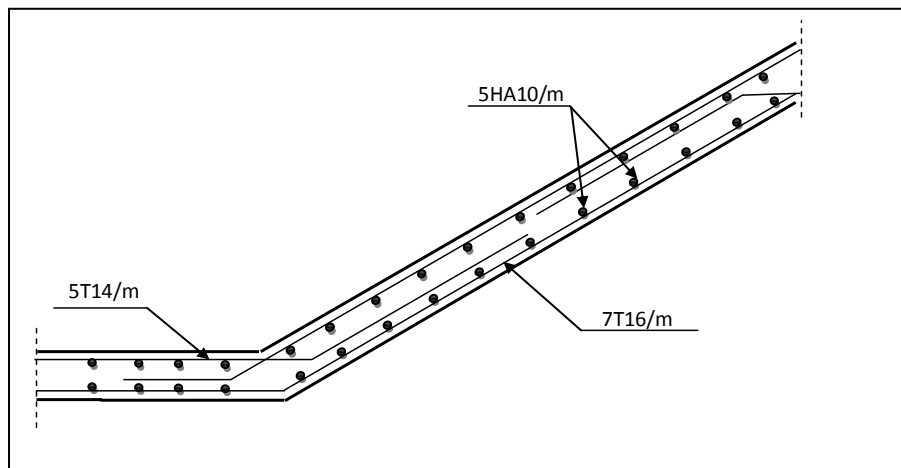


Figure III.29. Schéma de ferrailage de l'escalier

5.2.1. Etude de la poutre palière :

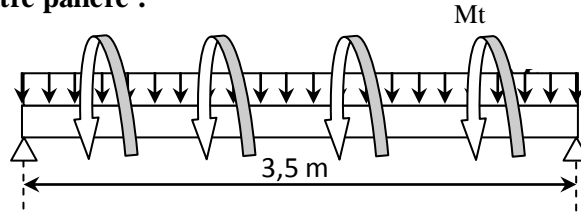


Figure III.30. Schéma statique de la poutre palière

➤ Dimensionnement :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

➤ Exigences du RPA99/2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

➤ Définition des charges :

Chargement ELU :

Chargement	La charge (KN/ml)	
Poids propre de la poutre	$25 \times 0,3 \times 0,3$	2,25
Poids propre du mur+enduit	$2,81 \times 2,25$	6,32
Réaction qui influence sur la poutre	/	41,1

Sollicitation :

Combinaison de charge	$q_u = 1,35 \times (2,25 + 6,32) + 41,1$	52,67
Moment isostatique (KN.m)	$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8}$	67,42
Moment sur appuis (KN.m)	$M_a = -0,5 \times M_u$	-33,7
Moment en travée (KN.m)	$M_t = 0,85 \times M_u$	57,3

✓ Ferrailage de la poutre palière :

En travée :

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	0,3	m
	Hauteur de la section	$h =$	0,3	m
	Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	0,28	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	$c =$	0,02	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa

Conditions de fissuration		Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : 1,35G+1,5Q	$M_u =$	0,0573	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	
Calcul des moments réduit				
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0,172$		
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors :	Système d'armatures retenu : {pas d'aciers comprimés}		
	« Pas d'aciers comprimés »			
	Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors :			
	« Aciers comprimés nécessaires »			

Calcul des paramètres caractéristique de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{2\mu_{bu}})$	$\alpha =$	0,237	
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y =$	0,066	m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$	$Z =$	0,253	m

Détermination de la section théorique des aciers tendus				
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} =$	6,5	cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$	$A_{min} =$	1,01	cm ²
Choix des sections commerciales des armatures tendus				
choix	6HA12	$A_{st} =$	6,79	cm ²

Sur appuis :

Données				
Sollicitation :	Moment ultime due à : 1,35G+1,5Q	$M_u =$	0,0337	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

Calcul des moments réduit				
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_{bu} = 0,101$		
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors :	Système d'armatures retenu : {pas d'aciers comprimés}		
	« Pas d'aciers comprimés »			
	Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors :			
	« Aciers comprimés nécessaires »			

Calcul des paramètres caractéristique de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{2\mu_{bu}})$	$\alpha =$	0,133	
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y =$	0,037	m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0,4 \times \alpha))$	$Z =$	0,265	m

Détermination de la section théorique des aciers tendus				
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} =$	3,65	cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$	$A_{min} =$	1,01	cm ²
Choix des sections commerciales des armatures tendus				
choix	4HA12	$A_{st} =$	4,52	cm ²

✓ Vérification à l'état limite de service :

Vérifications des contraintes (poutre palière) :

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2,1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	6,79	cm ²
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	30	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	28	cm

Chargement ELS :

Chargement	La charge (KN/ml)	
Poids propre de la poutre	$25 \times 0,3 \times 0,3$	2,25
Poids propre du mur+enduit	$2,81 \times 2,25$	6,32
Réaction qui influence sur la poutre	/	29,67

Sollicitation :

Combinaison de charge	$q_s = 1,35 \times (2,25 + 6,32) + 29,67$	41,24
Moment isostatique (KN.m)	$M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{8}$	52,78
Moment sur appuis (KN.m)	$M_a = -0,5 \times M_{ser}$	-26,39
Moment en travée (KN.m)	$M_t = 0,85 \times M_{ser}$	44,86

Vérification des contraintes		
Moment service	$M_{ser} =$	44,86 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times (y - d)$	10,3 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$	42835,85 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	104,72 MN/cm ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = K \times y$	10,78 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$	10,78 < 15 vérifiée

Vérification de la flèche (poutre palière) :

Données			
Hauteur totale de la poutre	$h =$	30	cm
Hauteur utile de la poutre	$d =$	28	cm
Longueur de la poutre	$L =$	3,2	m
Largeur de l'âme	$b_0 =$	30	cm
Section d'acier tendue	$A_s =$	6,79	cm ²

Moment en travée	$M_t =$	57,3	$KN.m$
Moment statique	$M_0 =$	67,42	$KN.m$
Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa

Vérification de la flèche			
$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$	0,0937	0,0625	Vérifiée
$A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$	0,000679	0,000882	Vérifiée
$L < 8m$	3,2	8	Vérifiée

✓ Vérification à l'état limite ultime :

Vérification de l'effort tranchant :

Donnée				
Matériaux :	Contrainte du béton à 20 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Section des armatures longitudinales	$A_l =$	6,79	cm^2
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	30	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	28	cm
Sollicitation :	L'effort tranchant	$V =$	84,27	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{V}{b \times d}$	$\tau_u =$	1,003	MPa
Contrainte tangente limite	$\min(0,1 \times f_{c28}; 4MPa)$	$\bar{\tau}_u =$	2,5	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	1,003 < 2,5 vérifiée		

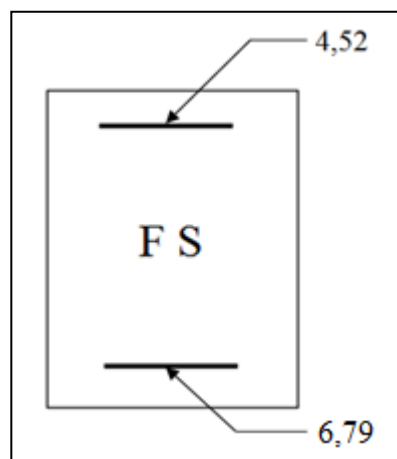


Figure III.31. Section d'armatures de la poutre palière calculée à la flexion simple

➤ Calcul à la torsion :

Torsion				
Moment d'encastrement déjà calculé		$M_{enc} =$	29,33	KN.m
La plus petite dimension		$a =$	30	cm
Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente	$\frac{b}{6}$	$e =$	5	cm
Section efficace		$\Omega =$	625	cm ²
Longueur de la poutre		$u =$	1,2	m
Moment de torsion		$M_t =$	46,93	KN.m
Contrainte de torsion		τ_{ut}	7,5	MPa

Contrainte de cisaillement	$\frac{V}{b \times d}$	$\tau_{uv} =$	1,003	MPa
Contrainte admissible	$\min(0,2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa)$	$\tau_u \text{ limite} =$	3,33	MPa
Vérification	$\sqrt{\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2} \leq \tau_u \text{ limite}$	7,57 < 3,33 non vérifiée		

Il ya risque de rupture par cisaillement donc on doit augmenter les dimensions de la section.

$$b \times h = (40 \times 40)$$

Chargement ELU :

Chargement	La charge (KN/ml)	
Poids propre de la poutre	$25 \times 0,4 \times 0,4$	4
Poids propre du mur+enduit	$2,81 \times 2,25$	6,32
Réaction due au palier	/	41,1

Sollicitation :

Combinaison de charge	$q_u = 1,35 \times (4 + 6,32) + 41,1$	55,03
Moment isostatique (KN.m)	$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8}$	70,44
Moment sur appuis (KN.m)	$M_a = -0,5 \times M_u$	-35,22
Moment en travée (KN.m)	$M_t = 0,85 \times M_u$	59,87
L'effort tranchant (KN)	$V_u = \frac{q_u \times l}{2}$	88,05

Torsion				
Section de la poutre		$b \times h$	40 × 40	cm × cm
Moment d'encastrement déjà calculé		$M_{enc} =$	29,33	KN.m
La plus petite dimension		$a =$	40	cm
Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente	$\frac{b}{6}$	$e =$	6,67	cm
Section efficace		$\Omega =$	1110,88	cm ²

Longueur de la poutre		$u =$	1,33	m
Moment de torsion	$\frac{M_{enc} \times l}{2}$	$M_t =$	46,93	$KN.m$
Contrainte de torsion	$\frac{M_t}{2 \times e \times \Omega}$	τ_{ut}	3,16	MPa
Contrainte de cisaillement	$\frac{V}{b \times d}$	$\tau_{uv} =$	0,579	MPa
Contrainte admissible	$\min(0,2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa)$	$\tau_{u limite} =$	3,33	MPa
Vérification	$\sqrt{\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2} \leq \tau_{u limite}$	3,21 < 3,33 vérifiée		
Armatures de torsion				
Armatures longitudinales de torsion	$\frac{M_{tor} \times u}{2 \times \Omega \times f_{su}}$	$A_l =$	8,07	cm^2
Armatures longitudinales de torsion choisie	8HA12	$A_L =$	9,05	cm^2
Armatures transversal de torsion	$\frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{su}}$	$A_t =$	1,21	cm^2
Armatures transversal de torsion choisie	3HA8	$A_T =$	1,51	cm^2
Armatures transversales	$\frac{0,4 \times b \times S_t}{f_{su}}$	$A_T =$	0,919	cm^2

Espacement :

$$S_t = 20cm < \min(0,9d; 40cm)$$

A la flexion simple on adopte un espacement $S_t = 20cm$

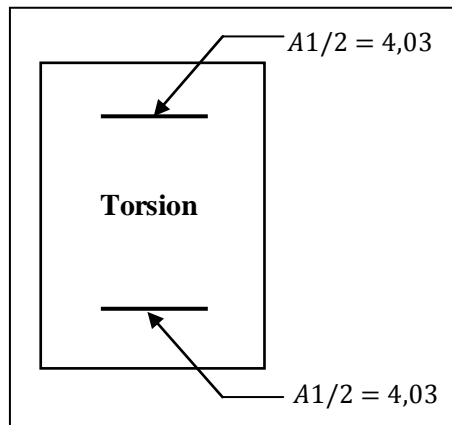


Figure III.32. Section d'armatures de la poutre palière calculée à la torsion

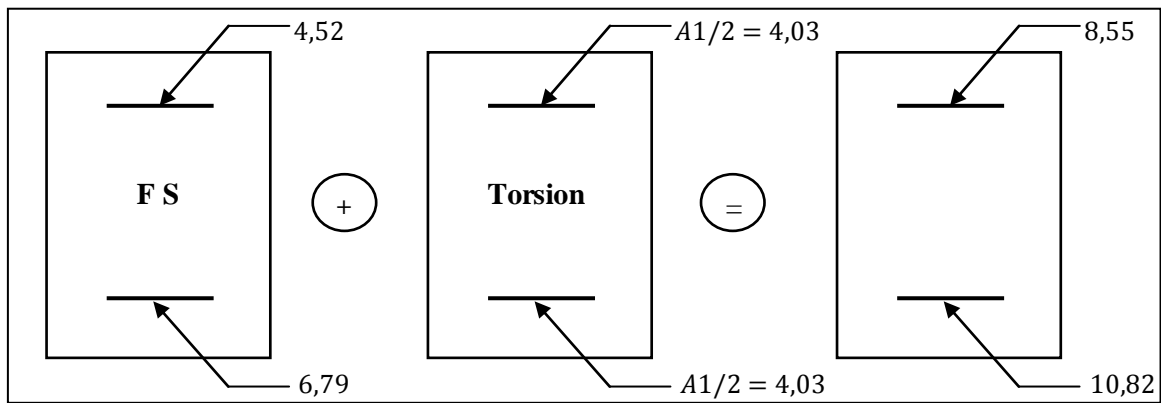


Figure III.33. Section d'armatures finale de la poutre palière

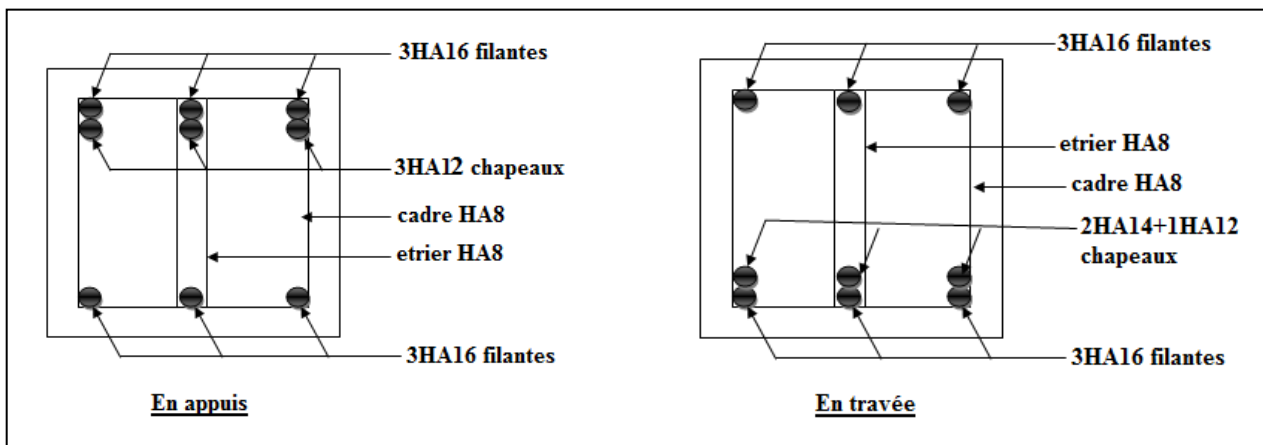


Figure III.34. Dessin de ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV
Etude dynamique

1. Introduction :

Le Nord de l'Algérie est classé par le règlement parasismique algérien comme une zone de forte sismicité, pour cela il a fixé des règles de conception et de calcul afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

2. Modélisation :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage pour cela la simplicité et la symétrie de la structure doivent être respectées en priorité par le concepteur car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du règlement parasismique algérien (RPA), il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaires équivalentes, utilisant un modèle élastique de la structure ou l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Selon le **RPA99/2003** tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone **IIa** sera contreventé par voiles ou par voiles portiques, ce qui justifie notre choix pour les éléments de contreventement de notre structure.

3. Méthodes de calcul :

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismique peut être mené suivant 3 méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse par accélérogrammes.

3.1. Méthode statique équivalente :

❖ Principe de la méthode : (RPA)

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacés par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée en une console encastrée dans le sol et dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, et de même propriétés d'inertie.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismique majeures.

❖ **Conditions d'application :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite avec une hauteur au plus égale a **65m** en zone **I** et **IIa** et **30m** en zone **IIb** et **III**.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/2003**.

❖ **Calcul de la force sismique totale :**

RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone d'implantation de l'ouvrage et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

Zone sismique	Groupe d'usage	Coefficient (A)
IIa	2	0,15

Tableau IV.1. Valeur de A

RPA99 (tableau 4.1)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement.

Système de contreventement	Valeur de R
Mixte portique/voiles avec interaction	5

Tableau IV.2. Valeur de R

RPA99 (tableau 4.3)

Q : facteur de qualité, il est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.

- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99 (formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) du **RPA99/2003**.

Pénalité	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle des qualités des matériaux	0	0
Contrôle de qualité d'exécution	0	0
somme	0,15	0,1

Tableau IV.3. Valeur des pénalités P_q .

W : Poids total de la structure, sa valeur est donnée par la formule suivante : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4.5) du **RPA99/2003**.

$\beta = 0,2$ Usage d'habitation.

Pour ce qui est de notre structure :

$$W = 24548,702 \text{ KN}$$

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le **RPA99/2003 (article 4.2.4)**, la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (1) \quad \text{RPA99 (formule 4.6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Système de contreventement	C_T
Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé	0,05

Tableau IV.4. Valeur de C_T

$C_T = 0,05$

$h_N = 36,3m$

$T = 0,05 \times (36,3)^{\frac{3}{4}} = 0,74(s)$

On peut également utiliser la formule suivante :

$T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2)$ **RPA99 (formule 4.7)**

Ou L est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs donnée par (1) et (2).

$L_x = 17m \rightarrow T_x = 0,79s$

$L_y = 10,20m \rightarrow T_y = 1,02s$

- **Valeur de T_1 et T_2 :** **RPA99 (Tableau 4.7)**

D'après le rapport de sol établi le site d'implantation de notre structure est un sol ferme.

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site :

Nature du sol	site	T_1	T_2
Ferme	2	0,15	0,40

Tableau IV.5. Valeur de T_1 et T_2

$$\begin{cases} T_2 < T_x < 3,0s \rightarrow D_x = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} \\ T_2 < T_y < 3,0s \rightarrow D_y = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases}$$

$T_x = \min(0,79s; 0,74s) = 0,74s$

$T_y = \min(1,02s; 0,74s) = 0,74s$

D'après le RPA99, les valeurs de T calculées a partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celle estimées a partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

D'où (T) a prendre en considération est :

$T_x = 1,3 \times 0,74 = 0,96s$

$T_y = 1,3 \times 0,74 = 0,96s$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\epsilon)}}$ Facteur de correction d'amortissement.

ε : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif.

$\varepsilon = 7\% \rightarrow$ Construction auto stable

$\varepsilon = 10\% \rightarrow$ Contreventement par voiles

Pour une construction mixte on prend la moyenne $\rightarrow \varepsilon = 8,5\%$

D'où $\eta = 0,82$ donc $\rightarrow D_x = D_y = 1,14$

D'où :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,14 \times 1,15 \times 22909,104}{5} = 965,5 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,14 \times 1,1 \times 22909,104}{5} = 923,52 \text{ KN}$$

3.2. Méthode d'analyse dynamique :

❖ Modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

❖ Principe de la méthode :

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

❖ Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation de masses modales atteint au moins 90%.

❖ Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4.13)}$$

- Schéma de spectre de calcul :

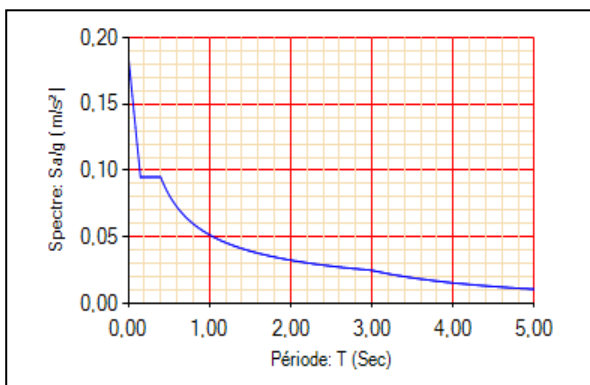


Figure IV.1. Spectre de calcul EX

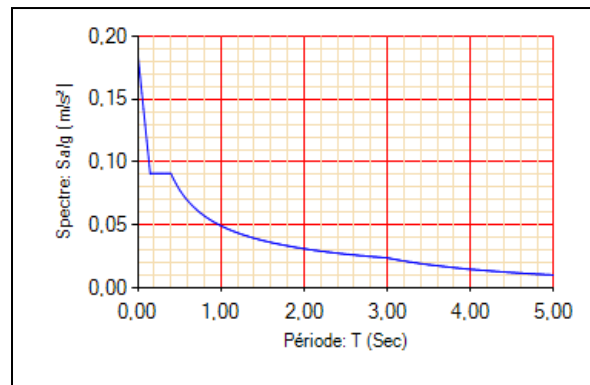


Figure IV.2. Spectre de calcul EY

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

3.3. Par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

4. Analyse dynamique :

Dans le but d'analyser le comportement dynamique de notre structure et de faire un choix judicieux de la disposition des voiles tout en satisfaisant les critères de RPA, une étude dynamique par logiciel **SAP 2000** a été menée.

4.1. La disposition des voiles adoptée :

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portique et voiles et les contraintes architecturaux de la structure.

Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adoptée.

La disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit :

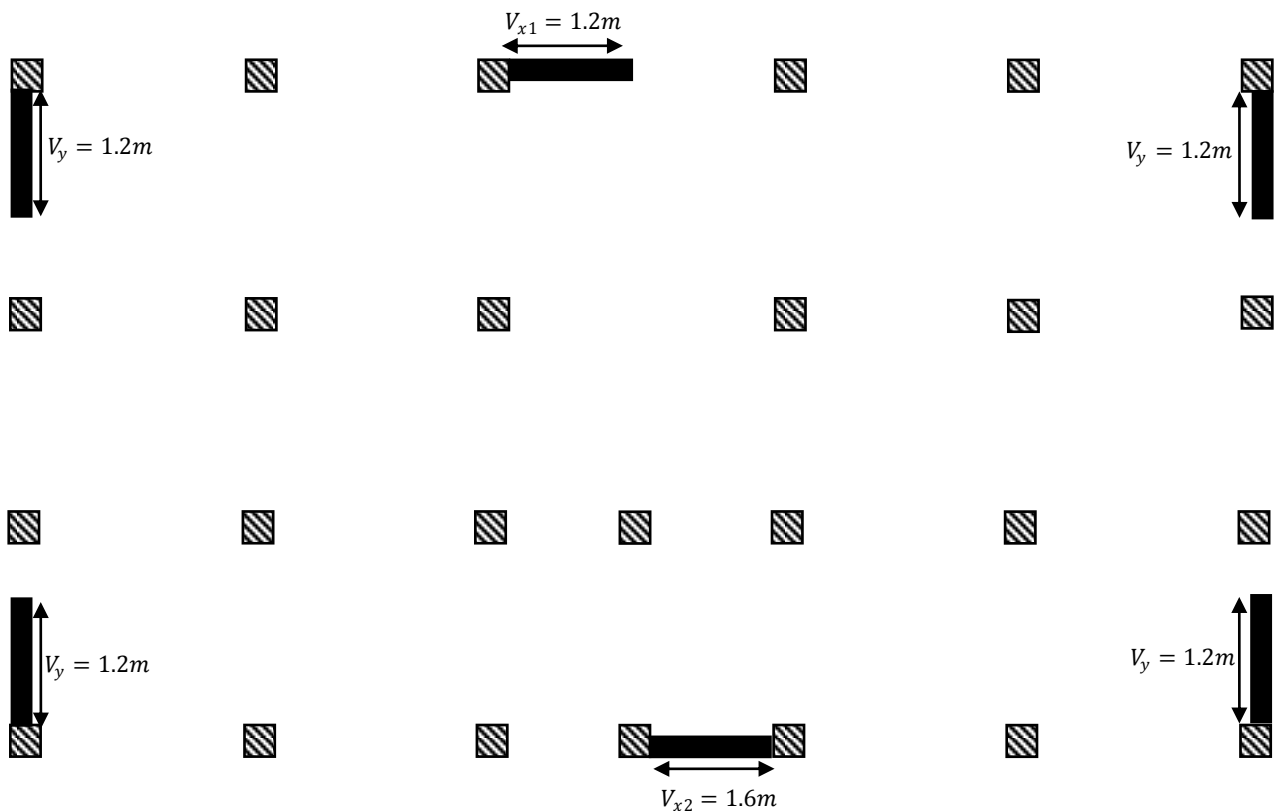


Figure IV.3. Disposition des voiles adoptée

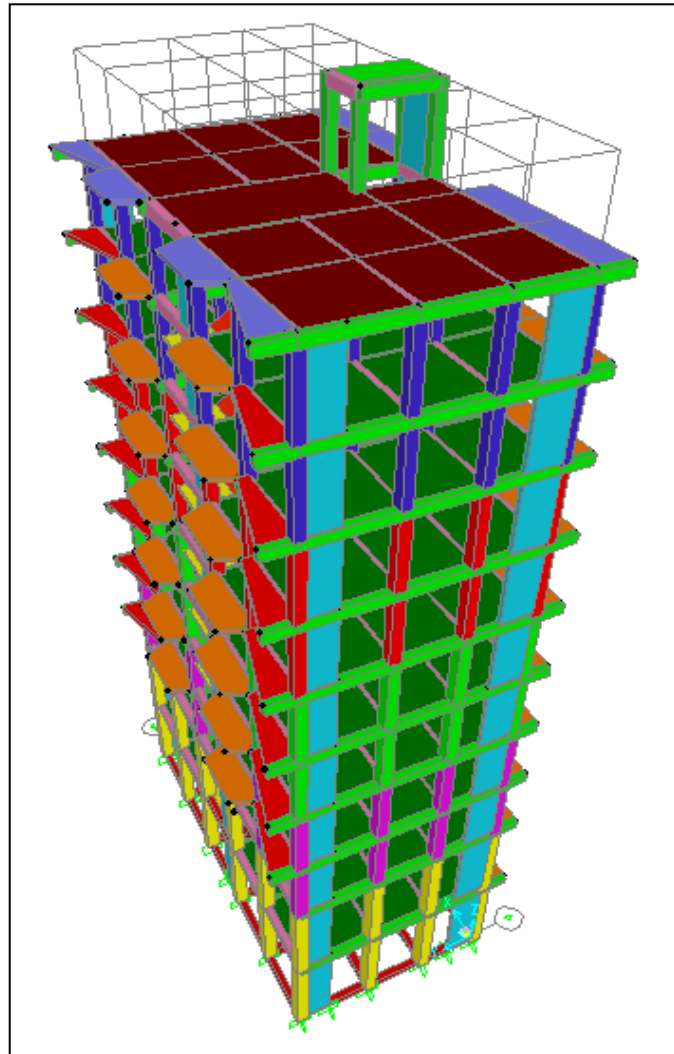


Figure IV.4. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000V14

Les modes de vibrations sont comme suit :

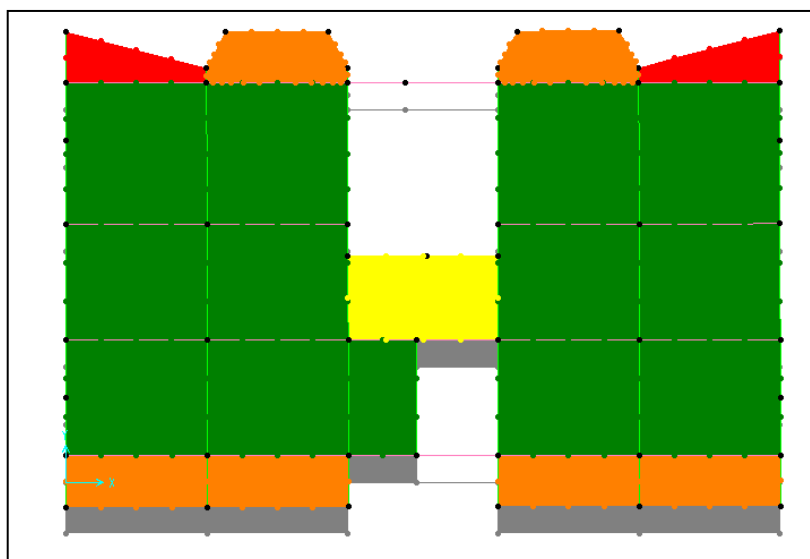


Figure IV.5. Mode 01 (translation) : $T = 0,858366s$

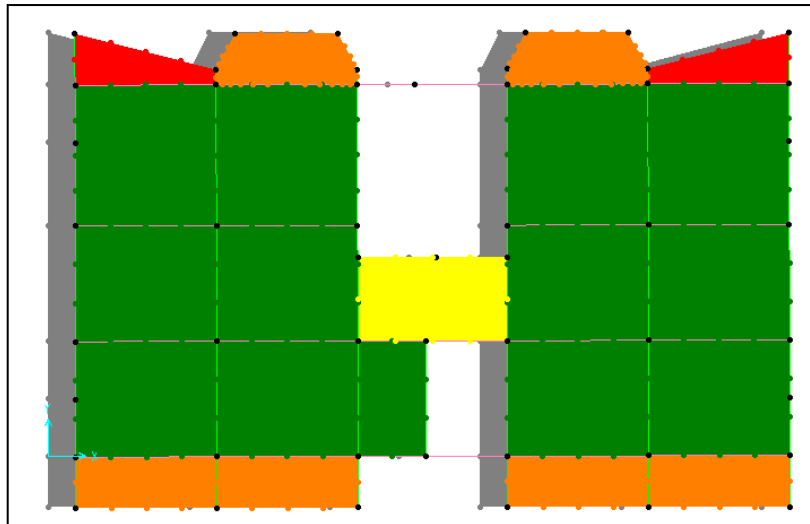


Figure IV.6. Mode 02 (translation) : T = 0,816572s

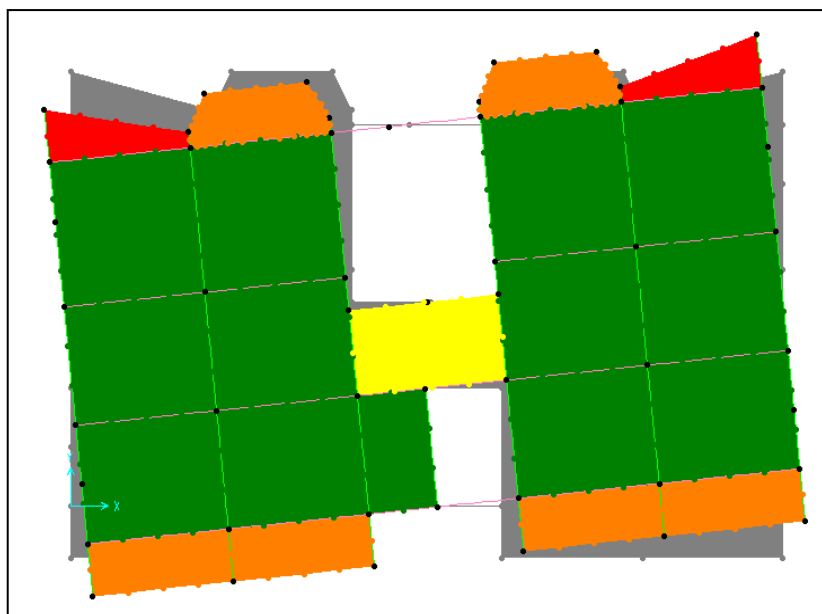


Figure IV.7. Mode 03 (torsion) : T = 0,6576s

✓ **Commentaire :**

Selon les modes de vibrations de la structure on constate que les modes de translations sont les plus pondérant, de plus la période de vibration dans les directions (x-x) et (y-y) est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA majorée de 30%.

• **Mode de vibration et taux de participation des masses :**

mode	période	Individuel mode (%)			Cumulative sum (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,858366	0,0000133	0,77492	0,000006746	0,0000133	0,77492	0,000006746
2	0,816572	0,75818	0,0000312	2,475E-09	0,75819	0,77495	0,000006748

3	0,6576	0,03224	0,00009645	2,933E-07	0,79043	0,77505	0,000007042
4	0,2737	0,00002242	0,11915	0,00008134	0,79046	0,8942	0,00008838
5	0,261379	0,09904	0,00003888	9,957E-07	0,8895	0,89424	0,00008937
6	0,207302	0,00574	0,00001308	0,000002854	0,89524	0,89425	0,00009223
7	0,153873	0,000001408	0,00037	0,00289	0,89524	0,89463	0,00298
8	0,143234	0,00005077	0,03558	0,00003406	0,89529	0,9302	0,00302
9	0,138324	0,03456	0,00006219	2,386E-08	0,92985	0,93026	0,00302

Tableau IV.6. Modes et taux de participations des masses

5. Vérifications :

❖ Vérification de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but est d'éviter ou de limiter les risques de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, le RPA 99/2003 exige la vérification de l'effort de compression normal réduit :

$$N_{rd} = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tel que :

N_d : Effort normal de calcul ;

B_c : L'aire brute du poteau.

Niveaux	N (KN)	B_c (cm ²)	N_{rd}	Remarques
RDC et entresol	1514,526	55 × 55	0,2	Vérifié
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	981,546	50 × 50	0,157	Vérifié
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	704,426	50 × 45	0,125	Vérifié
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	448,334	45 × 45	0,088	Vérifié
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	256,217	45 × 40	0,057	Vérifié

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit

❖ Justification du système de contreventement :

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

✓ **Sous charges horizontales :**- **Sens x-x**

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentage repris	
	portiques	voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
Entresol	416,159	663,899	38,53117	61,46883
RDC	634,573	441,322	58,98094	41,01906
Etage 1	738,477	281,769	72,38225	27,61775
Etage 2	732,7	213,123	77,46693	22,53307
Etage 3	641,6	217,44	74,68802	25,31198
Etage 4	598,687	160,64	78,84442	21,15558
Etage 5	454,219	190,396	70,46361	29,53639
Etage 6	392,665	124,768	75,88712	24,11288
Etage 7	279,309	92,197	75,1829	24,8171
Etage 8	218,251	36,125	85,79858	14,20142

Tableau IV.8. Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens x-x)- **Sens y-y**

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentage repris	
	portiques	voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
Entresol	386,532	656,835	37,0466	62,9534
RDC	584,045	428,428	57,685	42,315
Etage 1	633,833	312,789	66,95735	33,04265
Etage 2	629,298	247,835	71,74488	28,25512
Etage 3	515,747	282,056	64,64591	35,35409
Etage 4	496,755	211,916	70,0967	29,9033
Etage 5	411,698	194,87	67,87335	32,12665
Etage 6	363,755	128,013	73,96882	26,03118
Etage 7	236,835	119,689	66,42891	33,57109
Etage 8	204,878	37,939	84,37548	15,62452

Tableau IV.9. Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens y-y)✓ **Sous charge verticales :**- **Sens z-z**

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentage repris	
	portiques	voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
Entresol	22206,112	3818,713	85,32665	14,67335
RDC	20164,436	2917,135	87,36163	12,63837
Etage 1	17249,422	2826,122	85,92256	14,07744
Etage 2	14960,226	2537,058	85,50028	14,49972
Etage 3	12626,022	2293,247	84,62896	15,37104

Etage 4	10445,53	1945,324	84,30032	15,69968
Etage 5	8221,303	1641,003	83,36086	16,63914
Etage 6	6125,394	1253,098	83,01688	16,98312
Etage 7	4002,793	891,923	81,77784	18,22216
Etage 8	2039,29	474,916	81,1107	18,8893

Tableau IV.10. Vérification de l'interaction sous charges verticales (sens z-z)

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

❖ **Calcul des déplacements :**

Le déplacement horizontale à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_k$

h_k : étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Niveau	h_k (m)	Sens x-x				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
±0,00	0	0	0	0	0	0
Entresol	4,08	0,001229	0,006145	0	0,006145	0,0015
RDC	4,08	0,00366	0,0183	0,006145	0,012155	0,003
1	3,06	0,005533	0,027665	0,0183	0,009365	0,003
2	3,06	0,007273	0,036365	0,027665	0,0087	0,0028
3	3,06	0,00892	0,04446	0,036365	0,008095	0,0026
4	3,06	0,010352	0,05176	0,04446	0,0073	0,0023
5	3,06	0,011663	0,058315	0,05176	0,00655	0,0021
6	3,06	0,012752	0,06376	0,058315	0,00544	0,0017
7	3,06	0,013609	0,068045	0,06376	0,00428	0,0014
8	3,06	0,014244	0,07122	0,068045	0,00317	0,001

Tableau IV.11. Vérifications des déplacements de niveaux selon x-x

Niveau	h_k (m)	Sens y-y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
$\pm 0,00$	0	0	0	0	0	0
Entresol	4,08	0,001104	0,00552	0	0,00552	0,0013
RDC	4,08	0,003328	0,01664	0,00552	0,01112	0,0027
1	3,06	0,005077	0,025385	0,01664	0,008745	0,0028
2	3,06	0,006771	0,033855	0,025385	0,00847	0,0027
3	3,06	0,008427	0,0421	0,033855	0,00824	0,0027
4	3,06	0,00998	0,0499	0,0421	0,0078	0,0025
5	3,06	0,011396	0,05698	0,0499	0,00708	0,0023
6	3,06	0,012637	0,063185	0,05698	0,006205	0,002
7	3,06	0,013703	0,068515	0,063185	0,00533	0,0017
8	3,06	0,014593	0,072965	0,068515	0,00445	0,0014

Tableau IV.12. Vérifications des déplacements de niveaux selon y-y

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$:**

Les effets du 2^{ème} ordre (**ou effet $P-\Delta$**) 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 :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

RPA99/2003(Article 5.9)

Tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

Avec : $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : Hauteur de l'étage "k".

✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

✓ Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)		Δ_k (KN)		θ	
			V_x	V_y	Δ_x	Δ_y	θ_x	θ_y
E.sol	4,08	23554,11	1080,058	1043,367	0,006145	0,00522	0,0032	0,03

RDC	4,08	20833,27	1075,895	1012,473	0,012155	0,01112	0,057	0,056
1	3,06	18160,92	1020,246	946,622	0,009365	0,008745	0,054	0,055
2	3,06	15829,9	945,823	877,133	0,0087	0,00847	0,047	0,05
3	3,06	13499,07	859,04	797,803	0,008095	0,00824	0,041	0,045
4	3,06	11217,88	759,327	708,671	0,0073	0,0078	0,035	0,04
5	3,06	8936,564	644,615	606,568	0,00655	0,00708	0,03	0,034
6	3,06	6700,004	517,433	491,768	0,00544	0,006205	0,023	0,027
7	3,06	4463,467	371,506	356,524	0,00428	0,00533	0,016	0,021
8	3,06	2318,686	254,376	242,817	0,00317	0,00445	0,009	0,013

Tableau IV.13. Vérification de l'effet $P - \Delta$

❖ Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/version 2003, qui stipule que la résultante des forces sismique à la base V_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Force sismique à la base	V_d	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant x-x	1108,63	772,4	Vérifiée
Suivant y-y	1046,67	738,81	Vérifiée

Tableau IV.14. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Remarque :

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de $(0,8V_{st}/V_d)$.

6. Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Niveaux	E.sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	
Poteaux (cm ²)	55 × 55		50 × 50		50 × 45		45 × 45		45 × 40		
Voiles (cm)	20	15									
P.P (cm ²)					30 × 40						
P.S (cm ²)					30 × 40						

Tableau IV.15. Dimensions finales des éléments structuraux

Chapitre V
Etude des
éléments structuraux

1. Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} & \rightarrow A_1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} & \rightarrow A_2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} & \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

2.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

❖ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0,8\%$ de la section de béton.
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{array} \right.$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

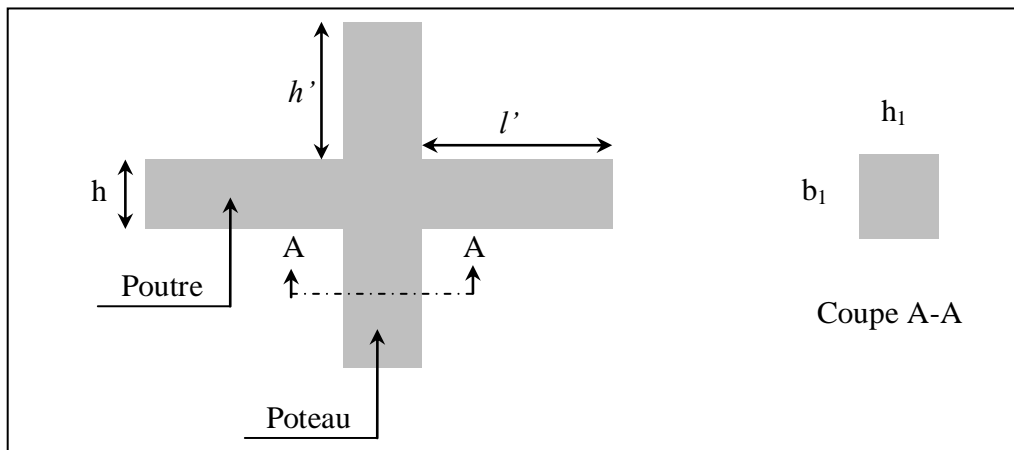


Figure V.1. Zone nodale

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et E. Sol	55×55	24,2	121	181,5
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×50	18	90	135
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45×45	16,2	81	121,5
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	40×45	14,4	72	108

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

❖ **Armatures transversales :**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$ zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_l^{min}$ zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums.

2.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel SAP2000.V14, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		$V (KN)$
	$N (KN)$	$M (KN.m)$	$N (KN)$	$M (KN.m)$	$M (KN.m)$	$N (KN)$	
Enresol+RDC	1641,481	-3,6012	-411,568	4,8619	105,8832	629,231	71,21
1 et 2	1209,216	-8,1627	67,645	25,1017	94,2499	501,764	60,066
3 et 4	866,934	-5,0162	92,994	20,13	84,4798	435,407	53,96
5 et 6	541,74	-3,8536	11,146	9,6562	65,8284	295,296	41,68
7 et 8	266,344	-8,1515	-19,728	7,65	45,4941	144,475	31,84

Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux

2.3. Calcul du ferrailage :

➤ Ferrailage longitudinal :

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

➤ Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau 1, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$$\text{Soit : } N_{min} = 67,645 \text{ KN} \quad ; \quad M_{corr} = 25,1017 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (0,8G - Ey)$$

$$b = 50 \text{ cm} ; \quad h = 50 \text{ cm} ; \quad d = 47 \text{ cm} ;$$

$$\text{Situation accidentelle : } \gamma_b = 1,15 \text{ et } \gamma_s = 1$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,371 > \frac{h}{2} = 0,25 \Rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 39,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{39,98 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,5 \times 0,47^2} = 0,01958$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,0247 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,465 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 2,15 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,458 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Niveaux	Section (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC+E.Sol	55 × 55	5,39	24,2	28,65	4HA20+8HA16
1 et 2	50 × 50	0,458	20	20,36	4HA16+8HA14
3 et 4	50 × 45	0	18	18,47	12HA14
5 et 6	45 × 45	0,428	16,2	18,47	12HA14
7 et 8	45 × 40	0,809	14,2	15,21	4HA14+8HA12

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux

➤ **Ferrailage transversales :**

Niveau	RDC+E.sol	1 + 2	3 + 4	5 + 6	7 + 8
Section (cm ²)	55 × 55	50 × 50	50 × 45	45 × 45	45 × 40
Ø _{max} (cm)	2,0	1,6	1,4	1,4	1,4
Ø _{min} (cm)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2
L ₀ (cm)	408	306	306	306	306
L _f (cm)	285,6	214,2	214,2	214,2	214,2
λ _g	5,19	4,28	4,28	4,76	4,76
ρ	2,5	3,75	3,75	3,75	3,75
V(KN)	71,21	60,066	53,96	41,68	31,84
L _r (cm)	80	64	64	64	48
S _i zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S _i zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A _{tcal} (cm ²)	1,21	1,69	1,51	1,3	1
A _{tmin} (cm ²) z.nodale	2,47	3,5	3,5	3,15	2,7
A _{tmin} (cm ²) z.courante	3,96	5,25	5,25	4,72	4,05
A _{tadopte} (cm ²)	6,28	5,72	5,72	5,72	4,59
Nombre des cadres	8HA10	6HA10 + 2HA8	6HA10 + 2HA8	6HA10 + 2HA8	6HA8 + 2HA10

Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux

2.4. Vérifications nécessaires :

➤ 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 vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	$B_r \geq B_r^{calc}$		Observation
					Br	B_r^{calc}	
RDC+E.sol	1641,481	0,158	18,07	0,807	0,2809	0,0722	Vérifiée
1 + 2	1209,216	0,144	14,87	0,820	0,2304	0,0523	Vérifiée
3 + 4	866,934	0,144	14,87	0,820	0,2064	0,0375	Vérifiée
5 + 6	541,74	0,13	16,47	0,813	0,1849	0,0236	Vérifiée
7 + 8	266,344	0,13	16,47	0,813	0,1634	0,0116	Vérifiée

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

➤ Vérification des contraintes :

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

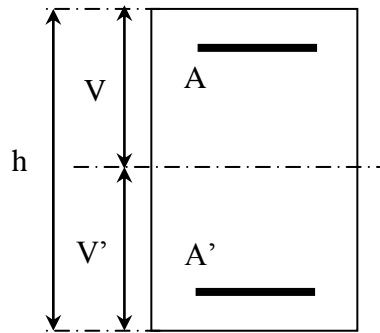


Figure V.2. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveaux	E.Sol+RDC	1 + 2	3 + 4	5 + 6	7 + 8
Sections	55 × 55	50 × 50	50 × 45	45 × 45	45 × 40
d (cm)	52	47	47	42	42
A (cm ²)	28,65	20,36	18,47	18,47	15,21
S (m ²)	0,3454	0,2805	0,2527	0,2302	0,2028
V (cm)	30,55	27,39	27,41	24,84	24,69
V' (cm)	24,44	22,6	22,58	20,15	20,3
I_{yy} (m ⁴)	0,009880925	0,006523003	0,006414215	0,004342057	0,004196073
N_{ser} (MN)	1,197145	0,88216	0,63264	0,395553	0,195043
M_{ser} (MN.m)	0,04765	0,01994	0,02175	0,02115	0,02565
M_{serG} (MN.m)	0,08416	0,04102	0,0369	0,0304	0,0299
σ_{bc1} (MPa)	6,068	4,86	4,08	3,45	2,72
σ_{bc2} (MPa)	5,53	4,56	3,79	3,12	2,4
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
E.sol+RDC	55 × 55	2,856	5,19	0,075	52	71,21	0,249	1,87	Vérifiée

1 + 2	50 × 50	2,142	4,28	0,04	47	60,066	0,255	1	Vérifiée
3 + 4	50 × 45	2,142	4,28	0,04	47	53,96	0,23	1	Vérifiée
5 + 6	45 × 45	2,142	4,76	0,04	42	41,68	0,22	1	Vérifiée
7 + 8	45 × 40	2,142	4,76	0,04	42	31,84	0,168	1	Vérifiée

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Niveaux		E.sol+RDC	1 + 2	3 + 4	5 + 6	7 + 8
Sections		55 × 55	50 × 50	50 × 45	45 × 45	45 × 40
$L' (cm)$	<i>P.P</i>	80	80	80	80	80
	<i>P.S</i>	80	80	80	80	80
$h' (cm)$		68	60	60	60	60

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

➤ **Dispositions constructives :**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi l = 10 \times 1,2 = 12cm$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 20 = 80cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80cm$

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,6 = 64cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65cm$

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60cm$

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48cm \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50cm$

➤ **Schémas de ferrailage**

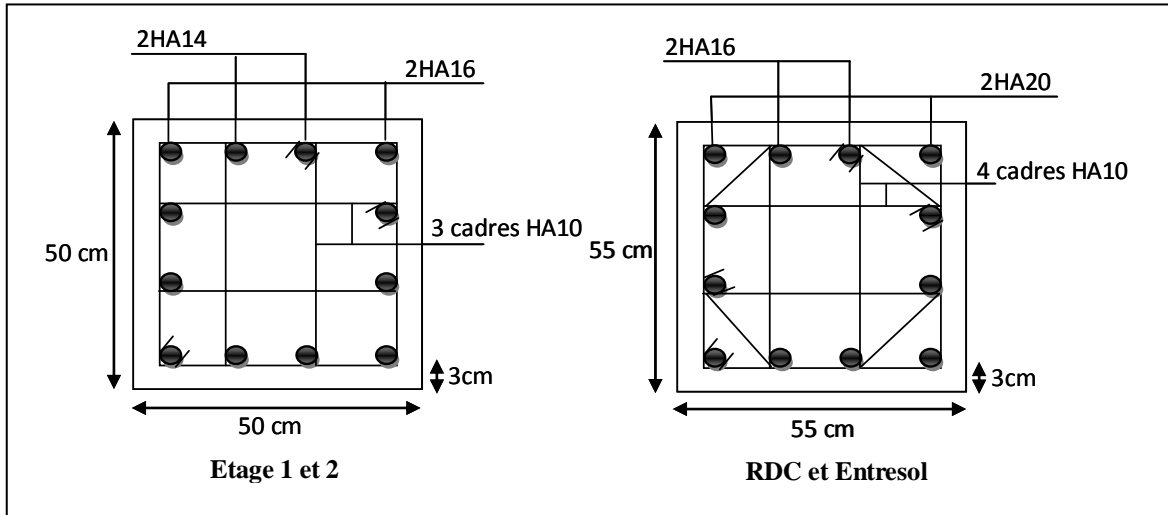


Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux du RDC, E. Sol et des étages 1 et 2

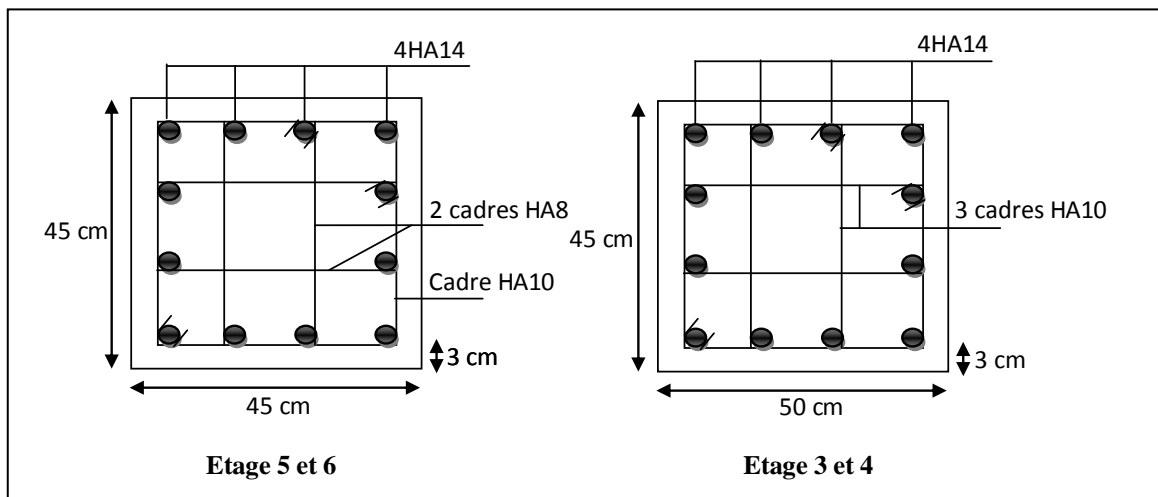


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 3 à 6

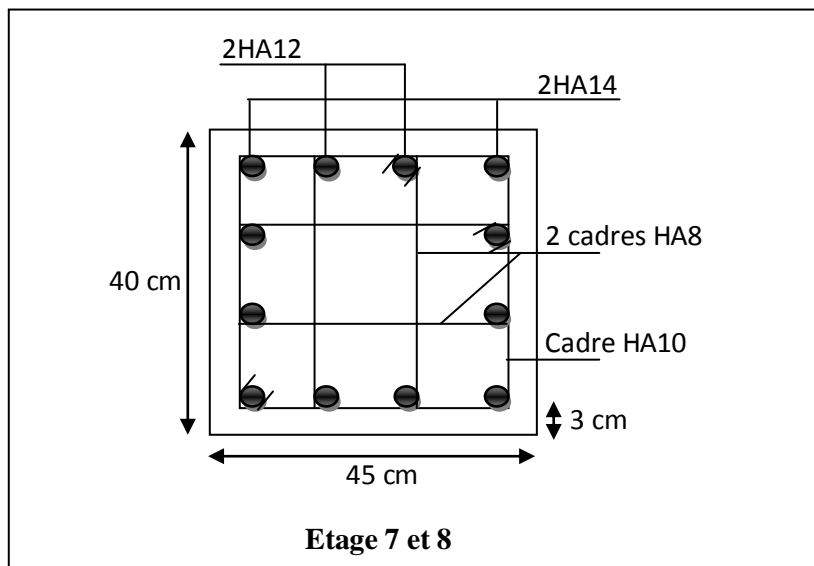


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 7 et 8

3. Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

3.1.Recommandations :

➤ Armatures longitudinales : RPA99/2003(Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➤ Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

- $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$: en zone nodale
- $St \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. 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.

3.2.Ferraillage des poutres :

➤ Les armatures longitudinales :

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14.

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	N^{bre} de barres
Entresol	Travée	67,8	4,8	5,34	6	2HA14+2HA12
	Appui	-81,34	5,82	6,16	6	4HA14
RDC	Travée	93,09	6,73	6,88	6	3HA14+2HA12
	Appui	-104,49	7,62	8,01	6	3HA14+3HA12
1	Travée	81,52	5,84	6,16	6	4HA14
	Appui	-96,71	7,014	8,01	6	3HA14+3HA12
2	Travée	74,07	5,27	5,75	6	3HA14+1HA12
	Appui	-89,86	6,48	6,79	6	6HA12
3	Travée	68,77	4,87	5,75	6	3HA14+1HA12
	Appui	-84,53	6,07	6,79	6	6HA12
4	Travée	61,03	4,3	4,62	6	3HA14
	Appui	-77,21	5,51	6,16	6	4HA14
5	Travée	52,51	3,68	4,21	6	2HA14+1HA12
	Appui	-68,85	4,88	5,75	6	3HA14+1HA12
6	Travée	42,26	2,94	3,39	6	3HA12
	Appui	-57,41	4,03	4,21	6	2HA14+1HA12
7	Travée	34,02	2,35	3,39	6	3HA12
	Appui	-46,94	3,27	3,8	6	2HA12+1HA14
8	Travée	15,48	1,65	3,39	6	3HA12
	Appui	-37,37	2,6	3,39	6	3HA12

Tableau V.9.Ferrailage des poutres principales (30×40) cm²

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	N^{bre} de barres
Entresol	Travée	95,85	6,94	7,57	6	3HA16+1HA14
	Appui	-106,18	7,76	8,01	6	3HA14+3HA12
RDC	Travée	93,76	6,78	7,57	6	3HA16+1HA14
	Appui	-98,68	7,16	7,57	6	3HA16+1HA14
1	Travée	75,97	5,42	5,75	6	3HA14+1HA12
	Appui	-88,08	6,34	6,79	6	6HA12
2	Travée	67,66	4,79	5,34	6	2HA14+2HA12
	Appui	-82,43	5,91	6,16	6	4HA14
3	Travée	61,37	4,32	4,62	6	3HA14
	Appui	-77,32	5,52	5,75	6	3HA14+1HA12
4	Travée	54,5	3,82	4,21	6	2HA14+1HA12
	Appui	-70,14	4,98	5,34	6	2HA14+2HA12
5	Travée	47,29	3,3	3,39	6	3HA12
	Appui	-62,23	4,39	4,62	6	3HA14
6	Travée	37,73	2,61	3,39	6	3HA12
	Appui	-52,72	3,69	4,21	6	2HA14+1HA12

7	Travée	33,39	2,3	3,39	6	3HA12
	Appui	-41,76	2,9	3,39	6	3HA12
8	Travée	24,56	1,68	3,39	6	3HA12
	Appui	-29,04	2,001	3,39	6	3HA12

Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm²

➤ **Armatures transversales :**

❖ **Calcul de ϕ_t :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(1,2; 1,143; 3)\text{cm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(1,2; 1,14; 3)\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40)\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40)\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 10\text{mm}$ et $A_t = 4\phi_{10} = 3,14\text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

❖ **Calcul des espacements St :**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10\text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10\text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes : } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 15\text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15\text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales :**

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35\text{ cm} < A_t = 2,01\text{ cm}$ Vérifiée

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement :**

Pour $\phi = 16\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{ cm}$

Pour $\phi = 14\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$

Pour $\phi = 12\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50\text{cm}$

➤ **Vérifications nécessaires :**

❖ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales :**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 48\text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérifications à l'ELU :**

Condition de non fragilité :

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales : } A^{\min}=1,34\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A^{\min}=1,34\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \end{cases}$$

Vérification des contraintes tangentielles :

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poutres	V^{max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Principale	136,5	1,23	3,33	Vérifiée
Secondaires	154,88	1,39	3,33	Vérifiée

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement :

✓ Pour les appuis de rives : $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

✓ Pour les appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Poutres	V^{max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	136,5	104,49	8,01	3,92	-5,09	Vérifiée
Secondaires	154,88	106,18	8,01	4,45	-4,71	Vérifiée

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

❖ **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton :

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

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

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

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Travée	11,31	3,39	9,63	47023,2	2,31	15	Vérifiée
	Appui	-29,27	3,8	10,1	51548,8	5,73	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	44,19	7,57	13,37	87303,5	6,76	15	Vérifiée
	Appui	-43,09	8,01	13,67	90941,3	6,47	15	Vérifiée

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

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

1) $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2) $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3) $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales : $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 26,05\text{cm} \\ A = 5,34\text{cm}^2 < A_f = 11,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 24,18 \text{ cm} \\ A = 7,57 < A_f = 11,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

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

3.3.Schémas de ferrailage :

➤ **Vérification de la zone nodale :**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA99/03** (article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant aux nœuds est au moins égale, en valeur absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

Ca consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des 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.

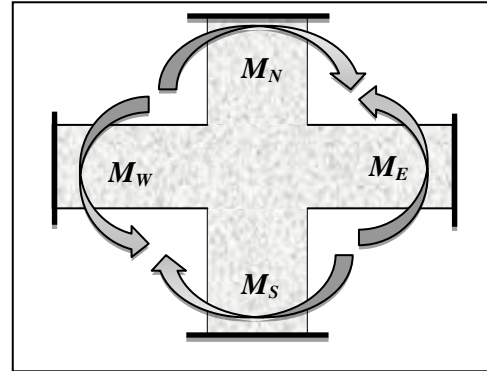


Figure V.6. Schéma de la zone nodale

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :**

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend des paramètres suivants:

- ✓ Dimensions de la section du béton ;
- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec:} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_r (KN.m)
E.Sol	0,55	0,495	14,32	348	246,67
RDC	0,55	0,495	14,32	348	246,67
Etage 1	0,5	0,45	10,18	348	159,41
Etage 2	0,5	0,45	10,18	348	159,41
Etage 3	0,5	0,45	9,23	348	144,54
Etage 4	0,5	0,45	9,23	348	144,54
Etage 5	0,45	0,405	9,23	348	130,08
Etage 6	0,45	0,405	9,23	348	130,08
Etage 7	0,45	0,405	7,6	348	107,11
Etage 8	0,45	0,405	7,6	348	107,11

Tableau V.14. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_r (KN.m)
E.Sol	0,4	0,36	6,16	348	77,17
RDC	0,4	0,36	8,01	348	100,35
Etage 1	0,4	0,36	8,01	348	100,35
Etage 2	0,4	0,36	6,79	348	85,06

Etage 3	0,4	0,36	6,79	348	85,06
Etage 4	0,4	0,36	6,16	348	77,17
Etage 5	0,4	0,36	5,75	348	72,03
Etage 6	0,4	0,36	4,21	348	52,74
Etage 7	0,4	0,36	3,8	348	47,6
Etage 8	0,4	0,36	3,39	348	42,47

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_r (KN.m)
E.Sol	0,4	0,36	8,01	348	100,35
RDC	0,4	0,36	7,57	348	94,83
Etage 1	0,4	0,36	6,79	348	85,06
Etage 2	0,4	0,36	6,16	348	77,17
Etage 3	0,4	0,36	5,75	348	72,03
Etage 4	0,4	0,36	5,34	348	66,89
Etage 5	0,4	0,36	4,62	348	57,88
Etage 6	0,4	0,36	4,21	348	52,74
Etage 7	0,4	0,36	3,39	348	42,47
Etage 8	0,4	0,36	3,39	348	42,47

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres secondaires

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	1,25 ($M_W + M_E$)	Observation
E.Sol	246,67	246,67	493,35264	77,17	77,17	192,9312	Vérifiée
R.D.C	246,67	246,67	493,35264	100,35	100,35	250,8732	Vérifiée
Etage 1	159,41	159,41	318,8376	100,35	100,35	250,8732	Vérifiée
Etage 2	159,41	159,41	318,8376	85,06	85,06	212,6628	Vérifiée
Etage 3	144,54	144,54	289,0836	85,06	85,06	212,6628	Vérifiée
Etage 4	144,54	144,54	289,0836	77,17	77,17	192,9312	Vérifiée
Etage 5	130,08	130,08	260,17524	72,03	72,03	180,09	Vérifiée
Etage 6	130,08	130,08	260,17524	52,74	52,74	131,8572	Vérifiée
Etage 7	107,11	107,11	214,2288	47,6	47,6	119,016	Vérifiée
Etage 8	107,11	107,11	214,2288	42,47	42,47	106,1748	Vérifiée

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	1,25 ($M_W + M_E$)	Observation
E.Sol	246,67	246,67	493,35264	100,35	100,35	250,8732	Vérifiée
R.D.C	246,67	246,67	493,35264	94,83	94,83	237,0924	Vérifiée
Etage 1	159,41	159,41	318,8376	85,06	85,06	212,6628	Vérifiée

Etage 2	159,41	159,41	318,8376	77,17	77,17	192,9312	Vérifiée
Etage 3	144,54	144,54	289,0836	72,03	72,03	180,09	Vérifiée
Etage 4	144,54	144,54	289,0836	66,89	66,89	167,2488	Vérifiée
Etage 5	130,08	130,08	260,17524	57,88	57,88	144,6984	Vérifiée
Etage 6	130,08	130,08	260,17524	52,74	52,74	131,8572	Vérifiée
Etage 7	107,11	107,11	214,2288	42,47	42,47	106,1748	Vérifiée
Etage 8	107,11	107,11	214,2288	42,47	42,47	106,1748	Vérifiée

Tableau V.18. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Interprétation des résultats :

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

➤ Schémas de ferrailage des poutres :

Nous exposerons un seul schéma de ferrailage des poutres principales du plancher RDC.

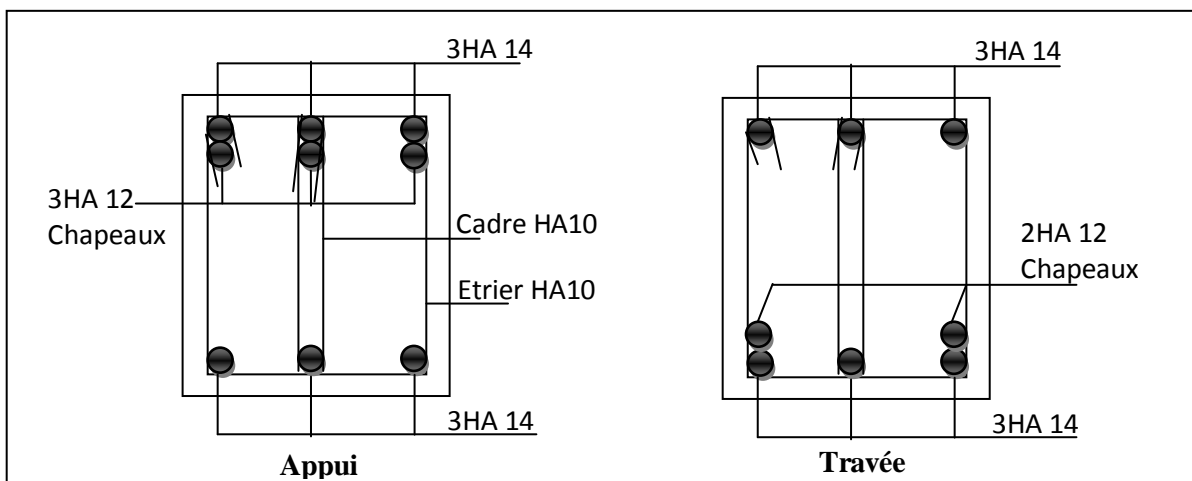


Figure V.7. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC

4. Étude des voiles :

4.1. Introduction :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- ✓ $1.35G + 1.5Q$
- ✓ $G + Q \pm E$

✓ $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

4.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

➤ Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0,2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : Épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures Horizontal :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

➤ Armatures Transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égal au minimum à 4 barres/m².

➤ Règles communes : [RPA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit:
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser l/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4.3. Calcul des sollicitations :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V14, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveaux	<i>N max et Mcorres</i>		<i>N min et Mcorres</i>		<i>M max et Ncorres</i>		<i>V</i> (KN)
	<i>N (KN)</i>	<i>M(KN.m)</i>	<i>M(KN.m)</i>	<i>N (KN)</i>	<i>N (KN)</i>	<i>M(KN.m)</i>	
E.Sol	816,583	-416,72	209,924	519,07	378,1	542,82	190,48
RDC+1...4	610,036	-9,83	173,403	222,93	173,403	222,93	100,22
5...8	341,63	-22,9	11,02	16,7	30,717	18,67	41,6

Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile $V_y=1,2m$

Niveaux	<i>N max et Mcorres</i>		<i>N min et Mcorres</i>		<i>M max et Ncorres</i>		<i>V</i> (KN)
	<i>N (KN)</i>	<i>M(KN.m)</i>	<i>M(KN.m)</i>	<i>N (KN)</i>	<i>N (KN)</i>	<i>M(KN.m)</i>	
E.Sol	1101,82	670	161,25	-631,59	1101,82	670	246,17
RDC+1...4	757,09	21,44	261,98	-260,55	682,22	285,63	129,14
5...8	425,46	-2,12	150,93	-106,15	285,5	107,55	80,2

Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1,2m$

Niveaux	<i>N max et Mcorres</i>		<i>N min et Mcorres</i>		<i>M max et Ncorres</i>		<i>V</i> (KN)
	<i>N (KN)</i>	<i>M(KN.m)</i>	<i>M(KN.m)</i>	<i>N (KN)</i>	<i>N (KN)</i>	<i>M(KN.m)</i>	
E.Sol	1121,41	46,4	353,33	-1151,4	1066,55	1205,91	440,62
RDC+1...4	828,9	26,3	263,35	-715,04	784,16	743,8	329,45
5...8	508,56	21,88	201,25	-124,16	439,59	149,18	116,83

Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1,6$

4.4. Ferrailage :

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	E.Sol	RDC+1...4	5...8
Section	0,2 × 1,2	0,15 × 1,2	0,15 × 1,2
$N(KN)$	209,924	173,403	11,02
$M(KN.m)$	519,07	222,93	16,7
$V(KN)$	190,48	100,22	41,6
τ (MPa)	1,235	0,86	0,36
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
L_t	0,57	0,507	0,521
$A_v \text{ min } (cm^2)$	2,4	1,79	1,6
$A_v \text{ calculé } (cm^2)$	9,91	3,304	0,27
$A_v \text{ adopté } (cm^2)$	13,86	12,43	11,3
Nbre de barres	9HA14	11HA12	10HA12
S_t (cm)	15	15	15
$A_h \text{ min /ml } (cm^2)$	0,6	0,45	0,45
$A_h \text{ calculé /ml } (cm^2)$	1,54	0,81	0,34
$A_h \text{ adopté } (cm^2/ml)$	4,52	3,16	3,16
Nbre de barre /ml	4HA12	4HA10	4HA10
S_t (cm)	20	20	20
$A_{vj} (cm^2)$ (potlet)	7,33	3,86	1,6

Tableau V.22. Ferrailage du voile V_y dans tous les niveaux

Niveau	E.Sol	RDC+1...4	5...8
Section	0,2 × 1,2	0,15 × 1,2	0,15 × 1,2
$N(KN)$	161,25	261,98	150,93
$M(KN.m)$	-631,59	-260,55	-106,15
$V(KN)$	246,17	129,14	80,2
τ (MPa)	1,59	1,116	0,693
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
L_t	0,631	0,721	0,771
$A_v \text{ min } (cm^2)$	2,4	1,79	1,79
$A_v \text{ calculé } (cm^2)$	16,84	3,18	0,789
$A_v \text{ adopté } (cm^2)$	18,48	15,82	11,06
Nbre de barres	12HA14	14HA12	14HA10
S_t (cm)	15	15	15
$A_h \text{ min /ml } (cm^2)$	0,6	0,45	0,45
$A_h \text{ calculé /ml } (cm^2)$	1,99	1,05	0,65

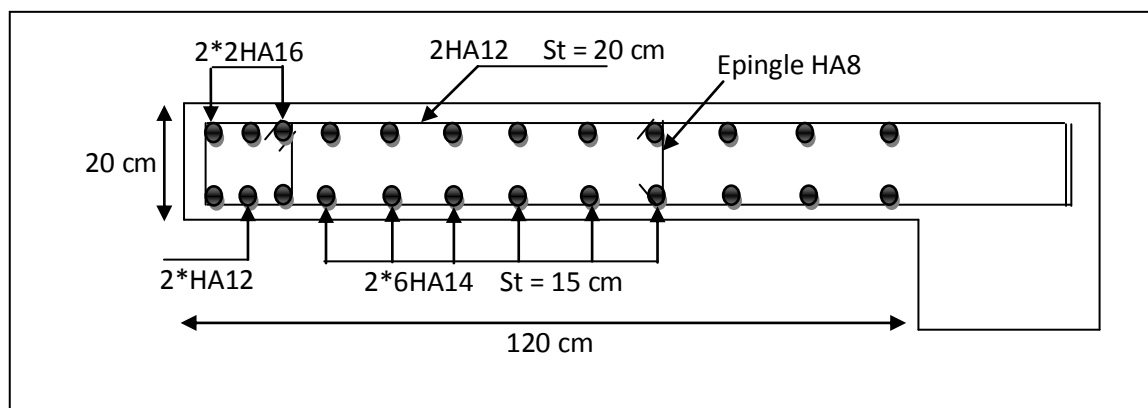
A_h adopté (cm^2/ml)	2,26	3,16	2,01
Nbre de barre /ml	2HA12	4HA10	4HA8
S_t (cm)	20	20	20
A_{vj} (cm^2) (potlet)	9,47	4,97	3,087

Tableau V.23. Ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	E.Sol	RDC+1...4	5...8
Section	0,2 × 1,6	0,15 × 1,6	0,15 × 1,6
$N(KN)$	353,33	263,35	201,25
$M(KN.m)$	-1151,4	-715,04	-124,16
$V(KN)$	440,62	329,45	116,83
τ (MPa)	2,142	2,135	0,757
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
L_t	0,735	0,721	1,146
A_v min (cm^2)	3,2	2,4	2,4
A_v calculé (cm^2)	16,35	9,65	4,49
A_v adopté (cm^2)	20,1	15,82	14,22
Nbre de barres	10HA16	14HA12	18HA10
S_t (cm)	15	15	15
A_h min /ml (cm^2)	0,6	0,45	0,45
A_h calculé /ml (cm^2)	2,68	2	0,71
A_h adopté (cm^2/ml)	4,52	3,16	2,01
Nbre de barre /ml	4HA12	4HA10	4HA8
S_t (cm)	20	20	20
A_{vj} (cm^2) (potlet)	16,96	12,68	4,5

Tableau V.24. Ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux

➤ Exemple du ferrailage :

Figure V.8. Schéma de ferrailage du Voile V_{x1} (Entresol)

Chapitre VI
Etude de
l'infrastructure

1. Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

a) Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie d'abord les semelles isolées, ensuite les semelles filantes et enfin le radier général afin d'opter pour l'un des types précédents.

b) Contrainte admissible :

- La contrainte admissible est calculée selon la formule suivante :

Avec :

$$q_a = \gamma \times D + \frac{q_u - \gamma \times D}{F}; \quad F \geq 3 \quad \text{article 3.4(DTR - BC2.331)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D : \text{encastrement de la fondation} \\ q_u : \text{contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface)} \\ \gamma : \text{Poids volumique} \\ F : \text{coefficient de sécurité} \\ q_a : \text{contrainte admissible du sol} \end{array} \right.$$

- détermination de q_u par l'essai de laboratoire:
- Coefficient de forme :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = S_c \times C \times N_c + \frac{1}{2} \times S_\gamma \times \gamma \times B \times N_\gamma + S_q \times \gamma \times D \times N_q \\ S_\gamma = 1 - 0,2 \times \frac{B}{L} \\ S_c = 1 + 0,2 \times \frac{B}{L} \\ S_q = 1 \end{array} \right. \quad \text{Article 3.31(DTR - BC2 - 331)}$$

B : largeur de la fondation.

C : cohésion du sol

N_c, N_γ, N_q sont des paramètres sans dimension dépendant de γ , ils sont donnés par le tableau de l'article 3.31 (DTR-BC2.331).

c) Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 \times G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

d) Caractéristique du sol :

- L'encastrement doit être à au moins 2,7m de la cote du terrain naturel.
- Le taux de travail à appliquer est de 1,55bar.

2. Vérification des fondations superficielles :

2.1. Vérification des semelles isolées :

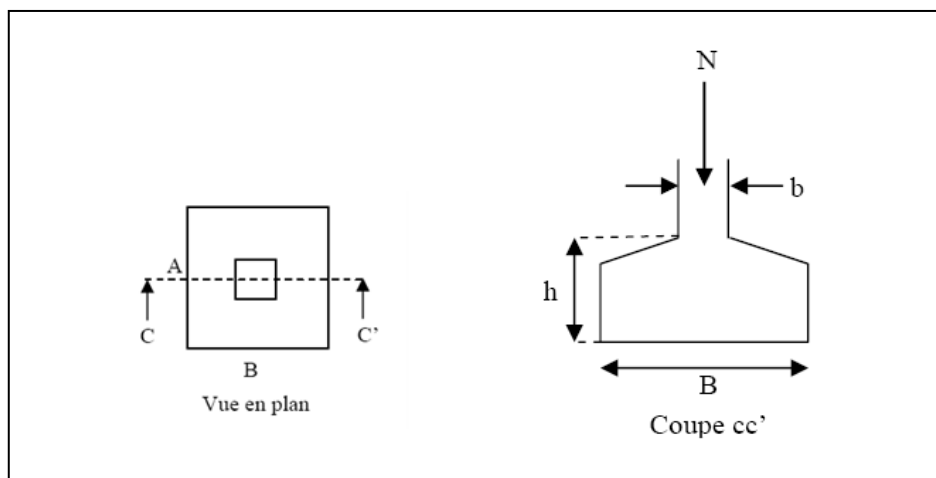


Figure VI.1. Semelle isolée

$$B^2 \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1,1 \times 1389,491}{155} \rightarrow B^2 \geq 9,06 \text{ m}^2 \rightarrow B \geq 3,01 \text{ m}$$

On voit bien que la surface qu'il faut pour une semelle isolée est bien trop grande, alors on ne peut pas utiliser des semelles isolées pour nos fondations.

Vérification des semelles filantes :

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

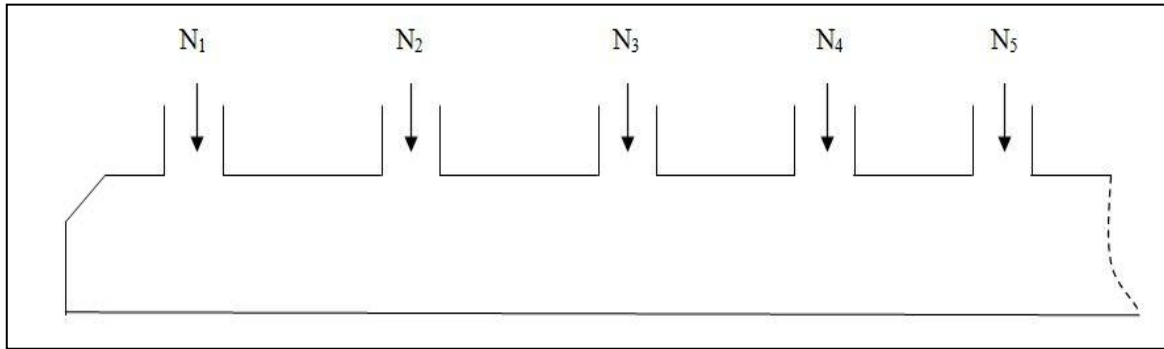


Figure VI.2. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 799,67 \text{ KN} ; N_4 = 1234,22 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1096,04 \text{ KN} ; N_5 = 1041 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1154,42 \text{ KN} ; N_6 = 799,59 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = \text{KN}$$

$$B \geq \frac{6124,94}{155 \times 17} = 2,32 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,6 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

2.2. Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

2.2.1. Dimensionnement :

➤ Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\max} = 3,3\text{m}$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{330}{20} = 16,5 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{330}{10} = 33 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : Inertie de la section du radier

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 330^4 \times 4 \times 10^4}{3,14^4 \times 3,216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 41,76, \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 41,76 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,5^3 \times 3,216 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,22 \text{ m}$$

$$L_{max} = 3,3 \leq \frac{\pi}{2} 3,22 = 5,05 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

✓ **Calcul de la surface du radier :**

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 27033,72$$

$$S_{rad} \geq \frac{27,03372}{0,155} = 174,41 \text{ m}^2$$

$S_{rad} > S_{bat} = 153 \text{ m}^2$ donc on a de débord

On opte pour une surface : $S_{radier} = 174,41 \text{ m}^2$

✓ **Dimensions du radier :**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

- Hauteur de la nervure $h_t = 60 \text{ cm}$;
- Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$;
- Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.
- La surface du radier $S_{rad} = 174,41 \text{ m}^2$

2.2.2. Les vérifications :

➤ Vérification de la poussée hydrostatique :

$$P = F \times H \times S \times \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 2,7 m

S : surface totale du bâtiment = 174,86 m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

$$P = 1,5 \times 2,7 \times 174,41 \times 10 = 7063,605 \text{ KN} < 27033,72 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ 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 du 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 (55×55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,6 = 1,15 \\ B = b + h_t = 0,55 + 0,6 = 1,15 \end{cases} \Rightarrow U_c = 4,60 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 1,27734 \text{ MN} \leq 0,045 \times 4,60 \times 0,6 \times \frac{25}{1,5} = 2,07 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{\text{rad}}}$$

$$V_u = \frac{27033,72 \times 3,3 \times 1}{2 \times 174,41} = 255,75 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 \times h_t = 0,9 \times 60 = 54 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{255,75}{1 \times 0,54} = 0,474 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol :**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,155 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$I_x = 1032,75 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 8,5 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 3684,75 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 4,5 \text{ m}$$

✓ **Sens X-X**

Données :

$$N = 27,03372 \text{ MN} ; M_x = 7,778412 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 1032,75 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{27,03372}{153} + \frac{7,778412}{1032,75} \times 4,5 = 0,21 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{27,03372}{153} - \frac{7,778412}{1032,75} \times 4,5 = 0,14 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,21 + 0,14}{4} = 0,192 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,155 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

✓ **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 27,03372 \text{ MN} ; M_y = 4,00278 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 3684,75 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{27,03372}{153} + \frac{4,00278}{3684,75} \times 8,5 = 0,185 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{27,03372}{153} - \frac{4,00278}{3684,75} \times 8,5 = 0,167 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,185 + 0,167}{4} = 0,180 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,155 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

Remarque :

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier ce problème, on se sert d'un radier avec débord (Figure VI.5). La nouvelle surface du radier est :

$$S = 153 + 56 = 209 \text{ m}^2 ; I_x = 2107,42 ; X_G = 9,5 \text{ m} ; I_y = 6287,42 \text{ m}^4 ; Y_G = 5,5 \text{ m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier :**

✓ **Sens X-X**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{27,03372}{209} + \frac{7,778412}{2107,42} \times 5,5 = 0,15 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{27,03372}{209} - \frac{7,778412}{2107,42} \times 9,5 = 0,1 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,15 + 0,1}{4} = 0,137 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,155 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

✓ **Sens Y-Y**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{27,03372}{209} + \frac{4,00278}{6287,42} \times 5,5 = 0,13 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{27,03372}{209} - \frac{4,00278}{6287,42} \times 9,5 = 0,11 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,178 + 0,095}{4} = 0,125 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,155 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

3. 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 :**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_u = 36961,476 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{36961,476}{209} = 176,85 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 3,3 - 0,55 = 2,75 \text{ m} ; L_y = 3,5 - 0,55 = 2,95 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0428 \times 176,85 \times 2,75^2 \\ M_{0y} = 0,8450 \times 57,24 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 57,24 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 48,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 42,93 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 41,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -28,62 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)=(1×0,3) m²

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	42,93	5,06	2,48	5,65	5HA12	20
	Y-Y	41,11	4,85	2,4	5,65	5HA12	20
Appui		-28,62	3,35	2,48	5,65	5HA12	20

Tableau VI.1. Section d'armature du radier

❖ **Condition de non fragilité :**

On a e=30 cm > 12 cm et ρ=0,93 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,93}{2} \right) \times 0,3 = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,3 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 27033,72 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{27033,72}{209} = 129,34 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,8939 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 48,9 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 43,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés :**

$$M_{tx} = 36,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 37,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -24,45 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,06 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M_s <i>KN.m</i>	Y <i>(cm)</i>	I <i>(cm⁴)</i>	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ <i>(MPa)</i>	<i>Obs.</i>	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ <i>(MPa)</i>	<i>Obs.</i>
Travée	x-x	36,67	6,63	50209	4,85 < 15	Vérifiée	201,2 > 201,6	vérifiée
	y-y	37,15	4,87	27738	6,52 < 15	Vérifiée	404,4 > 201,6	N.vérifiée
Appui		-24,45	5,42	34041	3,89 < 15	Vérifiée	210,8 > 201,6	N.vérifiée

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée, ainsi on augmente la section d'acier.

Soit $A_t = 5T16 = 10,05 \text{cm}^2$ et $A_a = 5T14 = 7,7 \text{cm}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Localisation		M_s <i>KN.m</i>	A <i>(cm² / ml)</i>	N ^{bre} de barres	Y <i>(cm)</i>	σ_{st} <i>(MPa)</i>	<i>Obs.</i>
Travée	x-x	36,67	10,05	5HA16	7,3	161,7	Vérifiée
	y-y	37,15	10,05	5HA16	7,3	163,8	Vérifiée
Appui		-24,45	7,7	5HA14	6,53	139,2	Vérifiée

Tableau VI.3. Vérification des contraintes après augmentation de A_t

❖ **Vérification des espacements :**

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/8 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

➤ **Schéma de Ferrailage du radier :**

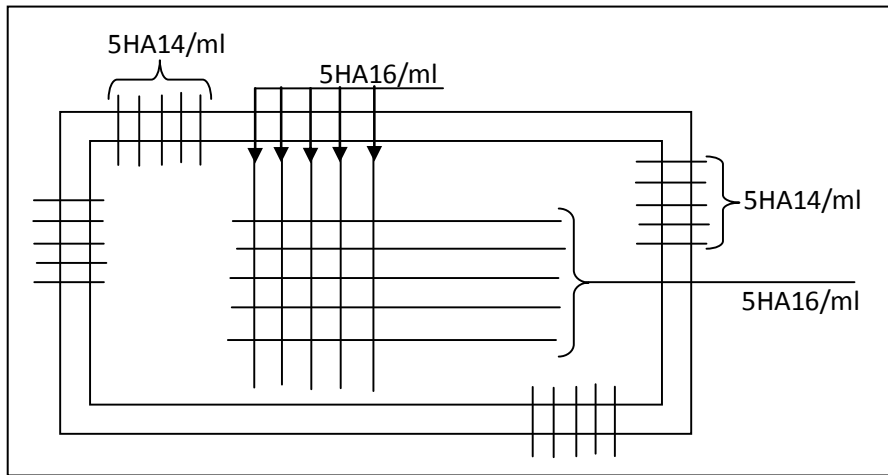


Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier

➤ **Ferrailage du débord**

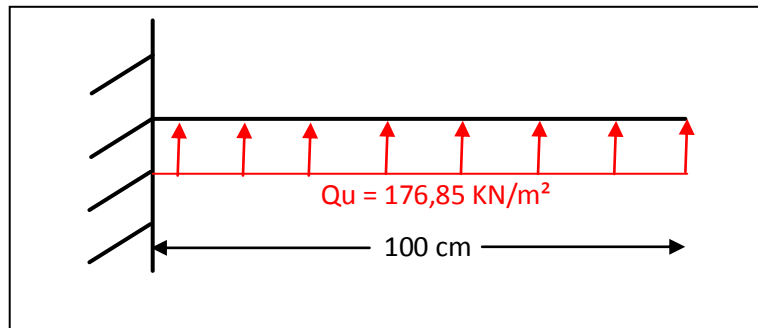


Figure VI.4. Schéma statique du débord

❖ **Calcul du moment sollicitant :**

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = - 88,42 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

M (KN.m)	A_{cal} (cm^2/m)	A_{min} (cm^2/m)	A_{adop} (cm^2/m)	N ^{bre} de barres/ml	St (cm)	A_r (cm^2/m)	A_r adop (cm^2/m)
-88,42	13,31	3,26	13,85	9HA14	11	3,3	4HA12 = 4,52

Tableau VI.4. Section d'armature du débord

➤ **Verifications à l'ELS :**

$$M_s = - \frac{Q_s \times l^2}{2} = - \frac{129,34 \times 1^2}{2} = - 64,67 \text{ KN.m}$$

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.
Travée	-64,67	8,71	91523,25	6,15 < 15	vérifiée	193,8 < 201,6	Vérifiée

Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

➤ Schéma de ferrailage :

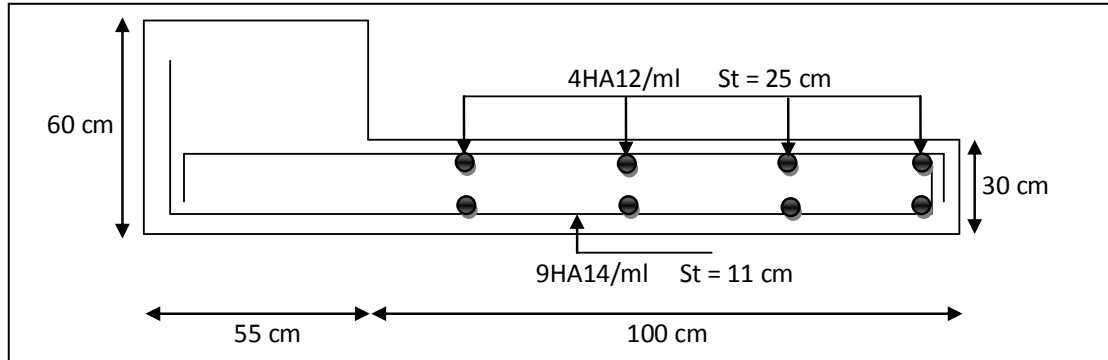


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du débord

4. Ferrailage des nervures :

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures :

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

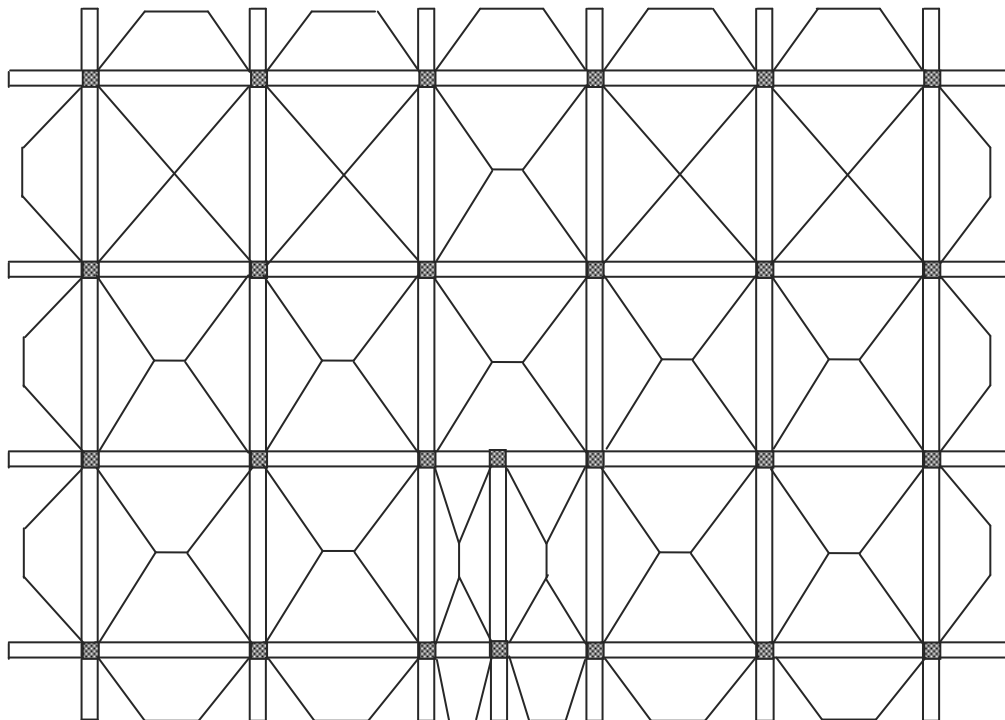


Figure VI.6. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ **Charges triangulaires :**

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} : \text{ dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

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 :**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

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.

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

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ **Calcul des sollicitations :**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

✓ **Sens X-X**

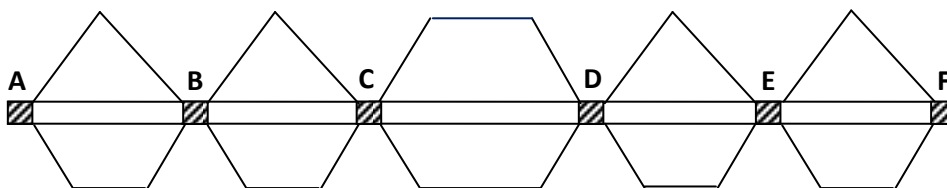


Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon X-X

✓ Sens Y-Y

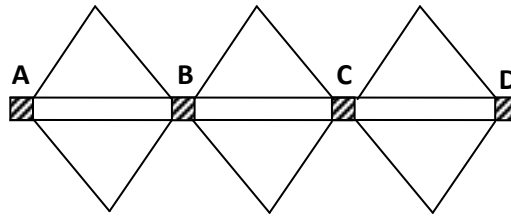


Figure VI.8. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

sens	Travée	L (m)	q_u (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
X-X	AB	3,3	352,09	-71,892	-378,915	1,386	266,171	487,911	-673,986
	BC	3,3	352,09	-378,915	-333,612	1,689	123,287	-673,986	713,318
	CD	3,5	407,61	-333,612	-333,612	1,75	290,541	713,318	-713,318
	DE	3,3	352,09	-333,612	-378,915	1,611	123,287	-713,318	695,771
	EF	3,3	352,09	-378,915	0	1,976	308,548	695,771	-466,126
Y-Y	AB	2,7	253,48	-34,648	-182,613	1,134	128,277	287,396	-397
	BC	2,7	253,48	-182,613	-306,101	1,17	-9,247	-397	607,668
	CD	2,7	324,22	-306,101	-66,203	1,874	263,349	607,668	-462,275

Tableaux VI.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q_s (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	3,3	257,51	-52,58	-277,129	1,386	194,671
	BC	3,3	257,51	-277,129	-243,988	1,689	90,173
	CD	3,5	298,1	-243,988	-243,988	1,75	212,478
	DE	3,3	257,51	-243,988	-277,129	1,611	90,173
	EF	3,3	257,51	-277,129	0	1,976	225,664
Y-Y	AB	2,7	185,38	-25,339	-133,552	1,134	93,815
	BC	2,7	185,38	-133,552	-223,865	1,17	-6,763
	CD	2,7	237,12	-223,865	-48,417	1,874	192,599

Tableaux VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

➤ Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ Détermination de la largeur b :

✓ Sens X-X

On a:

$$h = 0,6 \text{ m} ; h_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,55 \text{ m} ; d = 0,55 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1.3)}$$

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(1,375 \text{ m} ; 0,215 \text{ m})$$

Donc, $b = 0,98 \text{ m}$.

✓ Sens Y-Y

On a :

$$\frac{b - 0,55}{2} \leq \min(1,075 \text{ m} ; 0,105 \text{ m})$$

Donc, $b = 0,76 \text{ m}$.

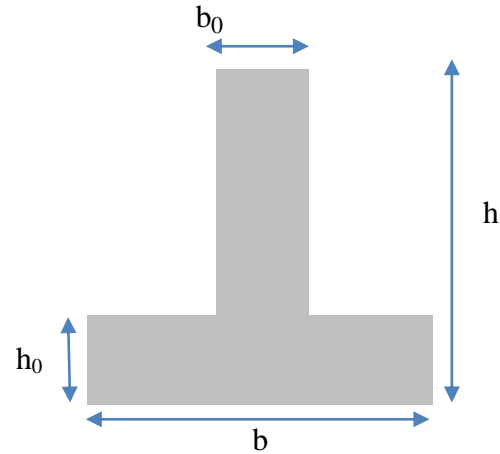


Figure VI.9. Schéma des nervures

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	308,548	16,76	6,5	17,75	5HA16 + 5HA14
	Appui	-378,915	20,79	6,5	23,4	5HA20 + 5HA14
Y-Y	Travée	263,349	14,37	5,04	15,39	10HA14
	Appui	-306,101	16,83	5,04	19,16	8HA16 + 2HA14

Tableau VI.8. Résultats de ferrailage des nervures

➤ **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14 ; 17,14 ; 55)\text{mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires :**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU :**

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

$$F.N \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{713,37 \times 10^{-3}}{0,98 \times 0,55} = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{607,668 \times 10^{-3}}{0,76 \times 0,55} = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

✓ **Vérification des contraintes :**

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	225,664	20,4	982516	4,68 < 15	Vérifiée	119,2 < 164,9	Vérifiée
	Appui	-277,129	22,2	1149602	5,35 < 15	Vérifiée	118,6 < 164,9	Vérifiée
Y-Y	Travée	192,6	22,4	910743	4,75 < 15	Vérifiée	103,2 < 164,9	Vérifiée
	Appui	-223,865	24,3	1057497	5,15 < 15	Vérifiée	97,3 < 164,9	Vérifiée

Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS

Remarque

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 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Donc, $A_p = 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ cm}^2$.

Soit : 2HA12 = 2,26 cm² par face.

✓ **Schéma de ferrailage des nervures :**

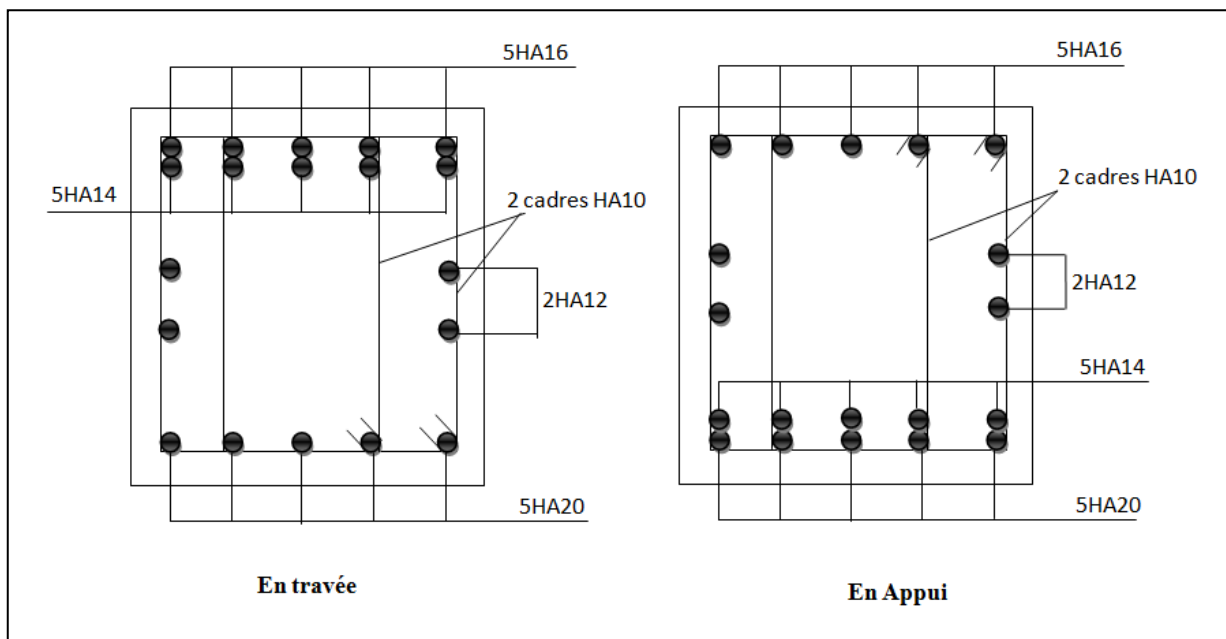


Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

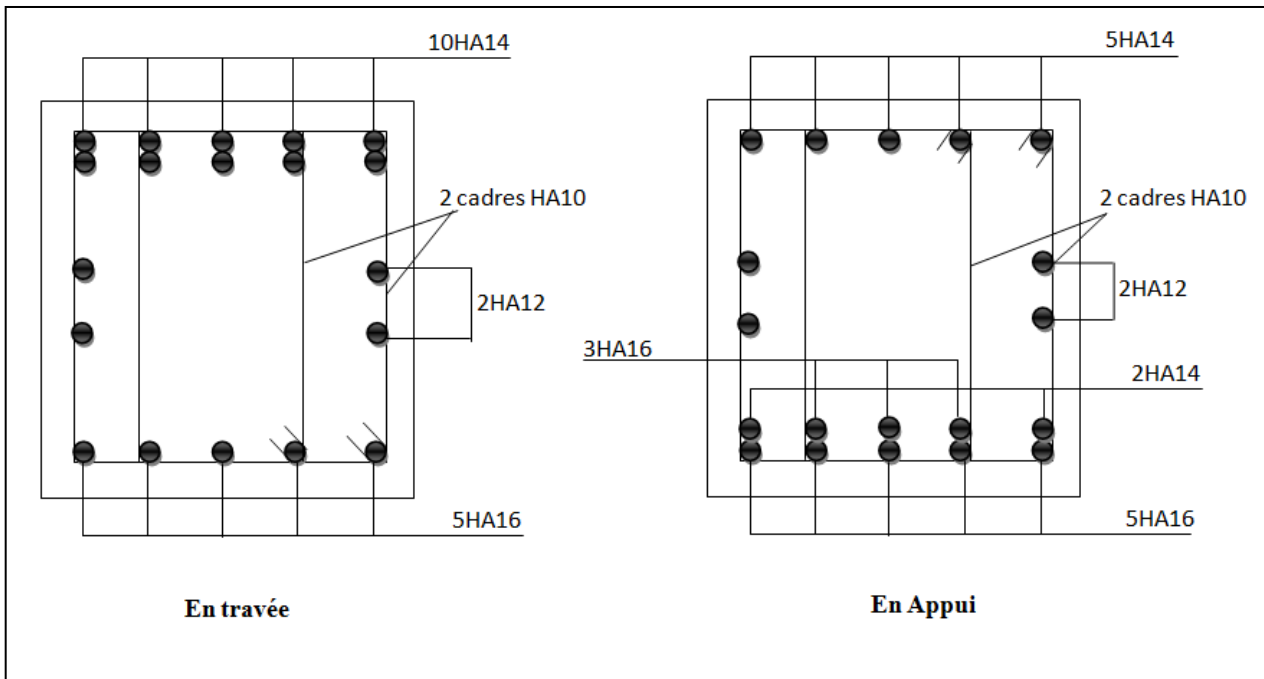


Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

5. Ferrailage du mur adossé :

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis uniquement qu'à la poussée des terres.

➤ Dimensionnement du mur :

- La hauteur : $h = 4,08 \text{ m}$
- L'épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

➤ Caractéristique du sol :

- Poids spécifique : $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\phi = 17,12^\circ$
- Cohésion : $c = 0,47 \text{ bar}$

➤ Evaluation des charges et surcharges :

Le mur adossé est soumis à :

✓ La poussée des terres :

$$G = h \times \left(\gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

Remarque :

Pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle est favorable et elle disparaît à long terme.

$$G = h \times \left(\gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$G = 4,08 \times \left(20 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{17,12}{2} \right) \right) \rightarrow G = 44,48 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Charge due à la Surcharge :**

On prévoit le calcul de notre mur en tenant compte d'une surcharge $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{17,12}{2} \right) \rightarrow Q = 4,45 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Ferraillage du mur adossé :**

Le mur adossé sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargés.

❖ **A'ELU :**

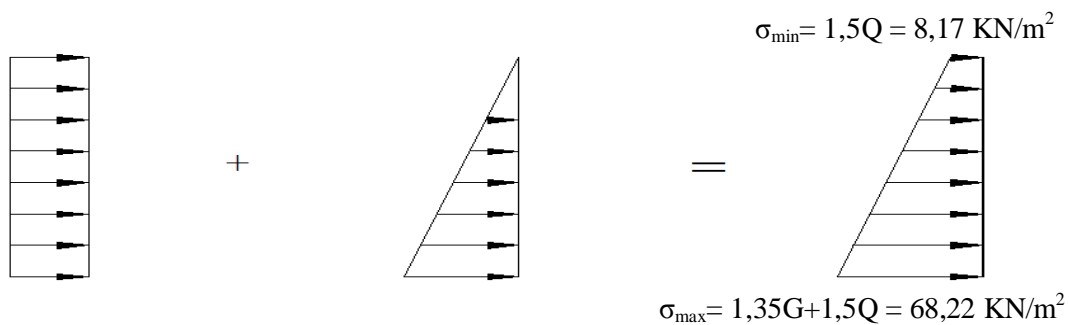


Figure VI.12. Répartition des contraintes sur le mur

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 68,22 + 8,17}{4} = 53,2 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 53,2 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3,55 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4,08 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 3/3,68 = 0,81 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,81 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0550 \\ \mu_x = 0,6135 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0550 \times 53,2 \times 3^2 = 26,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,6135 \times M_{0x} = 16,15 \text{ KN.m}$$

Les moments corrigés :

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 22,38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 12,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4M_{0x} = - 10,53 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$ condition exigée par le RPA

sens		A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	X-X	3,89	2	5HA12 = 5,65	20cm
	Y-Y	2,07	2	4HA10 = 3,14	25cm
Appui		1,8	2	4HA10 = 3,14	25cm

Tableau VI.10. Sections de ferrailage

✓ **Vérifications :**

- **Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 1,75 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ et } A_{min} = 0,1\% \times b \times e$$

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 3MPa) = 2,5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a : } V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{53,2 \times 3}{2} = 79,8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **A L'ELS :**

$$\sigma_{max} = G + Q = 48,93 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{min} = Q = 4,45 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 37,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,81 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } l_x \text{ et } l_y \begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,7246 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_s = 22,83 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 16,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 19,4 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75M_{0y} = 12,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments aux appuis } M_{ax} = M_{ay} = -0,4M_{0x} = -9,13 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

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

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

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.
Travée	x-x	19,4	4,52	16278,02	5,38 < 15	Vérifiée	223,1 < 201,6	N.vérifiée
	y-y	12,4	3,55	10011,8	4,4 < 15	Vérifiée	249,8 < 201,6	N.vérifiée
Appui		-9,13	3,55	10011,8	3,23 < 15	Vérifiée	183,9 < 201,6	Vérifiée

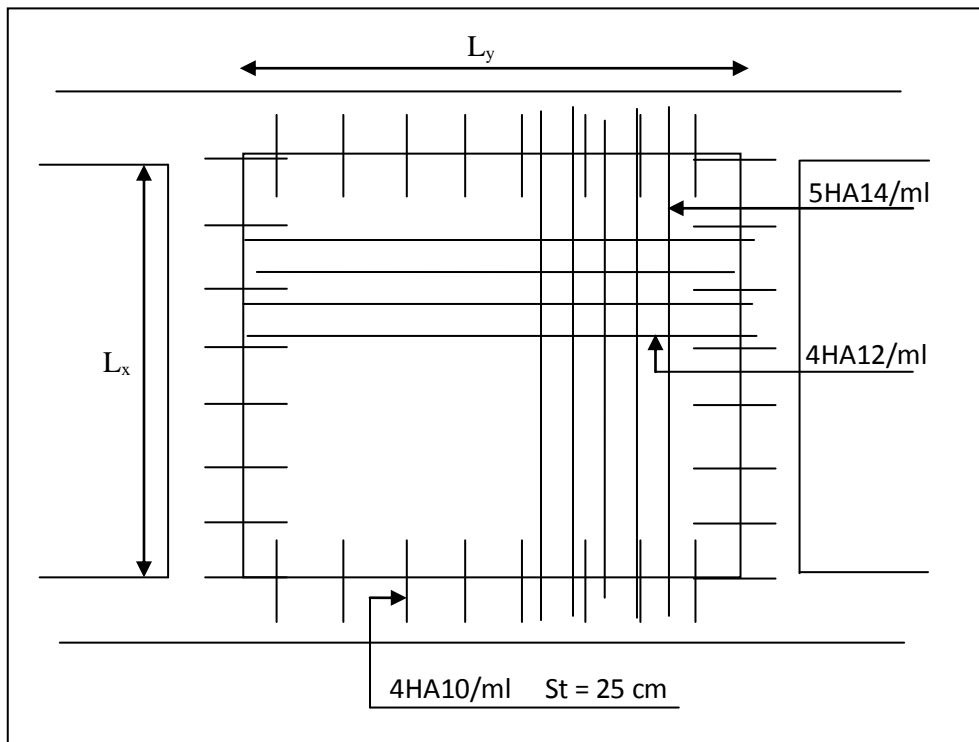
Tableau VI.11. Vérifications des contraintes à l'ELS

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Localisation		M_s (KN.m)	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N^{bre} de barres
Travée	x-x	19,4	6,21	7,7	5HA14
	y-y	12,4	3,88	4,52	4HA12
Appui		-9,13	2	3,14	4HA10

Tableau VI.12. Nouvelle sections de ferrailage

❖ Schéma de ferrailage du mur adossé :

**Figure.VI.13.** Schéma de ferrailage du mur adossé

Conclusion

Conclusion générale

Notre projet portant sur l'étude d'une structure à huit niveaux, Entresol et un RDC, menée selon les règlements en vigueur tels que le RPA99/version 2003, le BAEL et CBA..., nous a permis de comprendre certains phénomènes dynamiques comme celui des séismes. Cette étude de la réponse sismique visant principalement à déterminer le comportement dynamique, a conduit à dégager certaines conclusions qui ont une importance majeure dont :

- Importance incontestable des dispositions constructives (notamment celles des voiles) sur le comportement dynamique de la structure.
- L'influence de l'emplacement des escaliers dans la superstructure sur les modes de vibrations comme la torsion qu'il faut éviter.
- La contribution de l'effet P-delta et la vérification des déplacements horizontaux entre étages à la stabilité de la structure.
- Le système mixte voile-portique justifiant le contreventement.
- La vérification des moments résistants aux niveaux des nœuds permet de s'assurer que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La condition de non fragilité traduite l'effort normal réduit nous a conduits à l'augmentation de la section des poteaux estimée par le pré dimensionnement.

Par ailleurs, la modélisation des voiles nous a permis de vérifier la condition selon laquelle la période déterminée doit être inférieure à celle du RPA. Aussi la participation massique modale est atteinte les 90% de la masse totale du bâtiment lorsque on prend 9 modes de vibrations.

Pour finir nous espérons vivement que notre travail soit des plus prolifiques du côté pédagogique aussi pour les générations futures.

Bibliographie

Bibliographie

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.

Autre documents consultés :

- ✓ Formulaire de calcul des sections en béton arme selon le BAEL91 et CBA93.
- ✓ Cahier de cours des années précédentes (3ème, 4ème).
- ✓ Mémoire de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ✓ SAP 2000/Version 14
- ✓ Excel
- ✓ Word 2007

Annexes

Annexe 1

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 2 (A)

Caractéristiques générales													
Type de montage		en simplex pour les dispositions en batterie, consulter le table T31				à table ou sur portes automatiques				collective de descente sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense			
Nombre de faces de service		simple accès											
Distance mini entre niveaux		255 cm											
Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage par trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	PO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	26500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	26500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	92	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
520		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33500	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Symbola standarda (conformant cu Normele Naționale de Labor) pentru clasificarea persoanelor cu dizabilități (conform cu Normele Naționale de Labor). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81201 et sont destinés à être utilisés par les personnes handicapées.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cadre d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler submer.

Annexe 2 (B)

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

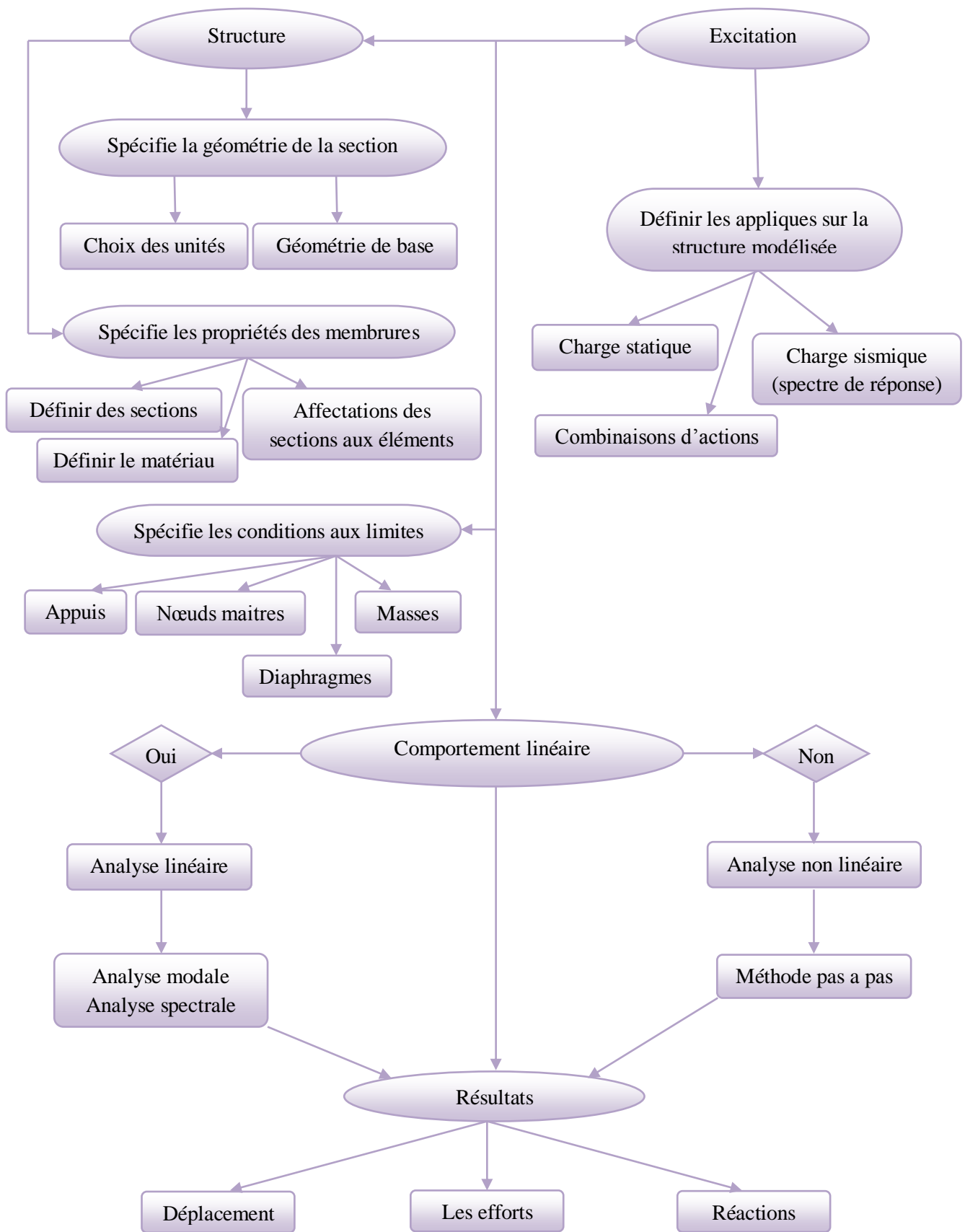
Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portiq	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	D	HSG	
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320		
1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
	1,50	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400			

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement 2 v = 2 vitesses, Dy S = Direction à vitesse continue de vitesse. (2) ACVF = ascenseur à vitesse constante de fréquence. (3) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sont données dans les documents suivants: NF EN 81-11 pour les ascenseurs en (4) ou les valeurs de la table de documentation P 32-306. (5) La puissance est calculée suivant la norme CEN 1010 et CEN 1015. Dy MV = Direction à vitesse constante de vitesse. TD 2 = Transaxial (sans variation de tension sans frein).

Annexe 3

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

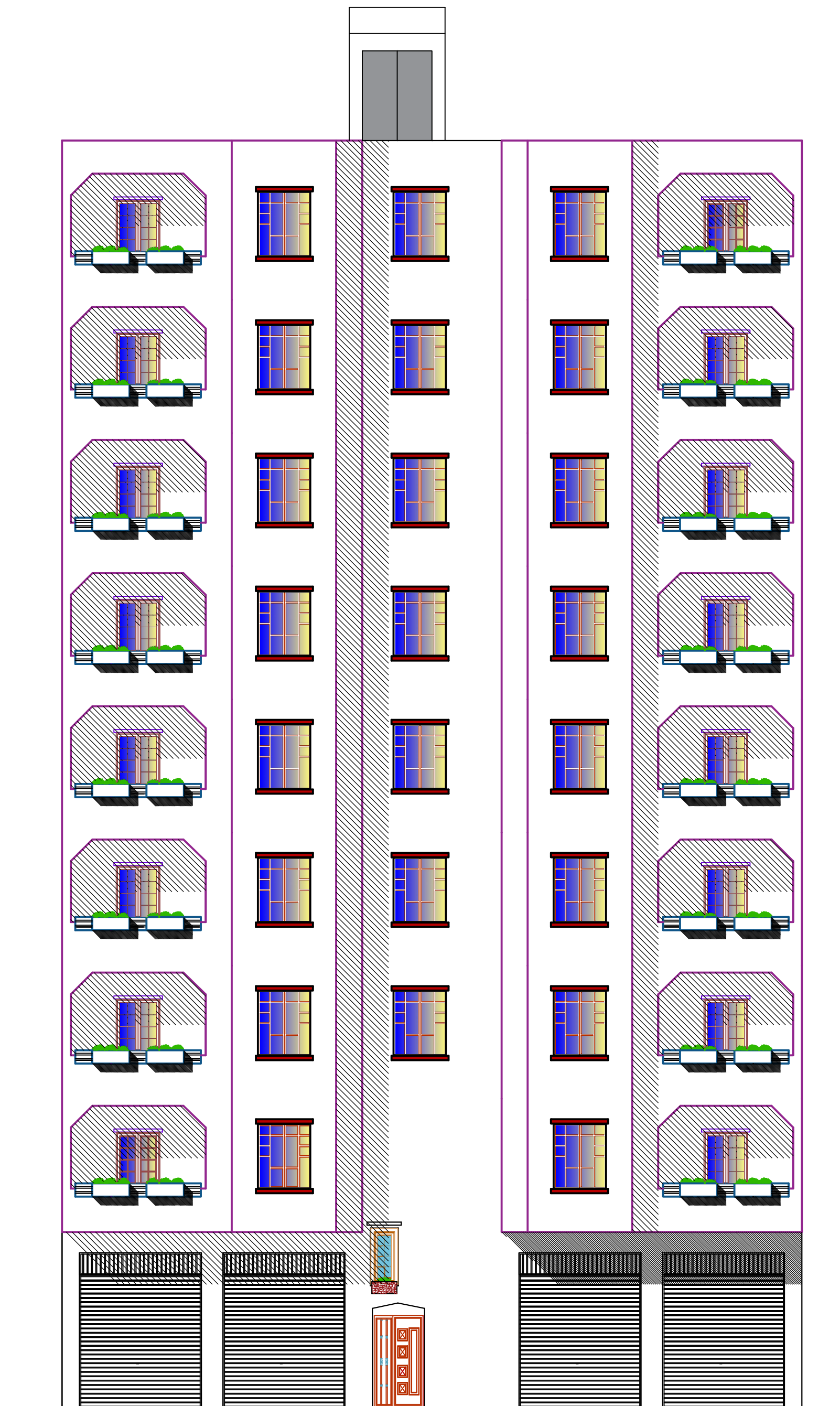
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



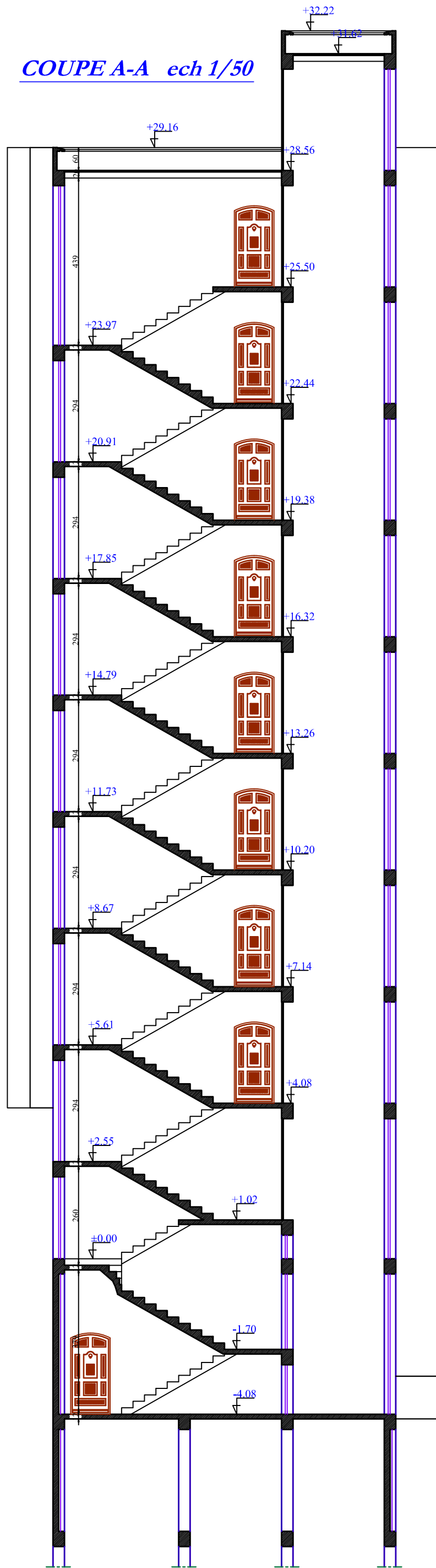
Organigramme de SAP2000

*Plans de la
structure*

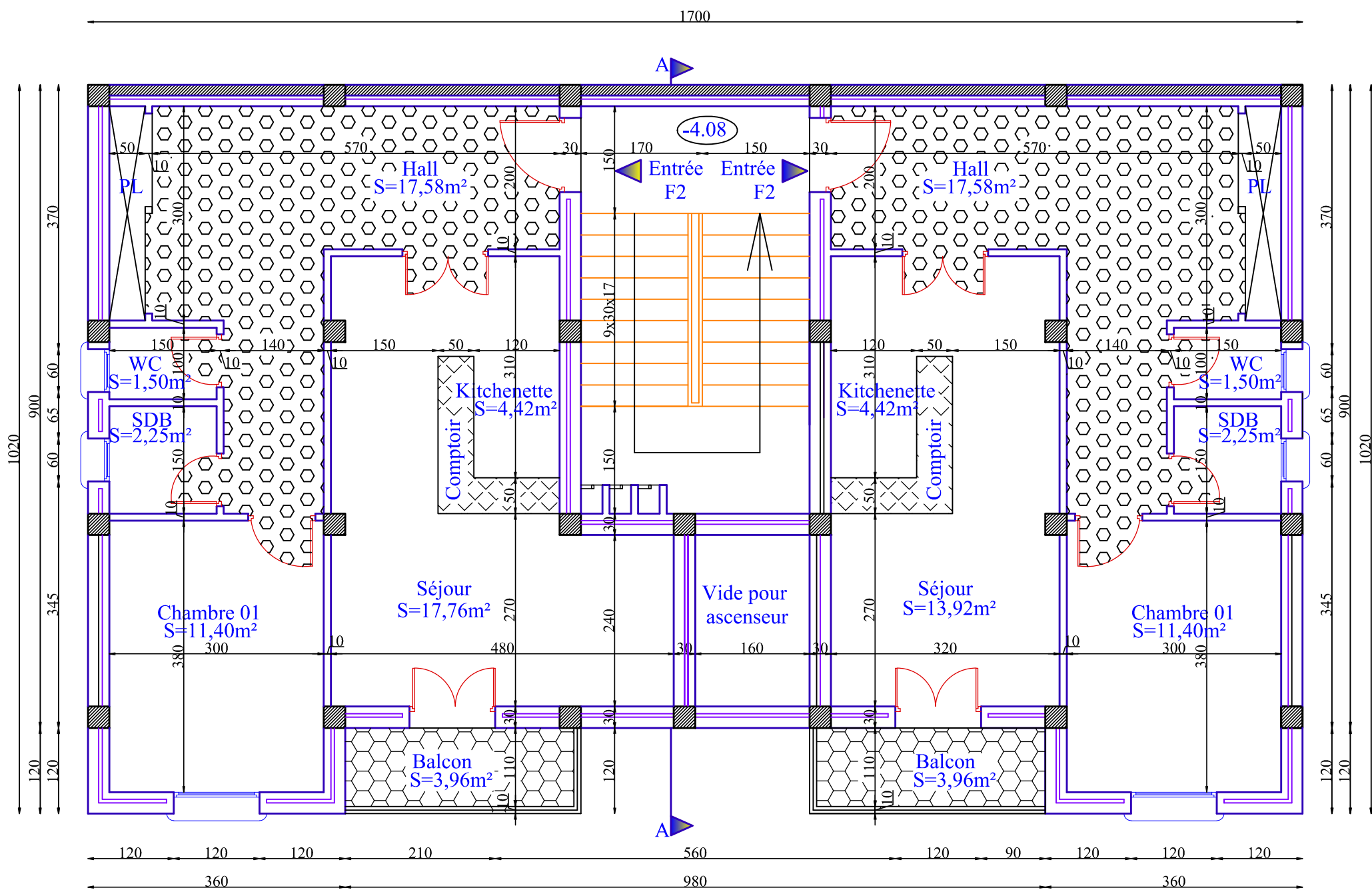
FACADE PRINCIPALE ech 1/50



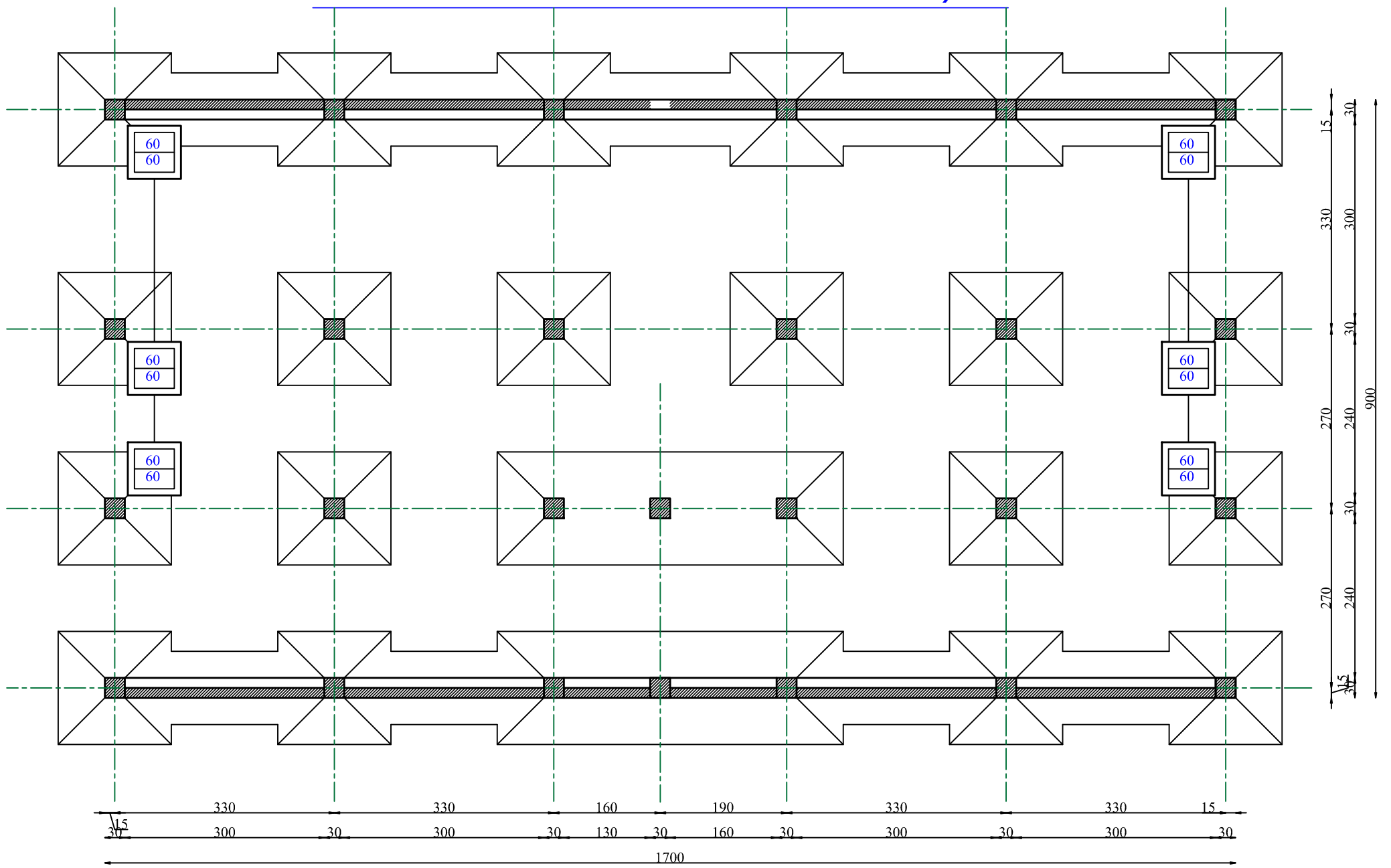
COUPE A-A ech 1/50



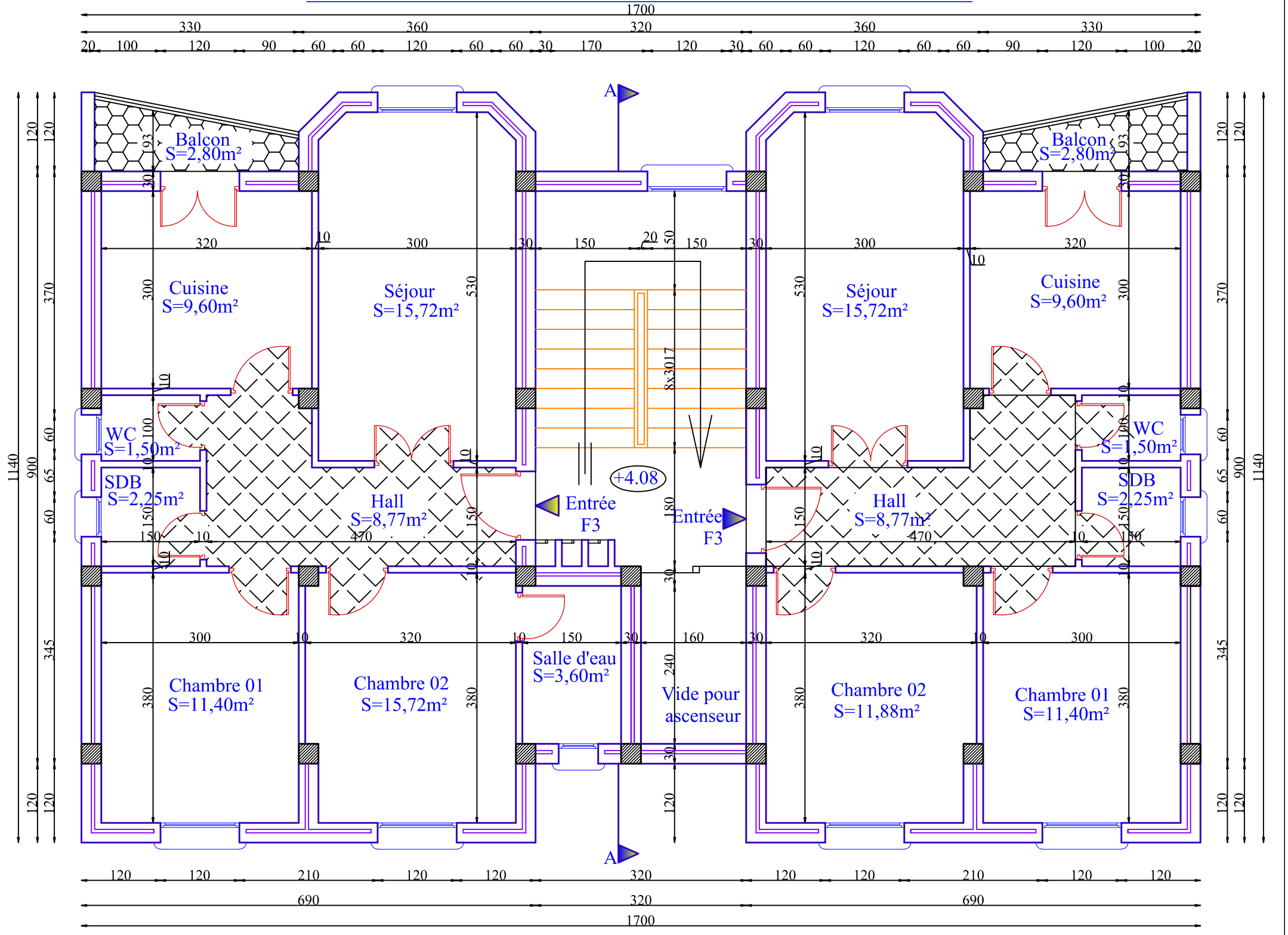
PLAN ENTRE SOL ech 1/50



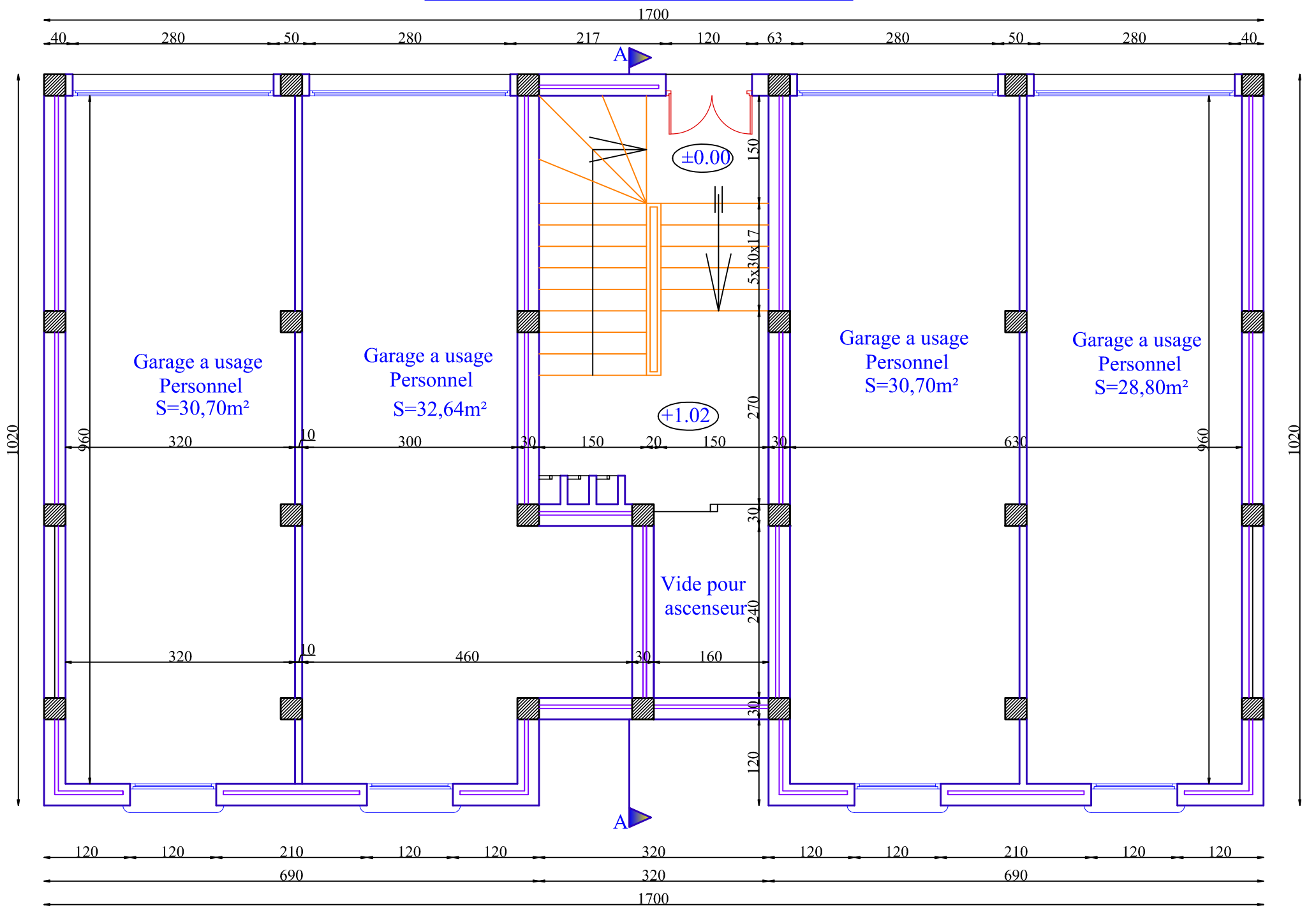
PLAN DES FONDATIONS ech 1/50



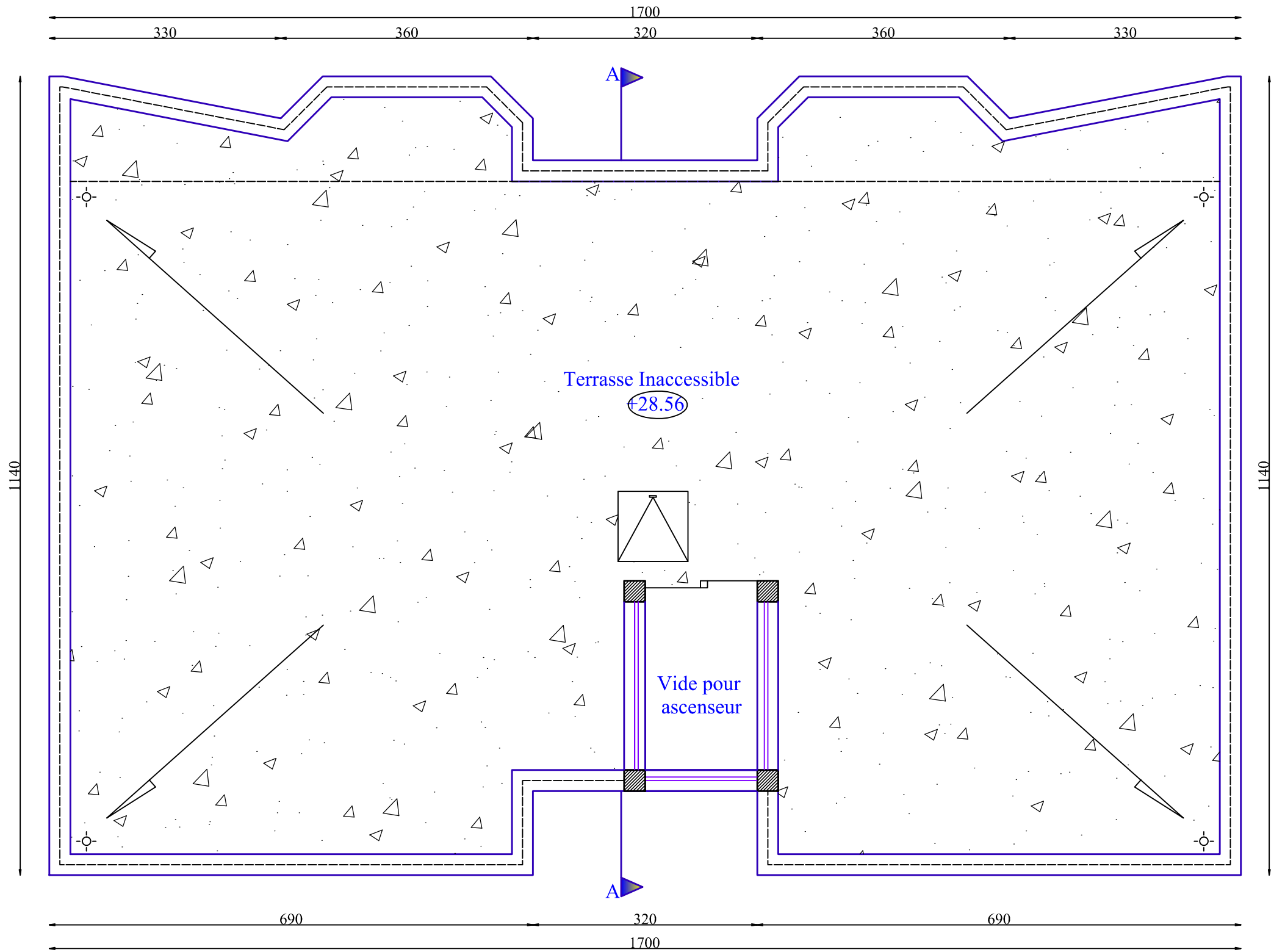
PLAN ETAGE COURANTS ech 1/50



PLAN RDC ech 1/50



PLAN TERRASSE ech 1/50



PLAN TOITURE TERRASSE ech 1/50

