

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de technologie

Département de Génie Civil

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة البحث العلمي و التعليم العالي

جامعة عبد الرحمان ميرة بجاية

كلية التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية



Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention d'un Diplôme de Master en génie civil

Option : Matériaux & Structure (M&S)

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R + 10 + Entre Sol) à usage d'habitation
Commercial et service contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^{er} BOUDJELLABA Abdelhak
M^{er} ZERKA Salim

Promoteur :

M^{er} LARABAT ZIANE

Jury:

M^{er} BOUZEROURA
M^{er} SI SALEM

Promotion 2016-2017

Remerciements

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

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

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

A M^{er} LARABAT ZIANE : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

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

Dédicaces

*Aucun mot, aucune parole ne pourra refléter suffisamment
ma gratitude Et la profondeur de mes sentiments.*

Je saisis cette occasion pour dédie ce modeste travaille

À la mémoire de mon cher père

(La miséricorde de Dieu sur son âme)

À ma très chère mère pour son soutien moral et affectif.

A mes frères et sœurs

Pour tout leur Amour fraternel et tendresse.

Aux membres de ma grande famille paternelle, maternelle.

Enfin pour tous mes amis proches qui ont participé de

Près ou de loin dans ce travail.

ZERKA Salim

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

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

A mes très chers sœurs et frères.

A ma petite chère nièce Anya.

A toute la famille "BOUDJELLABA".

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

A mon encadreur bien sur : " Mr LARABAT ZIANE" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire, et nos enseignants de département Génie civil.

A tout la promotion de Génie Civil 2017.



BOUDJELLABA
Abdelhak

Figures

Figure I.1. Diagramme des déformations limites (ELU).....	4
Figure I.2. Diagramme contrainte déformation du béton.....	8
Figure I.3. Diagramme contraintes-déformation.....	9
Figure I.4. Diagramme de contrainte- déformation.....	11
Figure II.1. Plancher à corps creux.....	13
Figure II.2. Coupe transversal d'une poutrelle.....	14
Figure II.3 Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants	14
Figure II.4. Coupe vertical d'un escalier.....	19
Figure II.5. Escalier balancée.....	20
FigureII.6. Escalier RDC1.....	21
Figure II.7. Terrasse inaccessible.....	22
Figure II.8. PlancherÉtage courant.....	23
FigureII.9. Mur extérieur.....	25
FigureII.10. Acrotère.....	26
FigureII.11. Schémas d'un balcon.....	27
Figure II.12. Schémas d'un voile.....	28
Figure II.13. Localisation des poteaux les plus sollicité.....	29
FigureIII.1. Acrotère.....	43
Figure III.2. Section à ferrailer pour l'acrotère.....	45
Figure III.3. Schémas de ferrailage de l'acrotère	49
Figure III.4. Schéma d'une poutrelle.....	49
Figure III.5. Evaluation des efforts tranchants.....	52
Figure.III.6. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....	53
FigureIII.7. <i>Schéma statique de la poutrelle</i>	55
Figure III.8. Diagramme des moments fléchissant.....	57
Figure III.9. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre plus 2.....	57
Figure.III.10. Schéma statique de la poutrelle type 6.....	59
Figure III.11. Schémas poutrelle.....	66
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	81
Figure III.13. Dalle (D2) sur 02 appuis (RDC1).....	81
Figure III.14. Section de la dalle pleine a ferrillé.....	81
Figure III.15. Ferrailage de la dalle sur 02 appuis (RDC1).....	83
Figure III.16. Dalle sur 03 appuis.....	84
Figure III.17. Ferrailage de la dalle (D5) sur 03 appuis.....	87
Figure III.18. dalle (D7) sur deux appuis.....	88
Figure III.19. Schéma de ferrailage de la dalle de balcon (D7) sur deux appuis.....	90
Figure III.20. Schéma de ferrailage de la dalle (D1) et (D3) et(D4).....	92
Figure III.21. Ferrailage de la dalle (D6).....	92
Figure III.22. Schéma statique de l'escalier type 1.....	93
Figure III.23. Schéma statique de l'escalier type 1.....	93
Figure III.24. Schéma de ferrailage de l'escalier type (1).....	100
Figure III.25. Escalier de l'entre sol.....	101
Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2), partie (ABC).....	105
Figure III.27. Schéma statique de la partie (DEF).....	105
Figure III.28. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2), partie (DEF).....	108
Figure III.29. Schéma statique de l'escalier type 2.....	108
Figure III.30. Section d'escalier à ferrailer.....	109
Figure III.31. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2), partie (AB).....	110
Figure III.32. Schéma statique de la console.....	110
Figure III.33. <i>Schéma statique</i>	112

Liste des figures

Figure III.34. Schéma de ferrailage de l'escalier entre dol.....	114
Figure III.35. Poutre palière de l'escalier type 1.....	115
Figure III.36. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	119
Figure III.37. Schéma statique de la console de l'escalier.....	119
Figure III.38. Schéma de ferrailage de la console de l'escalier.....	121
Figure III.39. Schéma de l'ascenseur statique.....	122
Figure III.40. Schéma de ferrailage de la dalle de local machine.....	129
Figure III.41. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	130
Figure III.42. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	134
Figure V.1. Zone nodale.....	151
Figure V.2. Section d'un poteau.....	158
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux.....	161
Figure V.4. Zone nodale.....	165
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	169
Figure V.6. Schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	169
Figure V.7. Exemples des voiles a ferrailé.....	172
Figure VI.1. Semelle isolé.....	180
Figure VI.2. Semelle filante.....	181
Figure VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....	184
Figure VI.4. Schémas statique de radie.....	186
Figure VI.5. Schéma de ferrailage de radier.....	188
Figure VI.6. Répartition des contraintes sur le débord.....	188
Figure VI.7. Schémas des lignes de rupture sur le radier.....	189
Figure VI.8. Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x.....	190
Figure VI.9. Diagramme des moments fléchissant selon X-X.....	191
Figure VI.10. Diagramme des efforts tranchants selon X-X.....	191
Figure VI.11. Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y.....	192
Figure VI.12. Diagramme des moments fléchissant selon Y-Y.....	192
Figure VI.13. Diagramme des efforts tranchants selon Y-Y.....	192
Figure VI.14. Schéma des nervures.....	193
Figure VI.15. Schéma de ferrailage des nervures.....	195
Figure VI.16. Voile périphérique.....	196
Figure VI.17. Répartition des contraintes sur le voile.....	197
Figure VI.18. Schémas de ferrailage de voile périphérique.....	200
Figure VI.1. Semelle isolé.....	180
Figure VI.2. Semelle filante.....	181
Figure VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....	184
Figure VI.4. Schémas statique de radie.....	186
Figure VI.5. Schéma de ferrailage de radier.....	188
Figure VI.6. Répartition des contraintes sur le débord.....	188
Figure VI.7. Schémas des lignes de rupture sur le radier.....	189
Figure VI.8. Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x.....	190
Figure VI.9. Diagramme des moments fléchissant selon X-X.....	191
Figure VI.10. Diagramme des efforts tranchants selon X-X.....	191
Figure VI.11. Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y.....	192
Figure VI.12. Diagramme des moments fléchissant selon Y-Y.....	192

Tableaux

Tableau II.1. Caractéristiques d'escalier d'E.S et RDC1.....	21
Tableau II.2. Evaluation des charges de la terrasse inaccessible.....	22
Tableau II.3. Evaluation des charges étage courant +RDC.....	23
Tableau II.4. Evaluation des charges étage commercial.....	24
Tableau II.5. Evaluation des charges étage commercial.....	24
Tableau II.6. Evaluation des charges dans les murs.....	25
Tableau II.7. Evaluation des charges d'un palier.....	25
Tableau II.8. Evaluation des charges de la volée, type1.....	26
Tableau II.9. Evaluation des charges du balcon (corps).....	27
Tableau II.10. Evaluation des charges du balcon (dalle pleine).....	27
Tableau II.11. Evaluation des charges du balcon.....	28
Tableau II.12. Descente de charge du poteau 1.....	32
Tableau II.13. Descente de charge du poteau 2.....	37
Tableau II.14. Vérification des poteaux à la compression.....	40
Tableau II.15. Vérification au flambement des poteaux.....	42
Tableau III.1. Combinaison de calcul.....	44
Tableau III.2. Types de poutrelles.....	54
Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.....	58
Tableau III.4. Sollicitations maximales dans les poutrelles de la terrasse inaccessible.....	64
Tableau III.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'E.S.....	65
Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.....	76
Tableau III.7. Calcul du ferrailage des poutrelles.....	77
Tableau III.8. Armature longitudinales et transversales adoptées.....	78
Tableau III.9. Vérification des armatures longitudinales.....	79
Tableau III.10. Vérification de la flèche.....	79
Tableau III.11. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	80
Tableau III.12. Calcul du ferrailage de la dalle.....	82
Tableau III.13. Vérification des contraintes.....	84
Tableau III.14. Ferrailage de la dalle(D5) sur 03 appuis.....	85
Tableau III.15. Le ferrailage de la dalle pleine (D7) sur 02 appuis.....	88
Tableau III.16. Sollicitation maximales.....	90
Tableau III.17. Vérification de l'effort tranchant.....	90
Tableau III.18. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	91
Tableau III.19. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	91
Tableau III.20. Vérification des contraintes de ferrailage des escaliers.....	99
Tableau III.21. Sollicitations dans la partie (AB) de l'escalier.....	102
Tableau III.22. Ferrailage de l'escalier.....	103
Tableau III.23. Vérification des contraintes à l'ELS.....	103
Tableau III.24. Sollicitations dans la partie (CD) de l'escalier.....	106
Tableau III.25. Ferrailage de l'escalier.....	106
Tableau III.26. Vérification des contraintes à l'ELS.....	107
Tableau III.27. Résultat de ferrailage de la console.....	111
Tableau III.28. Sollicitations dans la partie (CD) de l'escalier.....	112
Tableau III.29. Ferrailage de l'escalier.....	113
Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS.....	114
Tableau III.31. Résultat de ferrailage de la poutre palière.....	116
Tableau III.32. Vérification des contraintes de la poutre palière à l'ELS.....	118
Tableau III.33. Résultat de ferrailage de la console de l'escalier courant.....	120
Tableau III.34. Vérification des contraintes de la console de l'escalier à l'ELS.....	120

Liste des tableaux

Tableau III.35. Calcule des armatures.....	124
Tableau III.36. Vérification des contraintes dans le béton.....	127
Tableau III.37. Ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	128
Tableau III.38. Vérification des contraintes	128
Tableau III.39. Vérification des contraintes dans le béton pour la poutre de chaînage.....	133
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q	136
Tableau IV.2. Les valeurs de ζ (%) RPA 99(Tableau 4.2).....	138
Tableau IV.3. Périodes et taux de participation massique de la structure.....	141
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	145
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	145
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	146
Tableau IV.7. Vérifications des déplacements de niveaux.....	147
Tableau IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	148
Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	149
Tableau V.1. Armatures longitudinales et maximales dans les poteaux.....	151
Tableau V.2. Section de ferrailage des poteaux.....	153
Tableau V.3. Armatures longitudinales des poteaux.....	154
Tableau V.4. Armatures transversales des poteaux.....	155
Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux.....	157
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.....	158
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.....	159
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale.....	159
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm ²	162
Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm ²	163
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.....	164
Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	165
Tableau V.13. Moments résistants dans les poteaux.....	166
Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres principales.....	166
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	167
Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	167
Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	168
Tableau V.18. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1} // à X-X'.....	172
Tableau V.19. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	174
Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	175
Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux.....	176
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	177
Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	178
Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.....	187
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	187
Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS.....	188
Tableau VI.4. Section d'armateur du débord.....	189
Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	189
Tableau VI.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	192
Tableau VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	193
Tableau VI.8. Résultats de ferrailage des nervures.....	193
Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	194
Tableau VI.10. Ferrailage des voiles périphérique.....	198
Tableau VI.11. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	199

Symboles Et Notations

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_d, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

h_i : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	1
I.2. description de l'ouvrage	1
I.3. Implantation de l'ouvrage	1
I.4. Caractéristiques de l'ouvrage	1
I.5. Règlements et normes utilisés.....	2

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	13
II.2. Pré dimensionnement des éléments (structuraux et non structuraux).	13
II.4. Descente de charge.....	21
II.5. vérifications.....	28
II.6. Conclusion.....	40

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Etude de l'acrotère	41
III.2. Etudes des planchers.....	47
III.3. Etude des dalles pleines	78
III.4. Etude des escaliers	91
III.4.5. Etude de la poutre de palière	113
III.5. Etude de l'ascenseur.....	119
III.6. Etude des poutres de chaînage.....	127

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1. Introduction.....	132
IV.2. Modélisation.....	132
IV.3. Méthodes de calcul	132
IV.4. Analyse dynamique	140
IV.5. conclusion.....	146

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	150
V.2. Étude des poteaux.....	150
V.3. Les poutres.....	161
V.4. Les voiles.	170
V.5. Conclusion.....	179

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	180
VI.2. Combinaisons de calcul	180
VI.3. Reconnaissance du sol	180
VI.4. Choix des types de fondations	180
VI.5. Ferrailage du radier général	186
VI.6. Etude des nervures	189
VI.6. Etude du voile périphérique	196

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Chapitre I

Généralités

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Chapitre III

Etude des

éléments secondaires

Chapitre IV
Etude Dynamique

Chapitre V

Calcul des éléments principaux

Chapitre VI
Etude
de l'infrastructure

Introduction

Bibliographie

Conclusion

Annexes

Les Plans

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment composé de deux rez-de-chaussée, d'un entre sol et de neuf étages conformément aux règlements de construction algériens.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail sur six chapitres :

- Le premier chapitre consiste à donner une présentation du projet en fixant les hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre, nous présenterons un détail sur le calcul des éléments secondaire.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique de la structure par le logiciel SAP2000 V14.
- Le chapitre cinq, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel SAP2000V14.
- Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique appropriée, suivi d'une conclusion générale.

I.1. Introduction :

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

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

I.2. Description du projet :

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment (R + 10 + Entre Sol) à usage d'habitation-services-commerce. Cet ouvrage est implanté dans la ville de **Bejaia** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**), groupe d'usage 2 selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

I.3. Implantation de l'ouvrage :

Le terrain devant recevoir le projet de 39 logts type F2, F3, F4 et F5 + 18 locaux + 12 services se situe à la commune de Bejaia, 78 nouvelle cité ZERRARA Lotissement TARGA OUZEMOUR Lot "G".

I.4. caractéristiques de l'ouvrage :

I.4.1. Caractéristiques géométriques :

✓	Largeur en plan	-----	8.9m
✓	Longueur en plan	-----	24,10m
✓	Hauteur du RDC	-----	4,14 m
✓	Hauteur du l'entre sol	-----	3,40 m
✓	Hauteur étage courant	-----	3,06 m
✓	Hauteur totale	-----	38,14 m.

I.5. Conception de la structure :

I.5.1. L'ossature :

Étant donne que la hauteur du bâtiment dépasse les 17m. L'ossature de notre bâtiment est constituée d'une structure mixte formée de portiques et de voiles avec interaction.

(RPA99/2003 Art 3.4.A.1.a).

I.5.2. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment on distingue :

- Plancher à corps creux (hourdis + table de compression).
- Plancher à dalle pleine.

I.5.3. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre. Notre bâtiment comprend des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place, on distingue 2 types :

- Escaliers balancés.
- Escaliers droits.

I.5.4. La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

I.5.5. revêtements :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- De mortiers de ciments pour les crépissages des façades extérieurs.

I.5.6. L'acrotère :

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

I.5.7. terrasse :

Terrasse inaccessible.

I.5.8. Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine et en corps creux.

I.5.9. Ascenseur :

Vu à la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter les déplacements entre les différents niveaux.

I.6. règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003.
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

- BAEL 91 modifié 99.

I.7. Indication générale sur les règles de BAEL :

I.7.1. Définition de l'état limite :

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

✓ Etat limite ultime ELU :

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

Il y'a 03 états limites :

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

✓ Etat limite de service ELS :

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

Il y'a 03 états limites :

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

❖ Hypothèse de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ✓ Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\text{En flexion} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

$$\text{En compression simple} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$$

- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C

(la règle des trois pivots).

- **Règle des trois pivots :**

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. I.1). On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

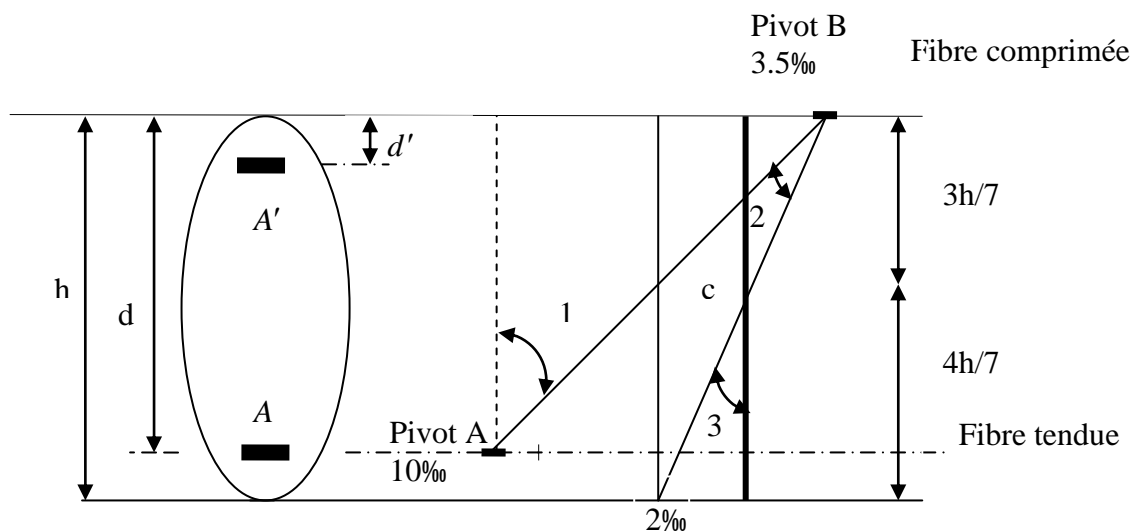


Figure.I.1. Diagramme des déformations limites (ELU).

- ❖ **Hypothèse de calcul à l'E L S :**

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.7.2 Principe d'application des règles BAEL :

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite : $S \leq S_{res}$
Avec :

S : sollicitations de calcul.

S_{res} : Sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir :

- Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton (f_e , f_{c28})
- Les valeurs respectives des actions.
- Les combinaisons spécifiques aux états limitent considérés.
- Les coefficients de sécurité (γ_s , γ_b)

I.8. Actions et sollicitations :

I.8.1 Définition des actions :

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

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

On distingue :

▪ Actions permanentes (G) :

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

▪ Actions variables (Q) :

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

▪ Actions accidentelles (FA) :

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

I.8.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :**

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

Ou : $\gamma_{Q_1} = 1.5$ en général.

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :**

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

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

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

- **Sollicitations accidentelles :**

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

I.8.3. Les combinaisons d'action :

RPA99/2003 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \text{uniquement pour les poteaux}$$

I.9. Les matériaux de construction :

I.9.1. Béton :

1. Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (Ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- . Une bonne résistance à la compression,
- . Une souplesse d'utilisation,
- . Une bonne résistance aux feux,
- . Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

2. Caractéristiques du béton :

2.1. Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

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

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

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

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (j} \leq 28\text{jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (j} > 28\text{jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

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

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

2.2. Résistance à la traction f_{tj} :

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

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60 \text{Mpa} \quad \text{CBA93(Article.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$

2.3. Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.)}$$

Avec :

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

Avec :

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

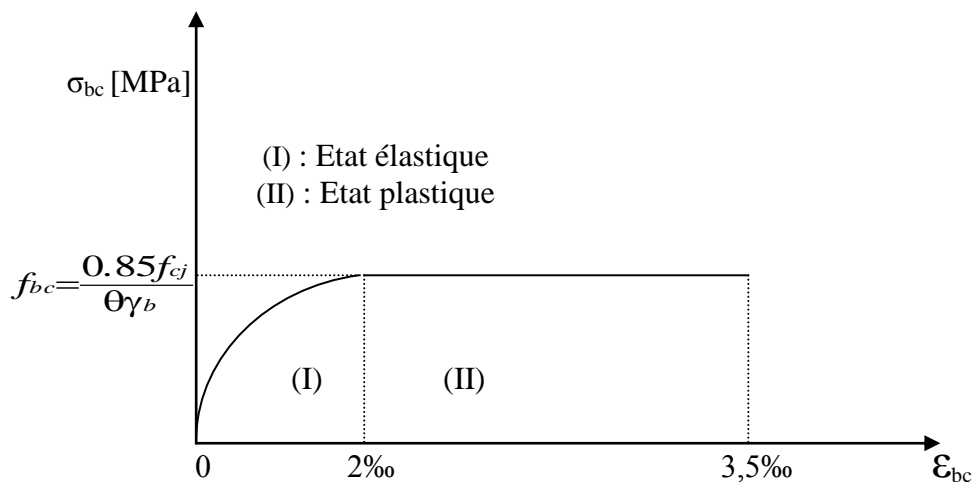


Figure I.2. Diagramme contrainte déformation du béton.

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

2.4. Contrainte limite à l'ELS :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par

la relation suivante : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$ CBA93 (Article A.4.5.2)

2.5. Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{situations accidentelles} \\ 1.50 & \text{situations durables} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0.90 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Le diagramme (parabole rectangle) ci dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

$2^0/00$: en compression simple ou en flexion composée avec compression.

$3.5^0/00$: en flexion simple ou composée.

Pour $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^0/00$ $f_{bc} = 0.25 \cdot f_{bu} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} (4 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc}).$

$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^0/00$ $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \cdot f_{c28} / (\theta \cdot \gamma_b)$

2.6. Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ **CBA93** (Article A.2.1.2.1)
- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

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

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

$$E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

2.7. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2(1 + \nu)$ et en simplifiant $G = 0,417 E$

2.8. Coefficient de Poisson :

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un

gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{(\Delta a/a)}{(\Delta l/l)} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

2.9. Contrainte ultime de cisaillement du béton :

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

$$\tau_{adm} = \min (0.20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

$$\begin{array}{ll} \tau_{adm}=3.33\text{Mpa} & \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm}=2.50\text{Mpa} & \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.} \end{array}$$

I.9.2. L'Acier :

1. Définition :

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

2. Différents types d'aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

2.1. Les ronds lisses (R.L) :

2.2. Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e=400\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{Mpa}$.

- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5$ MPa.

2.3. Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

* TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e=500\text{Mpa}$.

* TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{Mpa}$.

3. Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation(ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

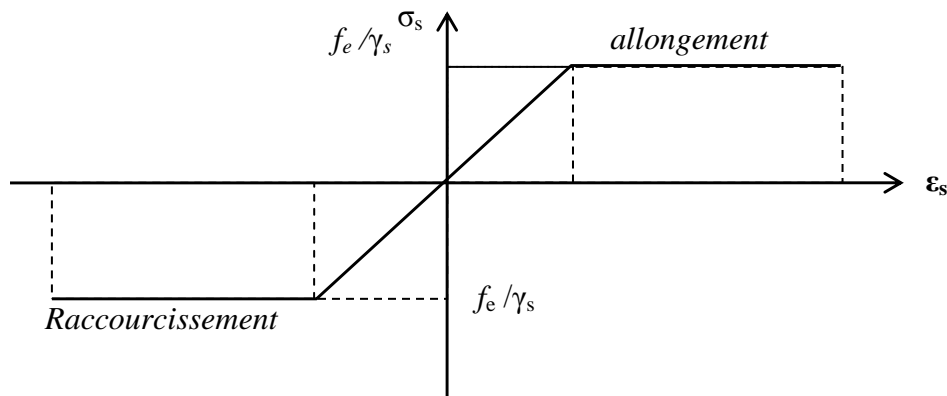


Figure.I.3. Diagramme de contrainte- déformation.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

- $\gamma_s=1$ situation accidentelle (choc et séisme).
- $\gamma_s=1.15$ situation durable ou transitoire.

4. Contrainte limite des aciers :

- Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Etat limite de service : on distingue les cas suivants :
 - ✓ Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa]$$

BAEL91 (Article A.4.5.32)

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

✓ Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa]$$

BAEL91 (Article A.4.5.32)

η : Coefficient de fissuration avec :

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1. Les planchers :

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \dots\dots\dots \text{(CBA 93).}$$

Avec L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{365 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 14.89 \text{ cm}$$

On va opter pour une hauteur : $h_t = 20 \text{ cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

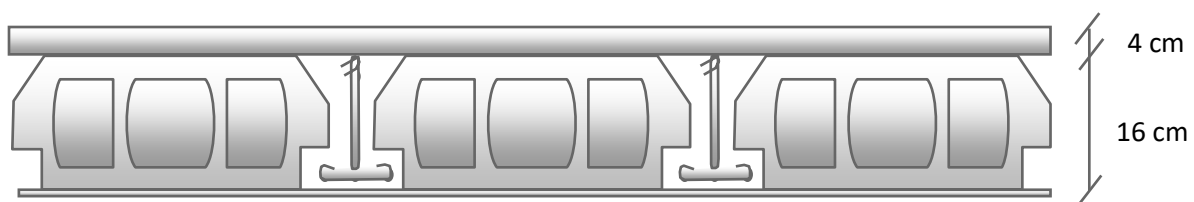


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

II.2.2. Les poutrelles :

Le choix du sens porteur est dicté par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de la continuité (la où il y a plus d'appuis).

Les poutrelles se calculent en section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre de

chaque côté est définie par : $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$ avec :

- $b_0 = 10\text{cm}$ largeur de la nervure.
- $l_x = 55\text{cm}$ distance entre nus de poutrelles.
- $l_y = 365\text{cm}$ distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles.
- $h_0 = 4\text{cm}$ épaisseur de la dalle de compression.
- $h_t = 20\text{cm}$ hauteur totale de la poutrelle.

Après le calcul on obtient : $b=65\text{cm}$.

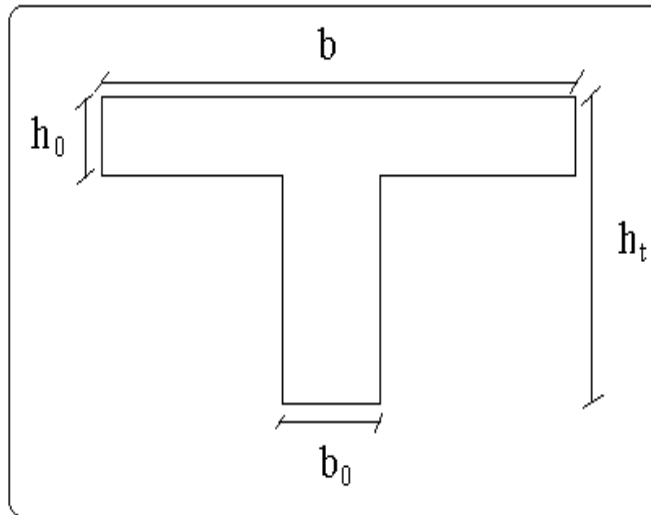


Figure II.2 : Coupe transversal d'une poutrelle.

Sur la figure suivante (**figure II.3**) nous montrons la disposition des poutrelles adoptées.

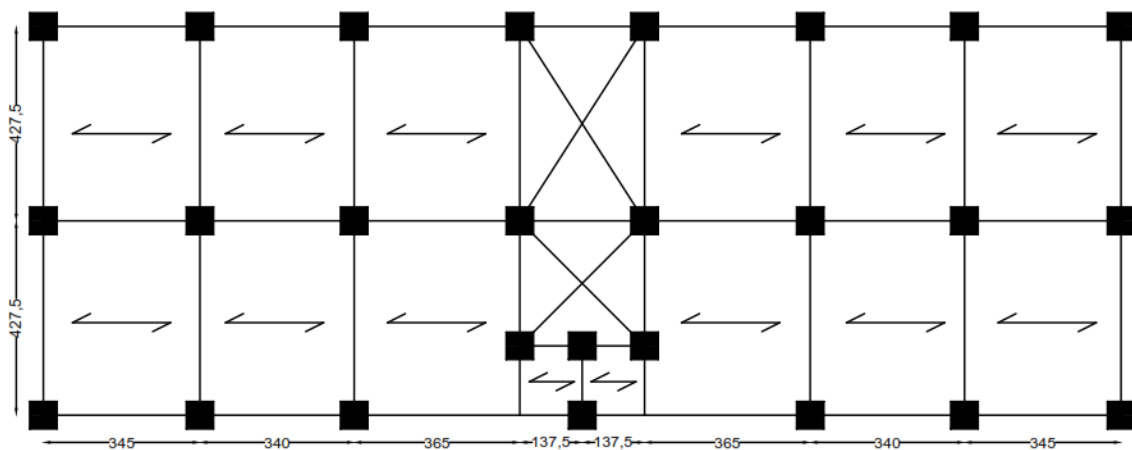


Figure II .3. Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.

II.2.3. Les dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque mince et plane qui repose sur certain nombre d'appuis, leur pré-dimensionnement se fait suivant deux critères :

1- **Critère de résistance :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur deux appuis.} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur (3) ou (4) appuis.} \end{array} \right.$$

2- **Coupe-feu :**

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

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heure coupe feu.

Dans notre cas :

- **Dalle pleine au niveau de plancher entre sol (D1) :**

$l_x = 0.335 \text{ m}$ (Dalle sur (04) appuis) $0.67\text{cm} \leq e \leq 0.84\text{cm}$; $e \geq 11\text{cm}$.

- **Dalle pleine au niveau de plancher RDC1 (D2) :**

$x = 2.1 \text{ m}$ (Dalle sur (02) appuis) $6\text{cm} \leq e \leq 7\text{cm}$; $e \geq 11\text{cm}$.

- **Dalle de balcon au niveau des étages courant (D3) :**

$l_x = 0.25 \text{ m}$ (Dalle sur (01) appuis) $e \geq 1.25\text{cm}$; $e \geq 11\text{cm}$.

- **Dalle pleine au niveau de plancher 7^{ème} étage (D4) :**

$x = 0.6 \text{ m}$ (Dalle sur (03) appuis) $1.2\text{cm} \leq e \leq 1.5\text{cm}$; $e \geq 11\text{cm}$.

- **Dalle de balcon au niveau de plancher 8^{ème} étage (D5) :**

$l_x = 1.4 \text{ m}$ (Dalle sur (03) appuis) $2.8\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm}$; $e \geq 11\text{cm}$.

- **Dalle pleine au niveau de plancher 8^{ème} étage (D6) :**

$l_x = 1 \text{ m}$ (Dalle sur (02) appuis) $2.86\text{cm} \leq e \leq 3.33\text{cm}$; $e \geq 11\text{cm}$.

- **Dalle pleine au niveau de plancher 8^{ème} étage (D7) :**

$x = 1.2 \text{ m}$ (Dalle sur (02) appuis) $3.43\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$; $e \geq 11\text{cm}$.

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. On adopte pour l'ensemble des dalles pleine et les balcons l'épaisseur $e = 12 \text{ cm}$.

II.2.4. les poutres :

1- **poutre principal :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le **BAEL91** le pré-dimensionnement des poutres se fait on utilisant la condition suivante :

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

L : Distance maximale entre nu d'appuis : $L_{\max} = 4.275 - 0.3 = 3.975 \text{ m}$

D'où :

$$\frac{397.5}{15} \leq h \leq \frac{397.5}{10}$$

$$\Rightarrow 26.5 \text{ cm} \leq h \leq 39.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{soit : } b = 30 \text{ cm}$$

Soit : **h = 40 cm** et **b = 30 cm**

- **Vérifications :**

Selon les recommandations du **RPA 99**(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \dots\dots\dots(2)$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.143 < 4 \end{array} \right. \text{ vérifiée.}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$\mathbf{b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2}$$

b- Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

L_{\max} : Portée libre maximale entre nu $\Rightarrow L_{\max} = 3.65 - 0.3 = 3.35 \text{ m}$

$$22.33 \leq h \leq 33.5$$

Soit **h = 35 cm** et **b = 30 cm**

- **Vérifications :**

Selon les recommandations du **RPA 99**(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ b \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (3) \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Sachant que $\begin{cases} b : \text{largeur de la poutre.} \\ h : \text{hauteur de la poutre.} \end{cases}$

$$(3) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.167 \leq 4 \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $\mathbf{b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2}$

II.2.5. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaires. Le pré-dimensionnement se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99** (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone IIa** :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$

- h_e : Hauteur libre d'étage.
- $h_e = 3.40 \text{ m}$ entre sol.
- $h_e = 4.14 \text{ m}$ RDC.
- $h_e = 3.06 \text{ m}$ étage courant.

On fixera les dimensions des poteaux avant avoir effectué la descente de charges, toutes on vérifiant les recommandations de **RPA99**.

- Entre sol et RDC1 et RDC2 $(b_1 \times h_1) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$
- 1^{er}, 2^{ème} étage $(b_1 \times h_1) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$
- 3^{ème}, 4^{ème} étage $(b_1 \times h_1) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- 5^{ème}, 6^{ème} étage $(b_1 \times h_1) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- 7^{ème}, 8^{ème} étage $(b_1 \times h_1) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- 9^{ème} étage $(b_1 \times h_1) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

II.2.6. Les voiles :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur a :

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{22}; 15 \text{ cm} \right]. \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

a : L'épaisseur minimale du voile (a_{\min}) est de 15cm

Dans notre cas :

- Entre sol $\Rightarrow h_e = 3.4 - 0.3 = 3.1 \text{ m}$.
- RDC $\Rightarrow h_e = 4.14 - 0.3 = 3.84 \text{ m}$.
- Étage courant $\Rightarrow h_e = 3.06 - 0.3 = 2.76 \text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq \max \left[\frac{310}{22}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{Pour entre sol.} \\ a \geq \max \left[\frac{384}{22}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{Pour le RDC.} \\ a \geq \max \left[\frac{276}{22}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{Pour les étages courants} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} a = 14.09 \text{ cm} \\ a = 17.45 \text{ cm} \\ a = 12.54 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on adopte un voile dans tous les niveaux de même épaisseur $a = 20 \text{ cm}$ pour éviter le changement brusque de la rigidité d'un étage à l'autre.

II.2.7. Les escaliers :

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Dans notre cas on a 2 types d'escalier

- escalier standard
- escalier balancé

• **escalier avec 2 volées étage 7 (duplex) :**

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 < 2h + g < 66.$$

Avec :

$$h = \frac{H}{n} \quad n : \text{nombre de contre marche.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} \quad H : \text{hauteur de la volée.}$$

L : la longueur de la volée.

Soit :

$$H = 1,53 \text{ m. ; } L = 2,895 \text{ m.}$$

$$g + 2h \approx 64 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \quad \Rightarrow \quad 2H(n-1) + L \times n \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$\Rightarrow 0.64 \times n^2 - 6.595 \times n + 3.06 = 0.$$

Après la résolution, on trouve : $n = 10$ contres marches.

D'ou:

$$h = \frac{H}{n} = 15.3 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 32.16 \text{ cm.}$$

On adopt: $h=18$ cm; $g= 30$ cm.

L'épaisseur de la paillasse (e) est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2.895^2 + 1.53^2} = 3.27 \text{ m.}$$

$$\frac{327}{30} \leq e \leq \frac{327}{20}$$

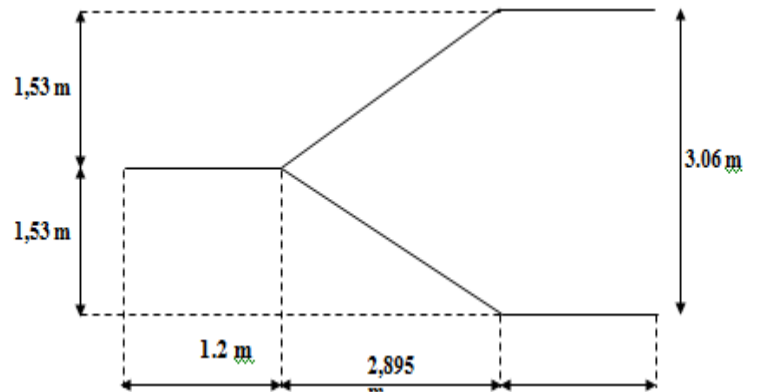


Figure II.4: Coupe verticale d'un escalier droit.

$\Rightarrow 10.09 \leq e \leq 16.35 \text{ cm}$ Soit :

$e = 14 \text{ cm}$.

$e \geq 11 \text{ cm}$ (2 heures coupe feu).

- escalier avec 2 volé droit et une partie balancée (1^{er} jusqu'à 9^{eme} étages) :

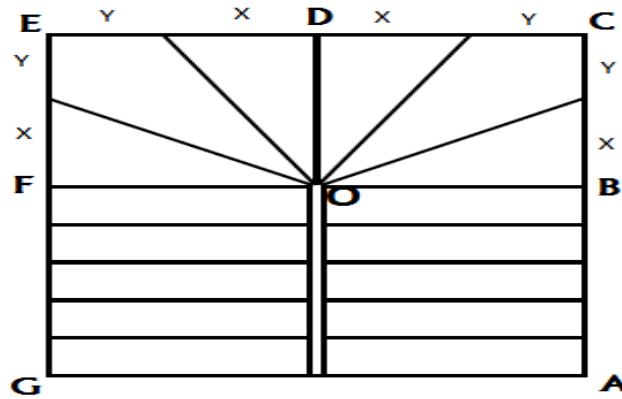


Figure II.5. Escalier balancée.

- partie AB et FG :

$$L = 1.5 \text{ m.} \quad \left\{ \begin{array}{l} H_{AB} = H_{FG} = 1.1 \text{ m.} \end{array} \right.$$

Après le calcul on adopte : $h = 18 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$.

- partie balancé BCDEF :

On a l'angle $\widehat{FOB} = 180^\circ$ et $H = 0.86 \text{ m}$.

$$\frac{180}{6} = 30^\circ \Rightarrow \begin{cases} x = 1.2 \cdot \tan \widehat{FOB} = 0.693 \text{ m} \\ y = 1.2 - 0.693 = 0.507 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

x et y : la marche de la partie balancé.

Soit 5 marche avec : $h = 18 \text{ cm}$; $e = 14 \text{ cm}$.

Pour niveau RDC1 on a :

- partie AB et FG :

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{AB} = 1.80 \text{ m.} \\ H_{FG} = 1.44 \text{ m.} \\ L = 2.45 \text{ m.} \end{array} \right.$$

Après le calcul on adopte : $h = 18 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$.

- partie balancé BCDEF :

On a l'angle $\widehat{FOB} = 180^\circ$ et $H = 0.90$ m.

$$\frac{180}{6} = 30^\circ \Rightarrow \begin{cases} x = 1.2 \cdot \tan \widehat{FOB} = 0.693 \text{ m} \\ y = 1.2 - 0.693 = 0.507 \text{ m} \end{cases}$$

Avec

x et y : la marche de la partie balancé.

Soit 5 marche avec : $h = 18$ cm, $e = 14$ cm.

- Entre sol (type 1 et 2) :

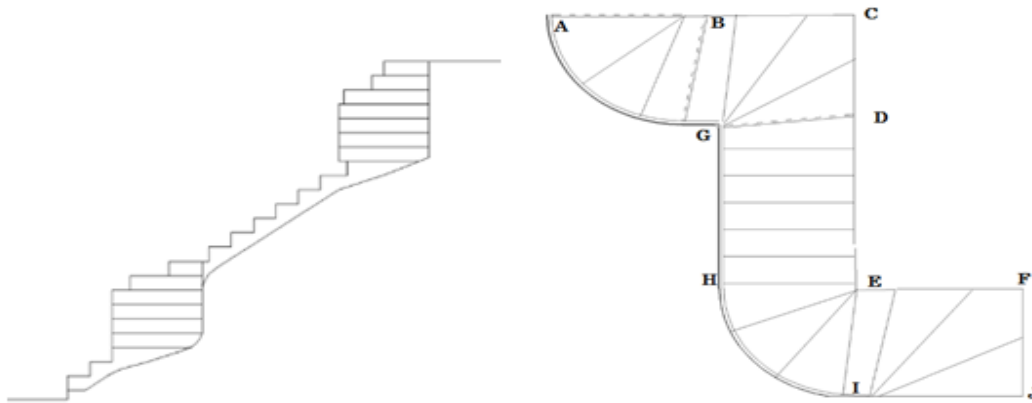


Figure II.6. Escalier RDCI.

Tableau II.1. Caractéristiques d'escalier d'E.S et RDCI.

	Hétage (m)		Volée	H _{volée} (m)	Inclinaison (α°)	L _{volée} (m)	Nombre de marche	Epaisseur (cm)
Entre sol	3,4		1 (balancé)	1,44	/	2	8	14
			2	1,05	35.75	1.8	6	
			3	0.9	30.96	1.2	4	
RDC1	Type 1	4,14	1	1,56	36,87	2,45	8	
			2 Balancé	1.02	/	1,15	6	
			3	1.56	36.87	2.45	8	
	Type 2	4.14	1...4 Balancé	0.72×4	/	/	4×4	
			5	1.26	37.03	/	7	

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Plancher :

- Plancher terrasse inaccessible :

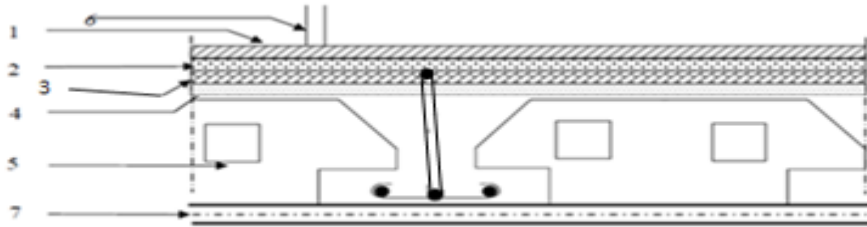


Figure II.7. Terrasse inaccessible.

Tableau II.2. : Évaluation des charges de la terrasse inaccessible.

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravions roulé de protection	5	20	1
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente	10	22	2,2
4	Isolation thermique	4	4	0,16
5	Plancher à corps creux	(16+4)	14,25	2,85
7	Enduit en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 6.53
Surcharge d'exploitation				Q = 1,00

- Charge permanente $G = 6.53 \text{ KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

Explication : pente terrasse accessible selon (D.T.R E4-1) est de 1% à 2%

Coup B-B :

$$\tan(1\%) = E_p / 12.05$$

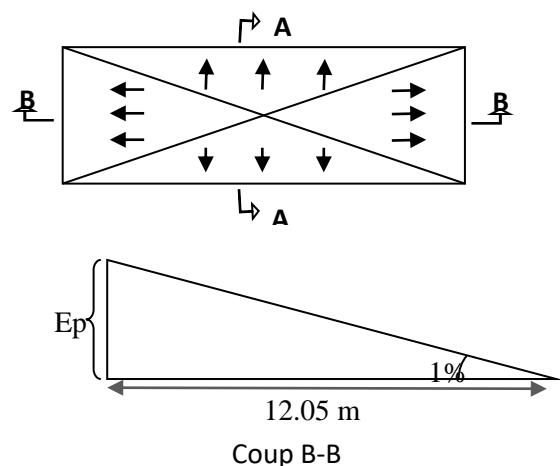
$$\Rightarrow E_p = 12.05 * \tan(1\%)$$

$$E_p = 0.2 \text{ m}$$

Coup A-A :

$$E_p = 0.07 \text{ m}$$

on adote $E_p = 10 \text{ cm}$



- **Plancher étage courant + RDC :**

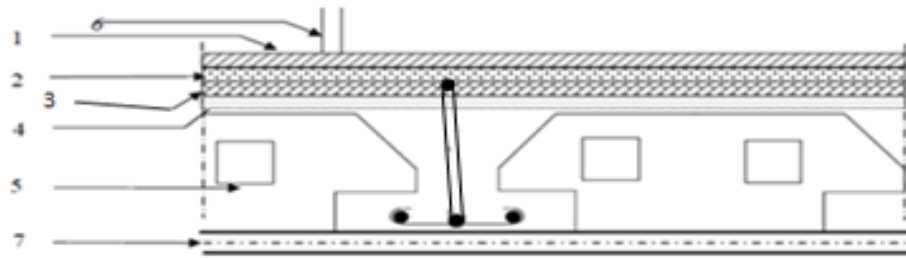


Figure II.8. Plancher Étage courant.

Tableau II.3. Évaluation des charges étage courant +RDC.

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	1.5	20	0,30
5	Dalle en coss creux	(16+4)	14,25	2,85
6	Cloisons	10	9	0,9
7	Enduit en plâtrer	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 5,45
Surcharge d'exploitation				Q = 1,50

- Charge permanente $G = 5.45 \text{ KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

- **Plancher étage commercial :**

Tableau II.4. *Evaluation des charges étage commercial.*

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	1.5	20	0,30
5	Dalle en cors creux	(16+4)	14,25	2,85
6	Cloisons	10	9	0,9
7	Enduit en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 5,45
Surcharge d'exploitation				Q = 5

→ La charge permanente totale : $G_{étage} = 5.45 \text{KN} / \text{m}^2$.

→ La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour habitation est estimée à $Q = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2$.

→ La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à $Q = 5 \text{KN} / \text{m}^2$.

- **Dalles pleines :**

Tableau II.5. *Evaluation des charges étage commercial.*

	Désignation des éléments	e (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	2	10	0.44
2	Dalle pleine	14	25	3.5
3	Mortier de pose	2	20	0.4
4	Lit de sable	2	18	0.36
5	Enduit de ciment	1.5	20	0.3
Charge permanente totale				5

II.3.2. Cloisons extérieures :

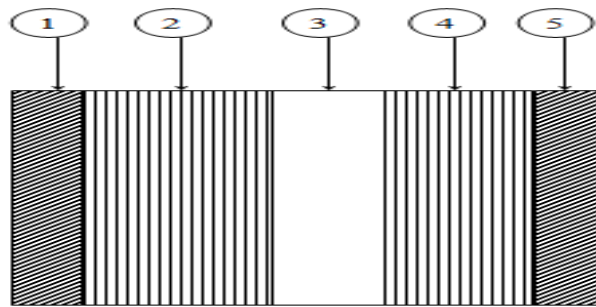


Figure II.9. Mur extérieur.

Tableau II.6. Evaluation des charges dans les murs

	Désignation des éléments	e (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	2	10	0.2
2	Briques creuses	15	9	1.30
3	Lame d'air	5	00	0.00
4	Briques creuses	10	10	1
5	Enduit de ciment	1.5	20	0.3
Charge permanente totale				2.53

- charge permanente totale : $G = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.3. Les escaliers :

➤ Palier :

Tableau II.7. Evaluation des charges d'un palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	14	25	3,50
Enduit ciment	1.5	20	0,30
Charge permanente totale			G = 5.00
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

➤ **Volée :**

- **Type 1 :**

Tableau II.8. Evaluation des charges de la volée, type1.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage horizontal	2	22	0,44
Carrelage vertical	2	22	0.44
Mortier de pose horizontal	2	20	0,40
Mortier de pose vertical	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	14/ (cosα)	25	4.00
Gardes corps	//	//	0,60
Marches	18· (1/2)	22	1,98
Enduit ciment	1.5	20	0,30
Charge permanente totale			G = 8,92
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

II.3.4.L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

Surface de l'acrotère est:

$$S_t = \sum S_i \Rightarrow S_t = S_1 + S_2$$

$$S_t = (80 \times 10) + ((10 + 7) \times 10) / 2$$

$$S_t = 885 \text{ cm}^2 = 0.0885 \text{ m}^2.$$

Le volume de l'acrotère par mètre linéaire :

$$V = S_t \times 1 \text{ ml} \Rightarrow V = 0.0885 \text{ m}^3$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = \rho \cdot S_t \Rightarrow G = 25 \times 0.0885 = 2.21 \text{ KN/ml.}$$

$$G = 2.21 \text{ KN/ml.}$$

Enduit en ciment:

$$G_e = \rho \times e_p \times 1 = 20 \times 0.015 \times 1 = 0.3 \text{ KN/ml.}$$

$$G_e = 0.3 \text{ KN/ml.}$$

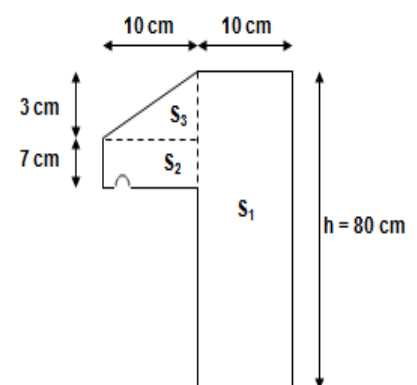


Figure II.10. Acrotère.

- la charge Permanente totale est :

$$G = 2.51 \text{KN/ml.}$$

II.3.3. Les balcons :

1- balcon en corps creux :

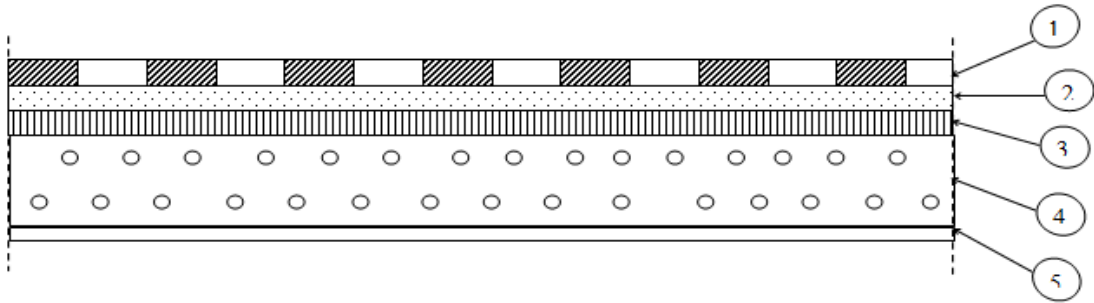


Figure II.11. Schémas d'un balcon.

Tableau II.9. Evaluation des charges du balcon

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids(kN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Corps creux	(16+4)	14.25	2,85
5	Enduit en ciment	1.5	20	0,30
Charge permanente totale				G = 4.35
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50

- Charge permanente $G = 5.25 \text{KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation $Q = 3,50 \text{KN/m}^2$

2- balcon en dalle pleine :

Tableau II.10. Evaluation des charges du balcon (dalle pleine).

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	1.5	20	0,30
5	Dalle pleine	14	25	3.5
Charge permanente totale				G = 5,00
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50

II.3.4. Les voiles :

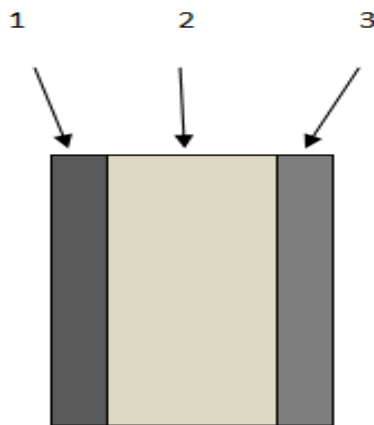


Figure II.12. Schémas d'un voile.

Tableau II.11. Evaluation des charges du voile.

	Désignation des éléments	e (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	2	10	0.2
4	Mur en béton armé	20	25	5
5	Enduit de ciment	1.5	20	0.3
Charge permanente totale				5.5

- Charge permanente $G = 5.5 \text{KN/m}^2$.

II.4. Descente de charges :

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

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

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

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

Dans notre cas on a deux zone a vérifier de poteau le plus sollicité :

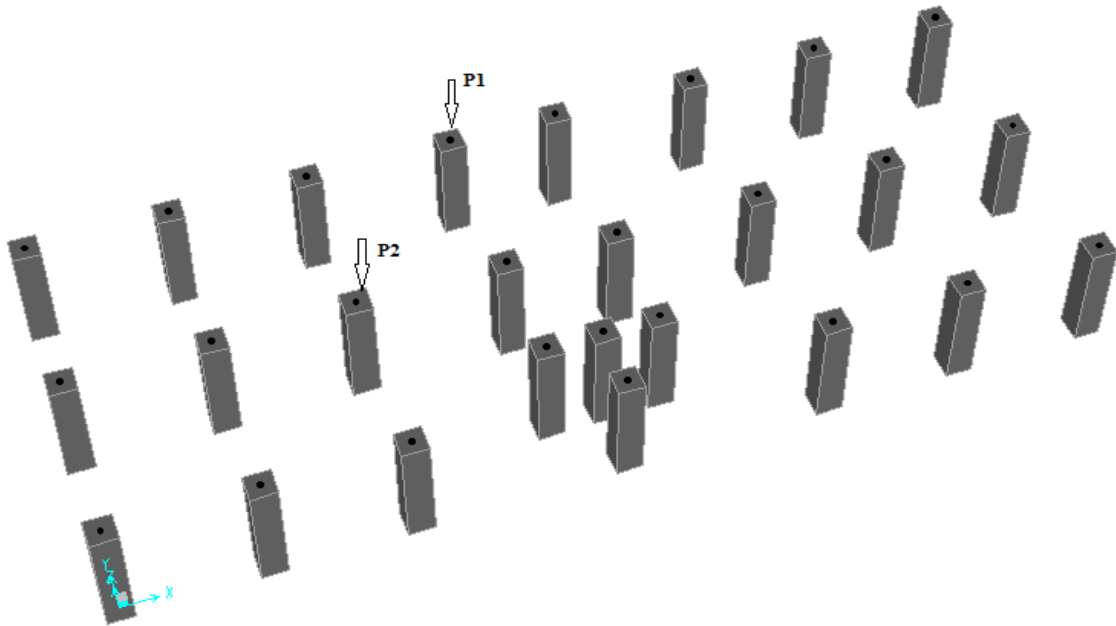


Figure II.13. Localisation des poteaux les plus sollicités.

- 1^{er} cas poteau intermédiaire P2 :

Calcule la surface afférente pour les charges permanentes et d'exploitations

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 \text{ avec } S1 + S4 \text{ et } S2 + S3$$

$$S1 = S4 = (1.99 \times 1.675) = 3.33 \text{ m}^2$$

$$S2 = S3 = (1.55 \times 1.99) = 3.08 \text{ m}^2$$

$$S = 2 \times S1 + 2 \times S2 = 2 \times 3.33 + 2 \times 3.08 = 12.82 \text{ m}^2$$

$$S_i = 12.835 \text{ m}^2.$$

Les charges et surcharges :

✓ Plancher terrasse :

$$G = 12.835 \times 6.53 = 83.812 \text{ KN}$$

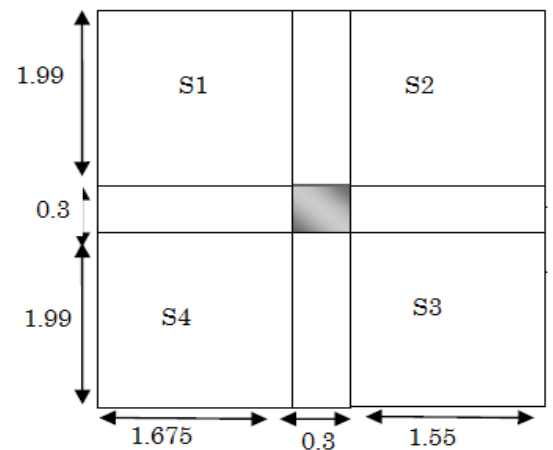
$$Q = 12.82 \times 1 = 12.835 \text{ KN}$$

✓ Plancher étages courant :

$$G = 12.835 \times 5.45 = 69.95 \text{ KN}$$

$$Q = 12.835 \times 1.5 = 19.25 \text{ KN}$$

✓ Plancher étages commerciale RDC1 et RDC2:



- RDC2:

$$G = 69.95 \text{ KN}$$

$$Q = 12.835 \times 5 = 64.175 \text{ KN.}$$

- RDC1:

$$G_{cr} = (S_1 + S_2 + S_3) \times G = 9.502 \times 5.45$$

$$G_{cr} = 51.787 \text{ KN}$$

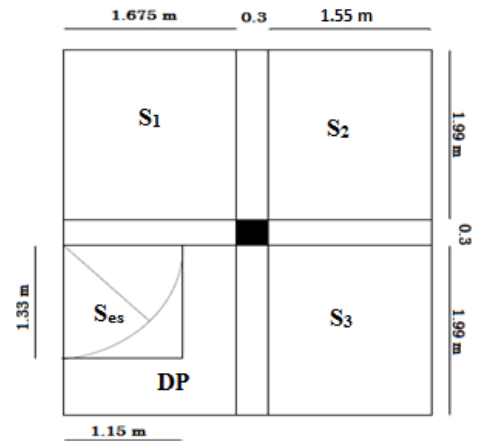
$$Q = (S_t - S_{es}) \times Q_{cr} = (12.835 - 1.53) \times 5 = 11,305$$

$$\times 5$$

$$Q = 56.525 \text{ KN.}$$

$$G = S_{DP} \times G_{DP} = 1.8 \times 4.76$$

$$G = 8.59 \text{ KN.}$$



Pour le plancher RDC1 on a un escalier d'une surface :

$$S_{es} = 1.15 \times 1.33 = 1.53 \text{ m}^2$$

$$G_{es} = 1.53 \times 8.92 = 13.65 \text{ KN} \quad G_{es} = 13.65 \text{ KN.}$$

$$Q_{es} = 2.5 \times S = 2.5 \times 1.53 = 3.82 \text{ KN} \quad Q_{es} = 3.82 \text{ KN.}$$

✓ Plancher étages commerciale entre sol

$$G = 69.95 \text{ KN.}$$

$$Q = 64.175 \text{ KN.}$$

✓ Les poutres :

$$G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (2 \times 1.99) = 11.94 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (1.675 + 1.55) = 8.465 \text{ KN}$$

✓ Poids des poteaux :

$$60 \times 60 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 30.60 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour l'entre sol}$$

$$60 \times 60 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 37.26 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le RDC1}$$

$$60 \times 60 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 27.54 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le RDC2}$$

$$55 \times 55 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 23.14 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour l'étage 1 et 2}$$

$$50 \times 50 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 19.12 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour l'étage 3 et 4}$$

$$45 \times 45 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 15.49 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour l'étage 5 et 6}$$

$$40 \times 40 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 12.24 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour l'étage 7 et 8}$$

$$35 \times 35 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 9.37 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour l'étage 9}$$

• **Surcharges différentes selon la loi de dégression :**

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

$$Q_0 = 12.835 \text{ KN}$$

$$N_1 : Q_1 = 12.835 + 19.25 = 32.085 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_2 = Q_0 + 0.95 \times (2 \times 19.25) = 49.41 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_3 = Q_0 + 0.9 \times (3 \times 19.25) = 64.81 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_4 = Q_0 + 0.85 \times (4 \times 19.25) = 78.285 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_5 = Q_0 + 0.8 \times (5 \times 19.25) = 89.835 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_6 = Q_0 + 0.75 \times (6 \times 19.25) = 99.46 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_7 = Q_0 + 0.71 \times (7 \times 19.25) = 108.507 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_8 = Q_0 + 0.69 \times (8 \times 19.25) = 119.095 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_9 = Q_0 + 0.67 \times (9 \times 19.25) = 128.915 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_{10} = Q_0 + 0.65 \times ((9 \times 19.25) + 64.175) = 167.161 \text{ KN}$$

$$N_{11} : Q_{11} = Q_0 + 0.63 \times (9 \times 19.25 + 56.525 + 64.175 + 3.82) = 200.43 \text{ KN}$$

$$N_{12} : Q_{12} = Q_0 + 0.62 \times (9 \times 19.25 + 56.525 + (2 \times 64.175) + 3.82) = 237.241 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau sont représentés dans le (Tableau II.12) suivant :

Tableau. II.12. Descente de charge du poteau 1.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse	83.812	
	Poutres	20.405	
	Totale	104.217	12.835
N1	Venant de N0	104.217	
	Plancher	69.95	
	poteaux	9.37	
	Poutres	20.405	
	Totale	203.942	32.085
N2	Venant De N1	203.942	
	Plancher	69.95	
	poteaux	12.24	
	Poutres	20.405	
	Totale	306.537	49.41
N3	Venant de N2	306.537	
	Plancher	69.95	
	poteaux	12.24	
	Poutre	20.405	
	Totale	409.132	64.81
N4	Venant de N3	409.132	
	Plancher	69.95	
	poteaux	15.49	
	Poutres	20.405	
	Totale	515.977	78.285
N5	Venant de N4	515.977	
	Plancher	69.95	
	poteaux	15.49	
	Poutres	20.405	
	Totale	620.82	89.835
N6	Venant de N5	620.822	
	Plancher	69.95	
	poteaux	19.12	
	Poutres	20.405	
	Totale	730.295	99.46

N7	Venant de N6	730.295	
	Plancher poteaux Poutres	69.95 19.12 20.405	
	Totale	839.77	108.507
N8	Venant de N7	839.77	
	Plancher poteaux Poutres	69.95 23.14 20.405	
	Totale	953.265	119.095
N9	Venant de N8	953.265	
	Plancher poteaux Poutres	69.95 23.14 20.405	
	Totale	1066.76	128.915
N10	Venant de N9	1066.76	
	Plancher poteaux Poutres	69.95 27.54 20.405	
	Totale	1184.655	167.161
N11	Venant de N10	1184.655	
	Plancher corps creux Dalle pleine poteaux Poutres Escalier	51.787 8.59 37.26 20.405 13.65	
	Totale	1317	200.4
N12	Venant de N10	1317	
	Plancher poteaux Poutres	69.95 30.6 20.405	
	Totale	1437.92	237.241

❖ **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1437.92 + 1.5 \times 237.241 = 2297.05 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% tel que : $N_u^* = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$. (Poteau intermédiaire d'un portique à 2 travées).

L'effort normal maximum $N_u = 2297.05 \text{ KN}$.

Donc :

$$N_u^* = 1.15 \times 2297.05 = 2713.95 \text{ KN} \Rightarrow N_u^* = 2641.61 \text{ KN}.$$

- **2^{eme} cas poteau de rive P1 :**• **Les charges et surcharges :**

✓ Plancher terrasse :

Calcule la surface afférente pour les charges permanentes et exploitations :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (1.4 \times 1.675) + (1.2 \times 1.2) + (1.2 \times 1.99) + (1.99 \times 1.675)$$

$$S = 9.51 \text{ m}^2.$$

$$G = 6.53 \times 9.51 = 62.10 \text{ KN} \Rightarrow G = 62.10 \text{ KN}.$$

$$Q = 1 \times 9.51 = 9.51 \text{ KN} \Rightarrow Q = 9.51 \text{ KN}.$$

✓ plancher étage courant

Calcule la surface afférente pour les charges permanentes et exploitations :

$$S_{cr} = S_1 + S_2$$

$$S_{cr} = (1.4 \times 1.675) + (1.99 \times 1.675)$$

$$S_{cr} = 5.68 \text{ m}^2.$$

Calcule la surface afférente pour les charges Permanentes et d'exploitation de la volée palier :

$$S_{vol} = (1.35 + 1.5) \times 1.2$$

$$S_{vol} = 3.42 \text{ m}^2.$$

$$S_{pal} = (1.2 \times 0.64)$$

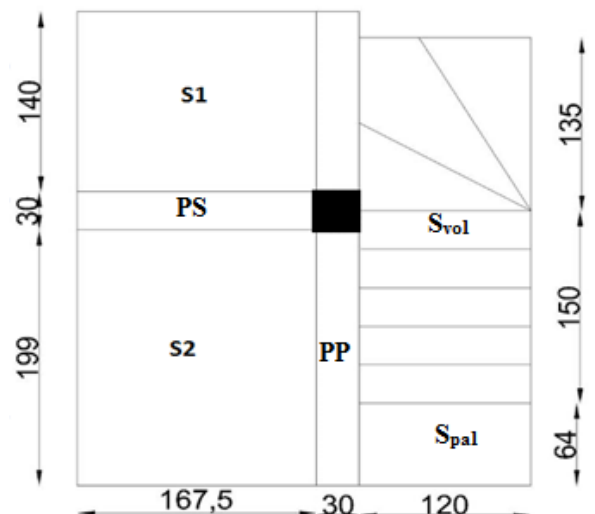
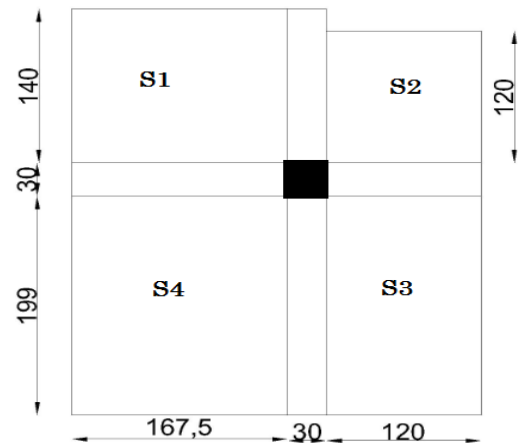
$$S_{pal} = 0.768 \text{ m}^2.$$

$$G_{cr} = 5.45 \times 5.68 = 30.956 \text{ KN} \Rightarrow G_{cr} = 30.956 \text{ KN}.$$

$$Q_{cr} = 5.68 \times 1.5 = 8.52 \text{ KN} \Rightarrow Q_{cr} = 8.52 \text{ KN}.$$

$$G_{vol} = 8.92 \times 3.42 = 30.50 \text{ KN} \Rightarrow G_{vol} = 30.50 \text{ KN}.$$

$$Q_{vol} = 2.5 \times 3.42 = 8.55 \text{ KN} \Rightarrow Q_{vol} = 8.55 \text{ KN}.$$



$$G_{\text{pal}} = 5 \times 0.768 = 3.84 \text{ KN} \Rightarrow G_{\text{pal}} = 3.84 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{pal}} = 2.5 \times 0.768 = 1.92 \text{ KN} \Rightarrow Q_{\text{pal}} = 1.92 \text{ KN.}$$

RDC 1 et RDC2 :

$$Q = 5.68 \times 5 = 28.4 \text{ KN} \Rightarrow Q = 28.4 \text{ KN.}$$

✓ plancher entre sol :

Calcule la surface afférente pour les charges permanentes et d'exploitations :

$$S = S_1 + S_2$$

$$S = (1.4 \times 1.675) + (1.99 \times 1.675)$$

$$S = 5.68 \text{ m}^2.$$

$$G = 5.45 \times 5.68 = 30.956 \text{ KN} \Rightarrow G = 30.956 \text{ KN.}$$

$$Q = 5.68 \times 5 = 10.93 \text{ KN} \Rightarrow Q = 28.4 \text{ KN.}$$

✓ Palier :

Calcule la surface afférente pour les charges permanentes et d'exploitation :

$$S = 2.4 \times 1.2 = 2.88 \text{ m}^2.$$

$$S = 2.88 \text{ m}^2.$$

$$G = 5 \times 2.88 = 14.4 \text{ KN} \Rightarrow G = 14.4 \text{ KN.}$$

$$Q = 2.5 \times 2.88 = 7.2 \text{ KN} \Rightarrow Q = 7.2 \text{ KN.}$$

✓ volée :

Calcule la surface afférente pour les charges permanentes et d'exploitation :

$$S = 1.09 \times 1.2 = 1.31 \text{ m}^2$$

$$S = 1.31 \text{ m}^2.$$

$$G = 8.59 \times 1.31 = 11.25 \text{ KN} \Rightarrow G = 11.25 \text{ KN.}$$

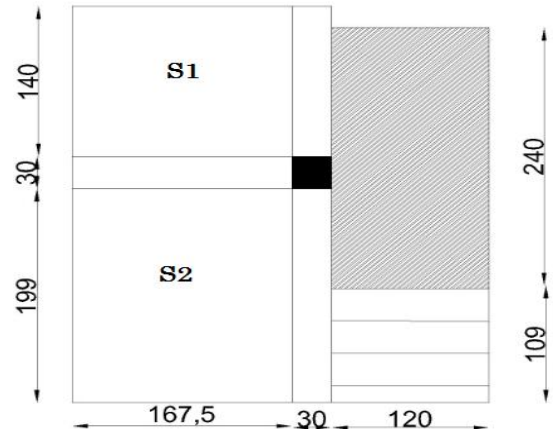
$$Q = 2.5 \times 1.31 = 3.275 \text{ KN} \Rightarrow Q = 3.275 \text{ KN.}$$

✓ Les poutres :

$$G_{\text{ps(terrasse)}} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 1.2 = 3.15 \text{ KN}$$

$$G_{\text{pp}} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.4 + 1.99) = 10.17 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps}} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (1.675) = 4.397 \text{ KN}$$



✓ Poids des poteaux :

$$60 \times 60 \text{cm}^2 \rightarrow G = 30.60 \text{KN} \Rightarrow \text{Pour l'entre sol}$$

$$60 \times 60 \text{cm}^2 \rightarrow G = 37.26 \text{KN} \Rightarrow \text{Pour le RDC1}$$

$$60 \times 60 \text{cm}^2 \rightarrow G = 27.54 \text{KN} \Rightarrow \text{Pour le RDC2}$$

$$55 \times 55 \text{cm}^2 \rightarrow G = 23.14 \text{KN} \Rightarrow \text{Pour l'étage 1 et 2}$$

$$50 \times 50 \text{cm}^2 \rightarrow G = 19.12 \text{KN} \Rightarrow \text{Pour l'étage 3 et 4}$$

$$45 \times 45 \text{cm}^2 \rightarrow G = 15.49 \text{KN} \Rightarrow \text{Pour l'étage 5 et 6}$$

$$40 \times 40 \text{cm}^2 \rightarrow G = 12.24 \text{KN} \Rightarrow \text{Pour l'étage 7 et 8}$$

$$35 \times 35 \text{cm}^2 \rightarrow G = 9.37 \text{KN} \Rightarrow \text{Pour l'étage 9}$$

✓ poids des cloisons doubles

$$N1 \rightarrow N10: P_c = (3.3 \times 2.66) \times 2.53 = 22.21 \text{KN} \Rightarrow P_c = 22.21 \text{KN.}$$

$$N11 \rightarrow P_c = (3.3 \times 3.74) \times 2.53 = 31.22 \text{KN} \Rightarrow P_c = 31.22 \text{KN.}$$

$$N12 \rightarrow P_c = (3.3 \times 0.9) \times 2.53 = 7.51 \text{KN} \Rightarrow P_c = 7.51 \text{KN.}$$

✓ poids de l'acrotère :

$$p_{acrotère} = 2.51 \times 3.175 = 7.969 \text{KN} \Rightarrow p_{acrotère} = 9.56 \text{KN.}$$

• **Surcharges différentes selon la loi de dégression :**

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

$$Q_0 = 9.51KN$$

$$N_1 : Q_1 = 9.51 + (8.52 + 8.55 + 1.92) = 28.5KN$$

$$N_2 : Q_2 = Q_0 + 0.95 \times (2 \times (8.52 + 8.55 + 1.92)) = 45.591KN$$

$$N_3 : Q_3 = Q_0 + 0.9 \times (3 \times (8.52 + 8.55 + 1.92)) = 60.783KN$$

$$N_4 : Q_4 = Q_0 + 0.85 \times (4 \times (8.52 + 8.55 + 1.92)) = 74.076KN$$

$$N_5 : Q_5 = Q_0 + 0.8 \times (5 \times (8.52 + 8.55 + 1.92)) = 85.47KN$$

$$N_6 : Q_6 = Q_0 + 0.75 \times (6 \times (8.52 + 8.55 + 1.92)) = 94.965KN$$

$$N_7 : Q_7 = Q_0 + 0.71 \times (7 \times (8.52 + 8.55 + 1.92)) = 103.89KN$$

$$N_8 : Q_8 = Q_0 + 0.69 \times (8 \times (8.52 + 8.55 + 1.92)) = 114.335KN$$

$$N_9 : Q_9 = Q_0 + 0.67 \times (9 \times (8.52 + 8.55 + 1.92)) = 119.02KN$$

$$N_{10} : Q_{10} = Q_0 + 0.65 \times (9 \times (8.52 + 8.55 + 1.92) + 28.4 + 8.55 + 1.92) = 145.867KN$$

$$N_{11} : Q_{11} = Q_0 + 0.63 \times (9 \times (8.52 + 8.55 + 1.92) + (2 \times (28.4 + 8.55 + 1.92))) = 166.159KN$$

$$N_{12} : Q_{12} = Q_0 + 0.62 \times (9 \times (8.52 + 8.55 + 1.92) + (2 \times (28.4 + 8.55 + 1.92)) + (28.4 + 7.2 + 3.275)) = 187.775KN$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. II.13 :Descente de charge du poteau 2.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse	62.10	
	Poutres	17.72	
	Acrotère	7.969	
	Totale	87.789	9.51
N1	Venant de N0	87.789	
	Plancher	30.956	
	poteaux	9.37	
	Poutres	14.567	
	Double cloisons	22.21	
	Volée	30.5	
	Palier	3.84	
	Totale	199.232	28.5
N2	Venant De N1	199.232	
	Plancher	30.956	
	poteaux	12.24	
	Poutres	14.567	
	Double cloisons	22.21	
	volée	30.5	
	palier	3.84	
	Totale	313.545	45.591
	Venant de N2	313.545	
	Plancher	30.956	
	poteaux	12.24	

N3	Poutre	14.567	
	Double cloisons	22.21	
	Volée	30.5	
	Palier	3.84	
	Totale	427.858	60.783
N4	Venant de N3	427.858	
	Plancher poteaux	30.956	
	Poutres	15.49	
	Double cloisons	14.567	
	Volée	22.21	
	Palier	30.5	
		3.84	
	Totale	544.965	74.076
N5	Venant de N4	544.965	
	Plancher poteaux	30.956	
	Poutres	15.49	
	Double cloisons	14.567	
	Volée	22.21	
	Palier	30.5	
		3.84	
	Totale	662.528	85.47
N6	Venant de N5	662.528	
	Plancher poteaux	30.956	
	Poutres	19.12	
	Double cloisons	14.567	
	Volée	22.21	
	Palier	30.5	
		3.84	
	Totale	783.721	94.965
N7	Venant de N6	783.721	
	Plancher poteaux	30.956	
	Poutres	19.12	
	Double cloisons	14.567	
	Volée	22.21	
	Palier	30.5	
		3.84	
	Totale	905.714	103.89
N8	Venant de N7	905.714	
	Plancher poteaux	30.956	
	Poutres	23.14	
	Double cloisons	14.567	
	Volée	22.21	
	Palier	30.5	
		3.84	
	Totale	1030.927	114.335

N9	Venant de N8	1030.927	
	Plancher	30.956	
	poteaux	23.14	
	Poutres	14.567	
	Double cloisons	22.21	
	Volée	30.5	
	Palier	3.84	
	Totale	1156.14	119.02
N10	Venant de N9	1156.14	
	Plancher	30.956	
	poteaux	27.54	
	Poutres	14.567	
	Double cloisons	22.21	
	Volée	30.5	
	Palier	3.84	
	Totale	1285.753	145.867
N11	Venant de N10	1285.753	
	Plancher	30.956	
	poteaux	37.26	
	Poutres	14.567	
	Double cloisons	31.225	
	Volée	30.5	
	Totale	1430.261	166.159
N12	Venant de N10	1430.261	
	Plancher	30.956	
	poteaux	30.6	
	Poutres	14.567	
	Double cloisons	7.51	
	volée	11.25	
	palier	14.4	
	Totale	1539.544	187.775

❖ **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1539.544 + 1.5 \times 187.775 = 2360.05 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% tel que : $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$. (Poteau intermédiaire d'un portique à 2 travées).

L'effort normal maximum $N_u = 2360.05 \text{ KN}$.

Donc :

$$N_u^* = 1.15 \times 2360.05 = 2714.05 \text{ KN} \Rightarrow N_u^* = 2714.05 \text{ KN}.$$

D'après la descente de charge, l'effort normal max localisé dans le 2eme cas :

$$N_u^* = 2714.05 \text{ KN}.$$

II.5. vérification :▪ **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B: \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2714.05 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.181 \text{m}^2$$

On a $B = 0.60 \times 0.60 = 0.36 \text{m}^2$.

$B = 0.36 \geq 0.181 \text{m}^2$. Condition vérifiée.

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

Tableau. II.14. Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu	sections	Condition B > B calculé		observation
			B	B calculé	
Entre sol RDC1 et RDC2	2744.31	60×60	0.36	0.181	vérifiée
1 ^{er} ET 2 ^{eme}	2000.217	55×55	0.303	0.133	vérifiée
3 ^{eme} ET 4 ^{eme}	1585.33	50×50	0.25	0.106	vérifiée
5 ^{eme} ET 6 ^{eme}	1176.01	45×45	0.203	0.078	vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	769.1	40×40	0.16	0.0512	vérifiée
9 ^{eme}	358.47	35×35	0.123	0.024	vérifiée

▪ **Vérification au flambement :**

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

▪ **Vérification du poteau entre sol :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3 = 2.1m.$$

$$B = 0.60 \times 0.60 = 0.36m^2.$$

$$I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 1.08 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{1.08 \times 10^{-2}}{0.36}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.1}{0.173} = 13.74 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.14}{35}\right)^2} = 0.83 \Rightarrow \alpha = 0.824$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{2714.05 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.149m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.336m^2$$

$0.336 > 0.149$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Tableau. II.15. vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	Nu*	sections	Condition Br>Brcalculé		observation
			Br	Br calculé	
Entre sol	2714.05	60×60	0.336	0.149	vérifiée
RDC1	2507.104	60×60	0.336	0.137	vérifiée
RDC2	2247.752	60×60	0.336	0.123	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme}	2000.217	55×55	0.28	0.11	vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	1585.33	50×50	0.23	0.087	vérifiée
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	1176.01	45×45	0.185	0.064	vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	769.1	40×40	0.144	0.042	vérifiée
9 ^{eme}	358.47	35×35	0.109	0.02	vérifiée

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires par (**RAP99/2003**, **BAEL99** et **CBA93**) nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : $40 \times 30 \text{cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $35 \times 30 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux d'entre sol RDC1 et RDC2 : $60 \times 60 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux d'étage 1 et 2 : $55 \times 55 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages et 3 et 4 : $50 \times 50 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 5 et 6 : $45 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 7 et 8 : $40 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux d'étage 9 : $35 \times 35 \text{cm}^2$.

III. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : l'escalier, l'acrotère et les planchers ainsi que l'ascenseur.

III.1. Etude de l'Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

III.1.1 Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p \text{RPA99-2003} \quad (\text{Article 6.2.3}).$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

W_p Poids de l'élément considéré.

- Poids de l'acrotère :
 $G_{crot} = 2.51 \text{ KN/m}$
- Charge d'exploitation :
 $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$$W_p = 2.51 \text{ KN/ml}$$

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIaA=0,15.

$$\left\{ \begin{array}{l} C_p = 0,8. \\ \text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,51 \Rightarrow F_p = 1.2 \text{ KN} . \end{array} \right.$$

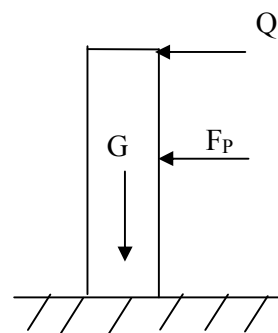


Figure III.1: Acrotère.

III.1.2. Calcul des sollicitations :

a) Calcul du centre de pression :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(80 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{(80 \times 10) + (10 \times 7) + (\frac{10 \times 3}{2})} = 5.93 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(80 \times 10) \times 40 + (10 \times 7) \times 73.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 78.5]}{(80 \times 10) + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 43.3 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} X_c = 0,0593 \text{ m.} \\ Y_c = 0,433 \text{ m.} \end{cases}$$

b) Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 2.5 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,8 \Rightarrow M_Q = 0,8 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,2 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 1,2 \times 0,433 \Rightarrow M_{F_p} = 0,52 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1. Combinaison de calcul.

	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	2.5	3.38	2.5
M (KN.m)	1.32	1.2	0.8

III-3-2) Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{3.38} = 35,5 \text{ cm} \\ \frac{H}{6} &= \frac{0,8}{6} = 13,3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_2 = e_1 + e_a$$

$$e_t = e_1 + e_2 + e_3$$

Tel que:

e_a: l'excentricité additionnelle:e₁: l'excentricité structurale.e₂: Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad (\text{BAEL91, Art A.4.3.5})$$

Avec :

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

l_f : Longueur de flambement ;

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.8 = 1.6 \text{ m}$$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc:

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.6^3 \times 2}{10^4 \times 0 \times 1} = 0.024 \text{ m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; 1 / 250) = \max(2 \text{ cm}; 80/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}.$$

$$D'où : e_t = 0.335 + 0.02 + 0.024 = 0.399 \text{ m}.$$

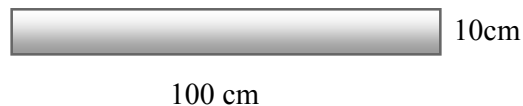
Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 3.38 \text{ KN}.$$

$$M_u = N_u \times e_t = 3.38 \times 0.399 \Rightarrow M_u = 1.35 \text{ KN.m}.$$

III-3-5) Ferrailage :

a- à l'ELU



$$h = 10 \text{ cm}.$$

$$d = 8 \text{ cm}.$$

$$b = 100 \text{ cm}.$$

Figure III.2. Section à ferrailer pour l'acrotère.

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d-h/2)$.

Tel que M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 1.35 + 3.38 \times (0,08 - 0,1/2) \Rightarrow M_{uA} = 1,553 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1,553 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0.017 < \mu_l = 0,186$$

D'où $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0214$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0.0794$$

$$A_s = \frac{M_{uA}}{z\sigma_s} = \frac{1,553 \times 10^{-3}}{0,0794 \times 348} = 0,562 \text{ cm}^2$$

La section réelle des armatures tendues est alors (A_u).

$$A_u = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$A_u = 0,562 \times 10^{-4} - \frac{3,38 \times 10^{-3}}{348} = 0,465 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

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

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Espacement :**

$$1. \text{ Armatures principale : } S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } S_t = 30 \text{ cm.}$$

$$2. \text{ Armatures de répartitions : } S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 \times f_{c28} ; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5 ; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,019 \text{ Mpa}.$$

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

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{ser} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

tel que :

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \Phi = 10.05 \text{ cm}.$$

$$\tau_{ser} = 5.025 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,08 \times 0.1005) \Rightarrow \tau_{ser} = 0.694 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$\tau_{ser} < 2,83 \Rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

b- à l'ELS : (vérification des contraintes) :

$$N_{ser} = 2.5 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.8 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,08 \text{ m}$$

D'après le **BAEL91**, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

- Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.8}{2.5} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

N de compression $\Rightarrow |c| = e_G - h/2 \Rightarrow |c| = 0.32 - 0.05 = 0.2725 \text{ m}$ (avec $C < 0$ et $Y_c > 0$)

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$P = -3 \times (-0.2725^2) + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.2725) = -0.216$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-0.2725^3) - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.2725)^2 = 0.0382$$

$$y_c^3 - 0.216 y_c + 0.0382 = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times p^3 / 27 \Rightarrow \Delta = -3.37 \times 10^{-05} < 0$$

Il existe 3 racines réelles pour l'équation (*) il faut choisir celle qui convient :

$$0 \leq y = y_c + c \leq h$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 2\sqrt{(-p/3)} = 0.54 \\ \cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{p}} \Rightarrow \phi = 171.35 \Rightarrow \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0.293m \\ y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -0.539m \\ y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 0.246m \end{array} \right.$$

On a : $-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.2725 \leq y_c \leq 0.3725$ on opte pour $y_c = 0.293m$

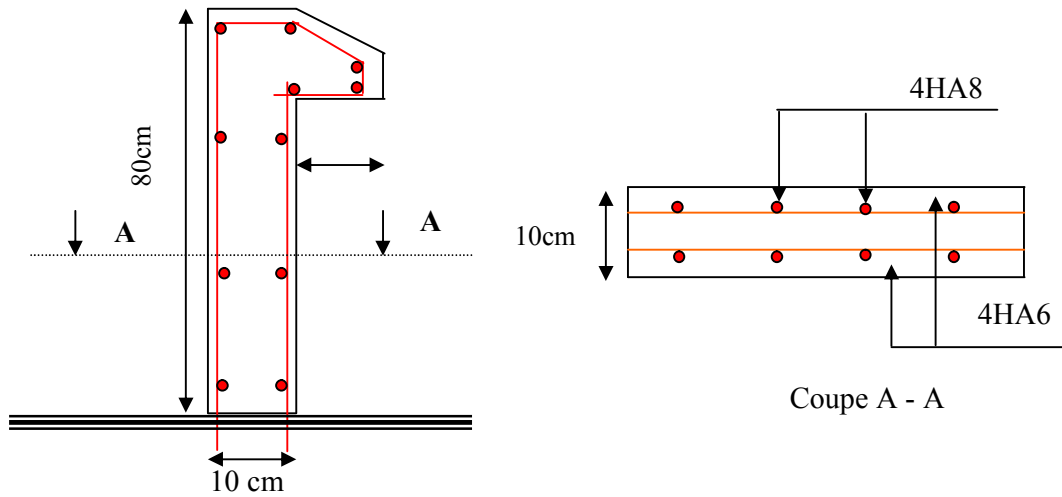
$$\Rightarrow y = 0.293 + (-0.2725) = 0.02m.$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = 1.91 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.48 \times 10^{-3}}{1.91 \times 10^{-5}} \cdot 0.02 = 2.597 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{2.48 \times 10^{-3}}{1.91 \times 10^{-5}} (0.08 - 0.02) = 116 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :**Figure III.3.** Schémas de ferrailage de l'acrotère**III.2. Etude des planchers :****III.2.1 Calcul des poutrelles :**

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

III.2.2. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

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.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

Nos données :

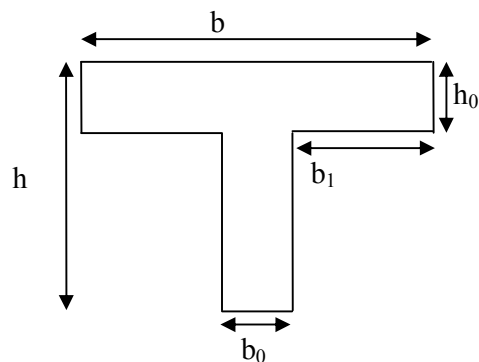
$$b = 65 \text{ cm}$$

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

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

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

**Figure III.4:** Schéma d'une poutrelle.

III.2 .3. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

- **Plancher terrasse inaccessible** : $G = 6,53 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times b = (1,35 \times 6,53 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,70 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (G + Q) \times b = (6,53 + 1) \times 0,65 = 4,89 \text{ KN/ml}$
- **Plancher étage courant** : $G = 5,45 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1,35 \times 5,45 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,24 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (5,45 + 1,5) \times 0,65 = 4,52 \text{ KN/ml}$
- **Plancher commercial (RDC1 et RDC2 et entre sol)**: $G = 5,45 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1,35 \times 5,45 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = 9,66 \text{ KN/ml}$.
 $q_s = (5,45 + 5) \times 0,65 = 6,79 \text{ KN/ml}$.

III. 2.4. Méthodes de calculs :

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

a) Méthode forfaitaire :

- Conditions d'application :

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).

- Conditions d'application de la méthode forfaitaire : il faut que :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Que le rapport : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- La fissuration est peu nuisible.

- Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

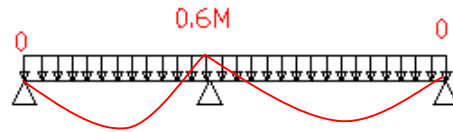
- moment sur appuis :

Sur les Appuis de rive les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(- 0,15 \times M_0)$.

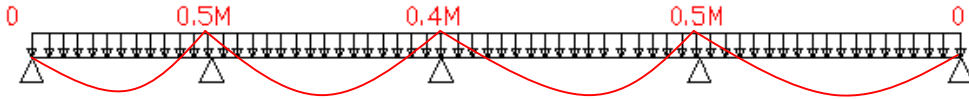
- **Appuis intermédiaires :**

▪ **Poutres à deux travées :**

Les moments sont de l'ordre de $(-0.6 \times M_0)$



▪ **Poutres à plus de deux travées :**



Ces moments sont de l'ordre de : $(-0.5 \times M_0)$: Pour les appuis voisins de rive.

$(-0.4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

▪ **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots (a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots (b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

▪ **Evaluation des efforts tranchant :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement 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 (voisins de rive).

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.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

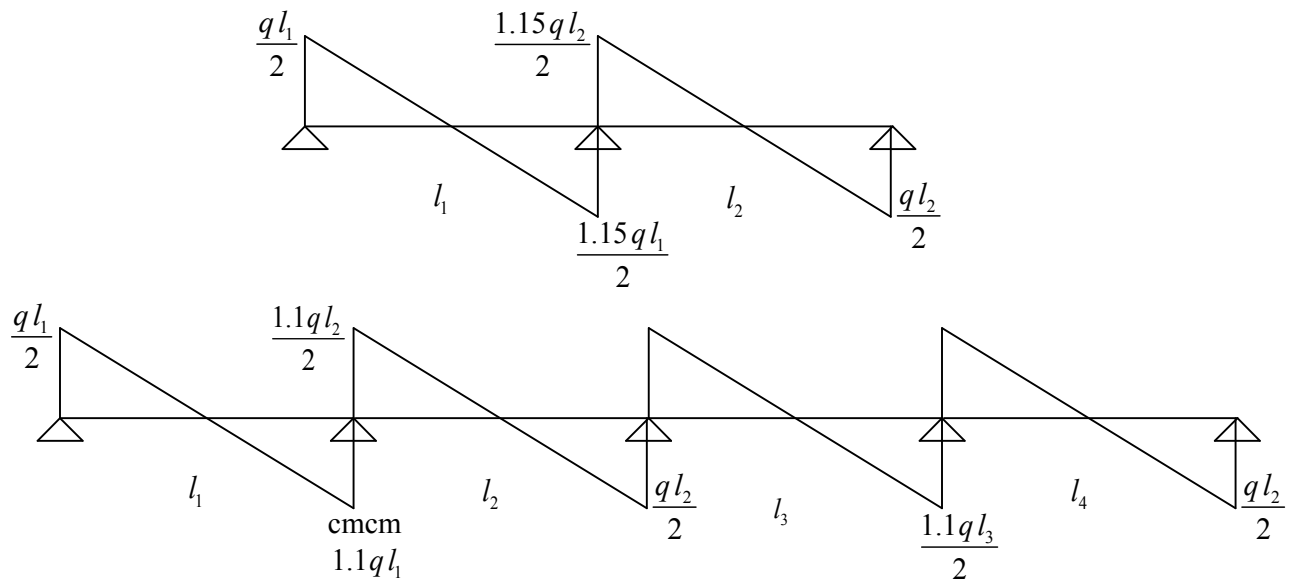


Figure III.5. Evaluation des efforts tranchants.

b) Méthode de Caquot (BAEL 91) :

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

b.1. Exposé de la méthode :

a) Evaluation des moments :

a.1) Moment sur appuis (M_i) :

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

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

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

a.2) Moment en travée (M_t) :

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

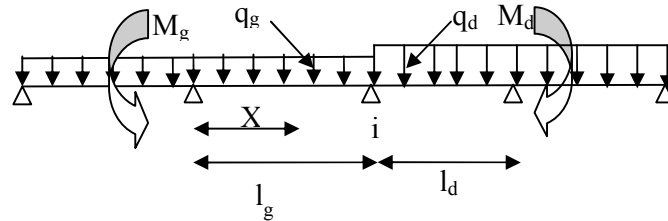


Figure.III.6. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

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

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

b) Effort tranchant :

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{l}{2} - q \times X - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

Avec : M_d : Moment en appui de droite de la travée considérée.

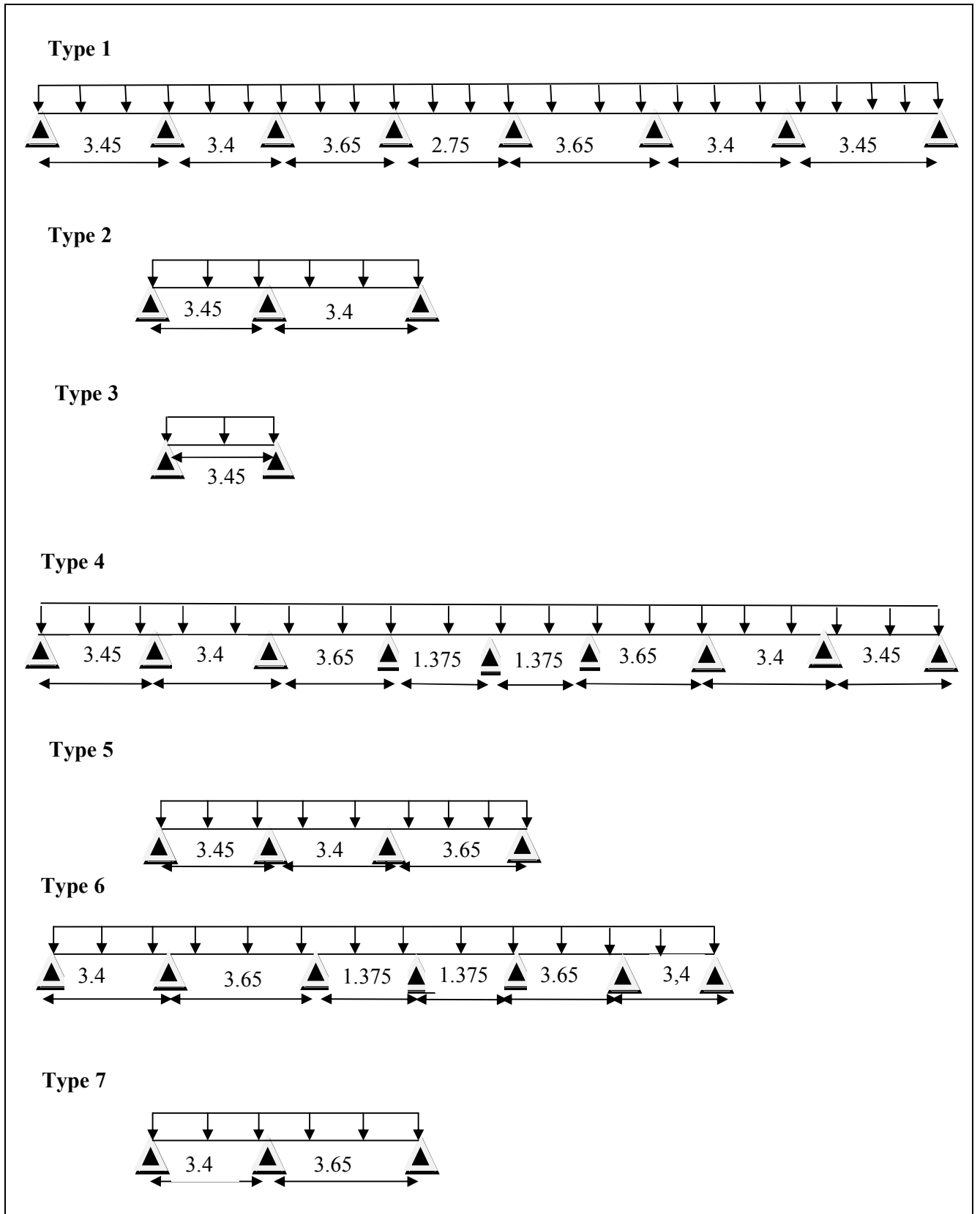
M_g : Moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

III.2.3 Les Différents types de poutrelles :

Dans notre cas on distingue :

Tableau III.2. Types de poutrelles.



Remarque :

- type 1 : terrasse inaccessible.
- type 2 : plancher RDC1.
- type 3, 6 et 7 : plancher 8^{ème} étage.
- type 4 : tous les étages sauf plancher de la RDC1.
- type 5 : tous les étages.

A.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$$\left\{ \begin{array}{ll} Q \leq \text{Min} (2 \times 5.45 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) \text{ vérifiée.} \\ I = \text{constant.} & \text{vérifiée.} \\ \frac{l_1}{l_{i+1}} \text{ Compris entre 0.8 et 0.25} & \text{vérifiée.} \\ \text{FPN} & \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul des poutrelles de type (5, 2, et 7).

A.2. Calcul des sollicitations :**Poutrelle Type (5) :**

$$G = 5.45 \text{ KN.}$$

$$Q = 5 \text{ KN.}$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times L_0 = (1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 5) \times 0.65$$

$$q_u = 9.66 \text{ KN.}$$

$$q_s = (G + Q) \times L_0 = (5.45 + 5) \times 0.65$$

$$q_s = 6.79 \text{ KN.}$$

A.2.1. Calcul des moments isostatiques:

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = 14.368 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = 13.954 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = 16.082 \text{ KN.m}$$

A.2.2. Calcul les moments sur appuis :

$$M_A = M_D = -0.15 M_0^{\text{max}} = -0.15 \times 16.082 = -2.412 \text{ KN.m.}$$

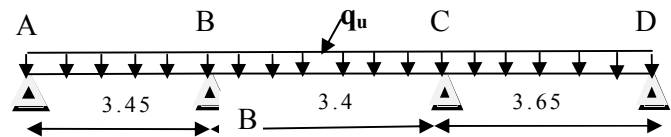


Figure III.7. Schéma statique de la poutrelle.

$$M_B = -0,5 \text{Max} (M_{01}, M_{02}) = -0,5 M_{01} = -7,184 \text{KN.m.}$$

$$M_C = -0,5 \text{Max} (M_{02}, M_{03}) = -0,5 M_{03} = -8,041 \text{KN.m.}$$

A.2.3. Les Moments en travées :

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5,45} \Rightarrow \alpha = 0,478$$

✓ Travée de rive (AB) :

$$M_0 = 14,368 \text{KN.m}$$

$$\bullet M_t + \frac{0+7,184}{2} \geq \max[(1.143 \times 14,378); (1.05 \times 14,378)]$$

$$M_t \geq 12,836 \text{KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 9,651 \text{KN.m}$$

On adopte: $M_t = 12,836 \text{KN.m.}$

✓ Travée Intermédiaire (BC) :

$$M_0 = 13,954 \text{KN.m}$$

$$\bullet M_t + \frac{7,184+8,041}{2} \geq (1.143 \times 13,954)$$

$$M_t \geq 8,337 \text{KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 7,977 \text{KN.m}$$

On adopte: $M_t = 8,337 \text{KN.m.}$

✓ Travée de rive (CD) :

$$M_0 = 16,082 \text{KN.m}$$

$$\bullet M_t + \frac{8,041+0}{2} \geq \max[(1.143 \times 16,082)]$$

$$M_t \geq 14,361 \text{KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 10,8 \text{KN.m}$$

On adopte: $M_t = 14,361 \text{KN.m.}$

• **Diagramme des moments fléchissant :**

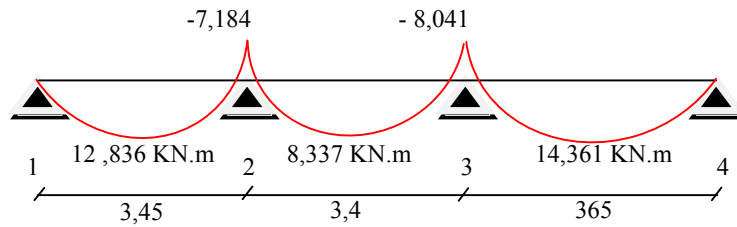


Figure III.8. Diagramme des moments fléchissant.

A.2.3. Evaluation des efforts tranchants :

✓ **Travée de rive (AB) :**

$$\begin{cases} V_1 = \frac{9,66 \times (3,45)}{2} = 16,66 \text{ KN} \\ V_2 = -1,1 \times V_1 = -1,1 \times (16,66) = -18,33 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Travée intermédiaire (BC) :**

$$\begin{cases} V_2 = (1,1) \times \frac{9,66 \times (3,4)}{2} = 18,064 \text{ KN} \\ V_3 = (-1,1) \times \frac{9,66 \times (3,4)}{2} = -18,064 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Travée de rive (CD) :**

$$\begin{cases} V_3 = (1,1) \times \frac{9,66 \times (3,65)}{2} = 19,392 \text{ KN} \\ V_4 = -\frac{9,66 \times (3,65)}{2} = -17,629 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Diagramme des efforts tranchants :**

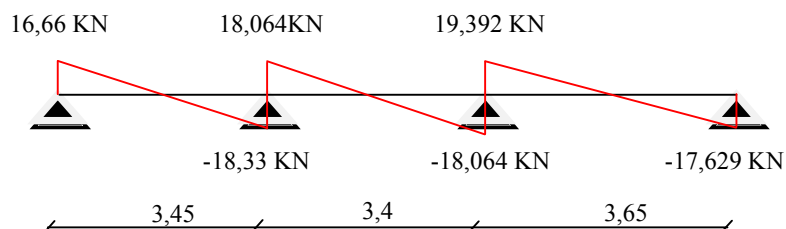


Figure III.9. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre plus de 2 travées.

$$V_{\max} = 19,392 \text{ KN.}$$

Les résultats de calcul pour ce type de poutrelle par la méthode forfaitaire sont résumés dans les tableaux suivants :

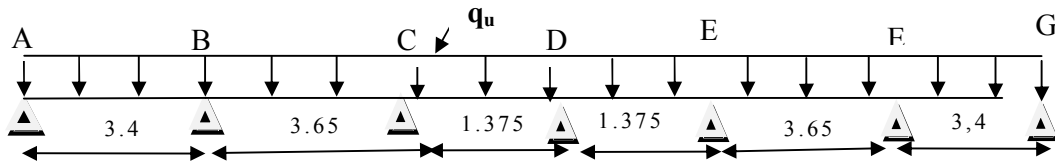
Tableau III.3. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.

Plancher à usage commercial (RDC1)					
Type 2					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-8,622	12.118	-19,157	8,524	-6,064
Plancher à usage d'habitation (étage 8)					
Type 7					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	-6.24	7.954	13.107	5.755	-4.514

B.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$$\left\{ \begin{array}{ll}
 Q \leq \text{Min} (2 \cdot 5.45 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) & \text{vérifiée.} \\
 I = \text{constant.} & \text{vérifiée.} \\
 \frac{l_1}{l_{i+1}} \text{ non Compris entre } 0.8 \text{ et } 0.25 & \text{Non vérifiée.} \\
 FPN & \text{vérifiée.}
 \end{array} \right.$$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées ; donc nous appliquons la méthode de Caquot pour le calcul des poutrelles de type (1,4et6):

B.2. Calcul des sollicitations :**Poutrelle Type (6) :****Figure.III.10.** Schéma statique de la poutrelle type 6.

$$G = 5,45 \text{ KN.} \quad Q = 1,5 \text{ KN.}$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times L_0 = (1,35 \times 5,45 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65$$

$$q_u = 6,245 \text{ KN.}$$

$$q_s = (G + Q) \times L_0 = (5,45 + 1,5) \times 0,65$$

$$q_s = 4,518 \text{ KN.}$$

B.2.1. Calcul des moments aux appuis:

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

Avec :

$$l' = 0,8 \times l : \text{ Pour une travée intermédiaire.}$$

$$l' = l : \text{ Pour une travée de rive.}$$

$$M_{AB} = M_{FG} = M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,245 \times 3,4^2}{8} = 9,024 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_G = -0,15 M_0^{max} = -0,15 \times 9,024 = -1,354 \text{ KN.m.}$$

$$M_A = M_G = -1,354 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{q_u \times (l_g^3 + l_d^3)}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} l_g' = l_g = 3,4 \text{ m.} \\ l_d' = 0,8 \times l_d = 2,92 \text{ m.} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{6,245 \times (3,4^3 + 2,92^3)}{8,5 \times (3,4 + 2,92)} = -7,463 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -7,463 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{q_u \times (l_g'^3 + \times l_d'^3)}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \text{ avec } \begin{cases} l_g' = 0,8 \times l_g = 2.92 \text{ m.} \\ l_d' = 0,8 \times l_d = 1.1 \text{ m.} \end{cases}$$

$$M_C = -\frac{6,245 \times (2.92^3 + 1.1^3)}{8,5 * (2.92 + 1.1)} = -4.794 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -4.794 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{q_u \times (l_g'^3 + \times l_d'^3)}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \text{ avec } \begin{cases} l_g' = 0,8 l_g = 1.1 \text{ m.} \\ l_d' = 0.8 l_d = 1.1 \text{ m.} \end{cases}$$

$$M_D = -\frac{6,245 \times (2 \times 1.1^3)}{8,5 * (2 \times 1.1)} = -0.889 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.889 \text{ KN.m}$$

par la symétrie on a :

$$M_E = M_C = -4.794 \text{ KN.m}$$

$$M_F = \frac{q_u \times (l_g'^3 + \times l_d'^3)}{8,5 \times (l_g' + l_d')} \text{ avec } \begin{cases} l_g' = 0,8 l_g = 2.92 \text{ m.} \\ l_d' = l_d = 3.4 \text{ m.} \end{cases}$$

$$M_F = -\frac{6,245 \times (2.92^3 + 3.4^3)}{8,5 \times (2.92 + 3.4)} = -8.547 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -8.547 \text{ KN.m}$$

B.2.2. Calcul des moments en travées :

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

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

$$\text{Avec : } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu * l_i}$$

✓ Travée de rive (AB) :

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu * l_i} = \frac{3,4}{2} - \frac{0 + 7.463}{6,245 \times 3,4} = 1.35 \text{ m}$$

$$M_0(AB) = \frac{6,245 * 1,35}{2} \times (3,4 - 1,35) = 8.64 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t(AB) = 8,64 - 7,463 \times \frac{1,35}{3,4} = 5,677 \text{ KN.m} \quad \text{avec} \quad M_g = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_t(AB) = 5,677 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée intermédiaire (BC) :**

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu * l_i} = \frac{3,65}{2} - \frac{-7,463 + 4,794}{6,245 \times 3,65} = 1,942 \text{ m}$$

$$M_0(BC) = \frac{6,245 * 1,942}{2} \times (3,65 - 1,942) = 10,357 \text{ KN.m}$$

$$M_t(BC) = 10,357 - 7,463 \times \left(1 - \frac{1,942}{3,65}\right) - 4,794 \times \frac{1,942}{3,65} = 4,314 \text{ KN.m}$$

$$M_t(BC) = 4,314 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée intermédiaire (CD) :**

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i} = \frac{1,375}{2} - \frac{-4,794 + 0,889}{6,245 \times 1,375} = 1,142 \text{ m}$$

$$M_0(CD) = \frac{6,245 \times 1,142}{2} \times (1,375 - 1,142) = 0,83 \text{ KN.m}$$

$$M_t(BC) = 0,83 - 4,794 \times \left(1 - \frac{1,142}{1,375}\right) - 0,889 \times \frac{1,142}{1,375} = -0,72 \text{ KN.m}$$

$$M_t(CD) = -0,72 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée intermédiaire (DE) :**

$$M_t(DE) = M_t(CD) = -0,72 \text{ KN.m}$$

$$M_t(DE) = -0,72 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée intermédiaire (EF) :**

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i} = \frac{3,65}{2} - \frac{-4,794 + 8,547}{6,245 \times 3,65} = 1,66 \text{ m}$$

$$M_0(EF) = \frac{6,245 \times 1,66}{2} \times (3,65 - 1,66) = 10,315 \text{ KN.m}$$

$$M_t(EF) = 10,315 - 4,794 \times \left(1 - \frac{1,66}{3,65}\right) - 8,547 \times \frac{1,66}{3,65} = 3,814 \text{ KN.m}$$

$$M_t(EF) = 3,814 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée de rive (FG) :**

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i} = \frac{3,4}{2} - \frac{8,547 + 0}{6,245 \times 3,4} = 2,103m$$

$$M_0(FG) = \frac{6,245 \times 2,103}{2} \times (3,4 - 2,103) = 8,517KN.m$$

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

$$M_t(FG) = 8,517 - 8,547 \times \left(1 - \frac{2,103}{3,4}\right) = 5,256KN.m \quad \text{avec} \quad M_d = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_t(FG) = 5,256KN.m$$

B.2.3. Evaluation des efforts tranchants :

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

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.

✓ **Travée de rive (AB) :**

$$V_A = \frac{6,245 \times 3,4}{2} + \frac{-7,463 + 0}{3,4}$$

$$V_A = 8,422KN.$$

$$V_B = -\frac{6,245 \times 3,4}{2} + \frac{-7,463 - 0}{3,4}$$

$$V_B = -12,812KN.$$

✓ **Travée intermédiaire (BC) :**

$$V_B = \frac{6,245 \times 3,65}{2} + \frac{-4,794 + 7,463}{3,65}$$

$$V_B = 12,128KN.$$

$$V_C = -\frac{6,245 \times 3,65}{2} + \frac{-4,794 + 7,463}{3,65}$$

$$V_C = -10,666 \text{ KN.}$$

✓ **Travée de rive (CD) :**

$$V_C = \frac{6.245 \times 1.375}{2} + \frac{-0.889 + 4.794}{1.375}$$

$$V_C = 7.133 \text{KN.}$$

$$V_D = -\frac{6.245 \times 1.375}{2} + \frac{-0.889 + 4.794}{1.375}$$

$$V_D = -1.453 \text{KN.}$$

✓ **Travée intermédiaire (DE) :**

$$V_D = \frac{6.245 \times 1.375}{2} + \frac{-4.794 + 0.889}{1.375}$$

$$V_D = 1.453 \text{KN.}$$

$$V_E = -\frac{6.245 \times 1.375}{2} + \frac{-4.794 + 0.889}{1.375}$$

$$V_E = -7.133 \text{KN.}$$

✓ **Travée intermédiaire (DE) :**

$$V_D = \frac{6.245 \times 3.65}{2} + \frac{-8.547 + 4.794}{3.65}$$

$$V_D = 10.369 \text{KN.}$$

$$V_E = -\frac{6.245 \times 3.65}{2} + \frac{-8.547 + 4.794}{3.65}$$

$$V_E = -12.425 \text{KN.}$$

✓ **Travée de rive (FG) :**

$$V_F = \frac{6.245 \times 3.4}{2} + \frac{-0 + 8.547}{3.4}$$

$$V_F = 13.13 \text{KN.}$$

$$V_G = -\frac{6.245 \times 3.4}{2} + \frac{-0 + 8.547}{3.4}$$

$$V_G = -8.103 \text{KN.}$$

Les résultats de calcul pour ce type de poutrelle par la méthode de Caquot sont résumés dans les tableaux suivants :

Type 1 : terrasse inaccessible**Tableau III.4.** Sollicitations maximales dans les poutrelles de la terrasse inaccessible.

Travées	M_i M_{i+1} (KN)	X (m)	l_i (m)	V(KN)	M_t (KN.m)
AB	$M_A = 0$ $M_B = -7.823$	1.387	3,45	$V_A = 9,299$ $V_B = -13,834$	6.448
BC	$M_B = -7.823$ $M_C = -6.297$	1.767	3,4	$V_B = 11,847$ $V_C = -10,95$	2.644
CD	$M_C = -6.297$ $M_D = -5.476$	1.859	3,65	$V_C = 12,462$ $V_D = -12,012$	5.283
DE	$M_D = -5.476$ $M_E = -5.476$	1.375	2,75	$V_D = 9,219$ $V_E = -9,219$	0.862
EF	$M_E = -5.476$ $M_F = -6.297$	1.791	3,65	$V_E = 12,012$ $V_F = -12,462$	5.283
FG	$M_F = -6.297$ $M_G = -7.823$	1.633	3,4	$V_F = 10,95$ $V_G = -11,847$	2.644
GH	$M_G = -7.823$ $M_H = 0$	2.063	3,45	$V_G = 13,834$ $V_H = -9,299$	6.448

Type 4 : plancher entre sol**Tableau III.5.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'E.S.

Travées	M_i M_{i+1} (KN)	X (m)	l_i (m)	V(KN)	Mt (KN.m)
AB	$M_A=0$ $M_B = -11,267$	1.387	3.45	$V_A = 13.393$ $V_B = -19.924$	9.287
BC	$M_B=-11,267$ $M_C=-9.069$	1.767	3.4	$V_B 17.063$ $V_C = -15.77$	3.808
CD	$M_C=-9.069$ $M_D=-4.712$	1.872	3.65	$V_C = 18.078$ $V_D = -17.17$	7.852
DE	$M_D=-4.712$ $M_E=-1.375$	1.142	1.375	$V_D = 11.03$ $V_E = -2.249$	-1.113
EF	$M_E = -1.375$ $M_F = -7.412$	0.233	1.375	$V_E = 2.249$ $V_F = -11.03$	-1.113
FG	$M_F = -7.412$ $M_G = -9.069$	1.778	3.65	$V_F = 17.17$ $V_G = -18.078$	7.852
GH	$M_E = -9.069$ $M_F = -11.267$	1.633	3.4	$V_F = 15.77$ $V_G = -17.063$	3.808
HI	$M_E = -11.267$ $M_F=0$	2.063	3.45	$V_F = 19,924$ $V_G = -13.393$	9.287

Type 3 : poutre isostatique calculé par RDM

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \times l_0 = [(1,35 \times 5.45) + (1,5 \times 1.5)] \times 0.65$$

$$q_u = 6.245 \text{ KN/m}$$

- **Calcul du moment en appuis :**

$$M_A = M_B = -0.15 \times q_u \times \frac{L^2}{8} = 6.245 \times \frac{3.45^2}{8} = -1.394 \text{ KN.m}$$



- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 6.245 \times \frac{(3.45)^2}{8} = 9,291 \text{ KN.m}$$

- calcul des efforts tranchant

$$V_A = -V_B = \frac{Pu * l_i}{2} = \frac{6.245 \times 3.45}{2} = 10.773 \text{ KN.}$$

III.2.4. Ferrailage des poutrelles :

On prend comme exemple la poutrelle type 5 sur 4 appuis du plancher à usage commercial qui est sollicité par :

$$M_t^{\max} = 14.361 \text{ KN.m}$$

A l'ELU : $M_a^{\max} = -2.412 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{int}}^{\max} = -8.041 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 19.392 \text{ KN}$$

$$M_t^{\max} = 10.106 \text{ KN.m}$$

A l'ELS : $M_a^{\max} = -1.697 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{int}}^{\max} = -5.656 \text{ KN.m}$$

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

- Caractéristiques géométriques de la nervure :

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

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

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

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

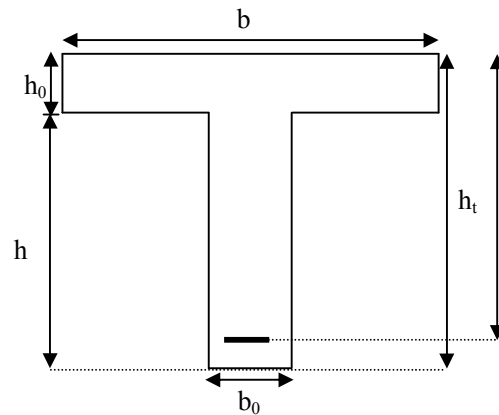


Figure III.11. Schémas poutrelle.

- Calcul à l'ELU :

a) En travée :

Le moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tu} > M_{\text{max}}^t = 14.361 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire :

$(h_t \times b_0) : (20 \times 10) \text{ cm.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^{\max}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{14.361 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.048 \leq 0.186$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} = 0.669$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.048$$

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

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

Calcul de A :

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}) = 0.0615$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0615) = 0.1755 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{14.361 \times 10^{-3}}{0.1755 \times 348} = 2.35 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.413 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.413 \text{ cm}^2$$

On remarque que :

$$A_{\min} \leq A_t = 2.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 3\phi 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

- En appuis

1) Appuis intermédiaires :

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

$$M_{\text{int}} = 8.041 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{int}}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{8.041 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.178$$

$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.178 \Rightarrow$ le diagramme passe par le pivot A

$$(A'_S = 0) \text{ et } \varepsilon_S = 10\% ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_S} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.178}) = 0.247$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.247) = 0.162 \text{ m}$$

$$A_{int} = \frac{M_{int}}{Z \times f_{st}} = \frac{8.041 \times 10^{-3}}{0.162 \times 348} = 1.426 \text{ cm}^2$$

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

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

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

On remarque que :

$$A_{min} \leq A_{int} = 1.426 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{int} = 1.426 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 2\phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

1) Appuis de rive :

$$M_{riv}^a = 2.412 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{riv}^a}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{2.412 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0524$$

$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0524 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot A

$$(A'_S = 0) \text{ et } \varepsilon_S = 10\% ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_S} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0524}) = 0.0673$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0673) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{riv}^a = \frac{M_{riv}^a}{Z \times f_{st}} = \frac{2.412 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.396 \text{ cm}^2$$

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

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

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

On remarque que :

$$A_{min} \leq A_{riv}^a = 0.396 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{riv}^a = 0.396 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 1\phi 10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

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

$$V^{\max} = 19.392 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

pour les fissurations non prejudiciables.

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

$$\tau_u = \frac{19.392 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.077$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **choix des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1 \right\} = 0.57 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

ϕ_{lmax} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

h: hauteur du plancher

b_0 : largeur de lame

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_{tr} = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espace entre cadre :**

$$St_1 \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_{tr}^a f_e}{0,4b_0} = \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} = 57 \text{ cm} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$St_3 \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_{tr}}{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) \times b_0} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{(1,077 - 0,3 \times 2,1) \times 10} = 40,8 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification des armatures longitudinales (A_{int}^l) à l'effort tranchant (V_u) :**

- **L'appui intermédiaire :**

$$A_{int}^l \geq (V_u + \frac{M_U}{0,9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (19,392 - \frac{8,041}{0,9 \times 0,18}) \times 10^{-3} \times \frac{1,15}{400} \times 10^4 = -0,869 \text{ cm}^2$$

$A_{int}^l = -0,869 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

- **Au niveau d'appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{19,392 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,557 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0,557 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (30 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow V_u = 19,392 \text{ KN} \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,1 \times 25 \times 10^3 = 108,135 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{19,392 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,266 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérifications à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

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

- **Vérification des contraintes :**
- **en travée :**

On doit vérifier que :

$$M_t^{ser} = 10.106 \text{ KN.m} \quad M_{int}^{ser} = 5.656 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

- **Position de l'axe neutre (H) :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A_t(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.36 \times (18 - 4) = 24.4 \text{ cm}^3 \quad \text{avec } A' = 0$$

$H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

- **Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \quad \text{avec } A' = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{840.089} = 29$$

$$\Rightarrow y = 0.03916 \Rightarrow y = 3.916 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{0.65}{3} \times 0.03916^3 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.03916)^2 = 8.323 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{10.106 \times 10^{-3} \times 0.03916}{8.323 \times 10^{-5}} = 4.755 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.755 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

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

- **Aux appuis :**

$$M_{int}^{ser} = 5.656 \text{ KN.m}$$

$H = -2.497 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table, section en T

- **Calcul y et I :**

$$\frac{0.1}{2}y^2 + 15 \times (1.57 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04)y - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times 0.18 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2}$$

$$\frac{b_0}{2}y^2 + (15A + (b - b_0) \times h_0)y - 15A \times d - (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} = 0 \quad \text{avec } A' = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{7,632 \times 10^{-4}} = 0.0276$$

$$\Rightarrow y = 0.033 \text{ m} \Rightarrow y = 3.3 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 \quad \text{avec } A' = 0$$

$$I = \frac{0.1}{3} \times 0.033^3 - (0.65 - 0.1) \times \frac{(0.033 - 0.04)^3}{3} + 15 \times 1.57 \times 10^{-4} (0.18 - 0.033)^2 = 5,21 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{5,656 \times 10^{-3} \times 0.033}{5,21 \times 10^{-5}} = 3,582 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,582 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

• **État limite de déformation :**

- **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

Pour notre cas on a : $h = 20 \text{ cm}$, $l = 3.65 \text{ m}$

$$\frac{h}{l} = 0.0548 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

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

La flèche totale est définie d'après l'article B.6.5, 2 **des règles BAEL91**:

- **Valeur limite de la flèche :(CBA93.art (B.6.5.3) :**

Dans notre cas ($L < 5m$), la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{365}{500} = 0,73 \text{ cm}$$

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

Avec :

- f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).

- f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

- f_{pi} : la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.916 \text{ cm}.$$

Moment d'inertie :

$$y = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A \times d)}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + nA} = 0.03173 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \left(\frac{y - h_0}{3} \right)^3 + 15 A (d - y)^2 + b_0 \frac{(h - y)^3}{3}$$

$$\Rightarrow I_0 = 18517 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 18517 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4))$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

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

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

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- **Contraintes**

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

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives (I_f) :**

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

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Evaluation des flèches :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.75 = 2.437 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.45 = 3.542 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.45 + 5) = 6.792 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{2.437 \times 3.65^2}{8} = 3.044 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{3.542 \times 3.65^2}{8} = 4.424 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{6.792 \times 3.65^2}{8} = 8.484 \text{ KN.m}$$

$$y = 3.916 \text{ cm .}$$

$$I_0 = 18517 \text{cm}^4$$

$$I = 8323 \text{cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{cm}^2$$

$$\rho = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.1) \times 0.013} = 3.281$$

$$\lambda_y = 0.4 \times 3.281 = 1.3124$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.044 \times (0.18 - 0.03916) \times 10^{-3}}{8323 \times 10^{-8}} = 77,265 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{4.424 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.03916)}{8323 \times 10^{-8}} = 112,293 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{8.484 \times 10^{-3} (0.18 - 0.03916)}{8323 \times 10^{-8}} = 215,347 \text{Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 77,265 + 2.1} = 0,399$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 112,293 + 2.1} = 0,537$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 215,347 + 2.1} = 0.7236$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + (3,281 \times 0,399)} = 8820.98 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + (3,281 \times 0,537)} = 7374.895 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + (3,281 \times 0,7236)} = 6036.724 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 18517}{1 + (1,3124 \times 0,537)} = 11948.142 \text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3,044 \times 10^{-3} \times 3,65^2}{10 \times 32164,195 \times 8820,98 \times 10^{-8}} = 1.43 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{4.424 \times 10^{-3} \times 3,65^2}{10 \times 32164,195 \times 7374,895 \times 10^{-8}} = 2.485 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{8,484 \times 10^{-3} \times 3,65^2}{10 \times 32164.195 \times 6036.724 \times 10^{-8}} = 5.823 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{gv} = \frac{4,424 \times 10^{-3} \times 3,65^2}{10 \times 10721,4 \times 11948,142 \times 10^{-8}} = 4,60 \times 10^{-3} m$$

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

$$\Delta f_t = 4,6 \times 10^{-3} - 1,43 \times 10^{-3} + 5,823 \times 10^{-3} - 2,485 \times 10^{-3} = 0,0065 m$$

$$\Delta f = 0,65 cm \leq f_{adm} = 0,73 cm \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

- **Ferraillage des autres types de poutrelle :**

- **calcul des sollicitations :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau (tab.III6) suivant :

Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles.

Type de poutrelles	ELU			ELS			Effort tranchant (V^{\max}) (KN)
	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_{int}^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_{int}^{\max} (KN.m)	
Etage courant							
3	9.291	-1.394	/	6.72	-1.008	/	10.772
4	6.005	-1.394	-7.286	4.345	-1.008	-5.271	12.537
5	8.474	-1.56	-5.2	6.131	-1.128	-3.762	12.537
6	5.677	-1,354	-8.547	4.108	-0.98	-6.184	13.13
7	7.954	-1.56	-6.24	5.755	-1.128	-4.514	13.107
Terrasse inaccessible							
1 et 4	6.448	-1.496	-7.823	4.707	-1.092	-5.711	13.834
5	8.933	-1.645	-5.583	6.522	-1.22	-4.076	13.46
Etage de commerce							
2	12.118	-2.155	-8.622	8.524	-1.516	-6.065	19.157
4	9.287	-2.155	-11.267	6.533	-1.516	-7.925	19.924
5	14.361	-2.412	-8.041	10.106	-1.697	-5.656	19.392

- Calcul du ferrailage :

Les résultats sont groupés dans le tableau (tab.III.7) suivant :

Tableau.III.7. Calcul du ferrailage des poutrelles.

Type de poutrelle	Zone	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Barres	$A(cm^2)$
Terrace inaccessible					
1 et 4	Appui de rive	0.243	0.217	1HA10	0.79
	Appui inter	1.379	0.217	2HA10	1.57
	travée	1.041	1.412	3HA10	2.36
5	Appui de rive	0.267	0.217	1HA10	0.79
	Appui inter	0.953	0.217	2HA10	1.57
	travée	1.45	1.413	3HA10	2.36
Etage courant					
3	Appui de rive	0.226	0.217	1HA10	0.79
	travée	1.508	1.413	3HA10	2.36
4	Appui de rive	0.226	0.217	1HA10	0.79
	Appui inter	1.275	0.217	2HA10	1.57
	travée	0.969	1.413	3HA10	2.36
5	Appui de rive	0.253	0.217	1HA10	0.79
	Appui inter	0.884	0.217	2HA10	1.57
	travée	1.375	1.413	3HA10	2.36
6	Appui de rive	0.219	0.217	1HA10	0.79
	Appui inter	1.525	0.217	2HA10	1.57
	travée	0.916	1.413	3HA10	2.36
7	Appui de rive	0.253	0.217	1HA10	0.79
	Appui inter	1.074	0.217	2HA10	1.57
	travée	1.287	1.413	3HA10	2.36
Etage commercial					
2	Appui de rive	0.353	0.217	1HA10	0.79
	Appui inter	1.539	0.217	2HA10	1.57
	travée	1.976	1.413	3HA10	2.36

4	Appui de rive	0.353	0.217	1HA10	0.79
	Appui inter	2.1	0.217	2HA12	2.26
	travée	1.507	1.413	3HA10	2.36
5	Appui de rive	0.396	0.217	1HA10	0.79
	Appui inter	1.426	0.217	2HA10	1.57
	travée	2.35	1.413	3HA10	2.36

Pour tous les types de poutrelles on a les mêmes armatures transversales :

A_t = étrier cm^2 avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Remarque : d'après le tableau (tab III.7), on voit bien que dans chaque type d'étage on peut adopter pour un seul type de ferrailage (voir tab.III8).

Tableau.III.8. Armature longitudinales et transversales adoptées.

Etages		Barres	Ferrailage transversale	
			A_t	S_t
<i>Terrasse</i>	Appuis (rive)	1HA10	2 Φ 6	15
	Appuis (inter)	2HA10		
	travée	3HA10		
<i>Etage courant</i>	Appuis (rive)	1HA10		
	Appuis (inter)	2HA10		
	travée	3HA10		
<i>Etage commercial</i>	Appuis (rive)	1HA10		
	Appuis (inter)	2HA10		
	travée	3HA10		

Remarque :

Dans la travée A-B de la poutrelle type 4 on a :

$$M_t = -11.267 \text{ KN.m} \Rightarrow A_t = 2.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}12$$

Et $A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on ferraille avec les mêmes armatures des autres types mais dans la partie supérieur.

- Vérification diverse :
- ✓ Vérification des armatures longitudinale au cisaillement :

Tableau.III.9.Vérification des armatures longitudinales.

Types	VERIFICATION DE LA BIELLE	VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	INFLUENCE SUR LES ACIERS		JONCTION TABLE-NERVURE
	$V_u \leq 0.267.a.b_0.f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e}$	$A_l \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\tau_u = \frac{V_u.b_1}{0.9d.b.h_0} \leq \bar{\tau}_u$
E. terrasse	$13.834 \leq 108.135$	$0.118 \leq 3.33$	$0.79 \geq 0.397$	$1.57 \geq -0.991$	$0.903 \leq 3.33$
E. courant	$13.13 \leq 108.135$	$0.112 \leq 3.33$	$0.79 \geq 0.397$	$1.57 \geq -1.139$	$0.857 \leq 3.33$
E-Commerce	$19.924 \leq 108.135$	$0.17 \leq 3.33$	$0.79 \geq 0.397$	$1.57 \geq -1.427$	$1.266 \leq 3.33$
obs.	<i>vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

- Vérification de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa} ; E_v = \frac{1}{3}.E_i = 10721.4 \text{ MPa}$$

Les résultants de calcul sont résumés dans le tableau (tab III.10) suivant :

Tableau.III.10.Vérification de la flèche.

Etage	Terrasse			Etage courant			Commerce		
$q_{ser}(\text{KN/ml})$	q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}
	1.852	4.244	4.894	2.437	3.542	4.517	2.437	3.542	6.792
$M_{ser}(\text{KN/ml})$	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}
	2.313	5.3	6.112	3.04	4.42	4.64	3.044	4.424	8.484
$A (\text{cm}^2)$	2.36			2.36			2.36		
$L (\text{m})$	3.65			3.65			3.65		
$\Delta f (\text{cm})$	0.545			0.41			0.65		
$f_{adm}(\text{cm})$	0.73			0.73			0.73		
Obs	<i>Vérifiée</i>			<i>vérifiée</i>			<i>vérifiée</i>		

- Etude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 : cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

D’après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

• Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D’où on opte : un treillis soudé *TS* $\Phi 5$ 150×150.

Tableau.III.11. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	En travée	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse étage courant et étage commerce		
Etage de commerce Type 4 Appuis (B et F)		

- **Dalle de compression :**

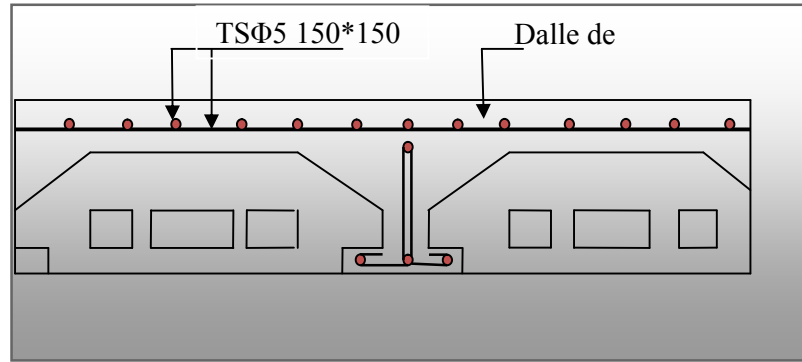


Figure.III.12. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etude des dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (Balcon).

1 Dalle sur un 02 appuis

La dalle sur un seul appui travaille comme une console soumise à la flexion simple

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

❖ Calcul à l'ELU

❖ Dalle sur un seul appui

La dalle sur un seul appui travaille comme une console soumise à la flexion simple.

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

❖ Calcul à l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 14,25 \text{ Kn/ml}$$

Calcul du moment

$$M_u = - \frac{q_u \times l^2}{2}$$

$$M_u = - \frac{14,25 \times 1,4^2}{2}$$

$$M_u = - 31,42 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l \Rightarrow V_u = 14,25 \times 2,1 \Rightarrow V_u = 29,92 \text{ KN}$$

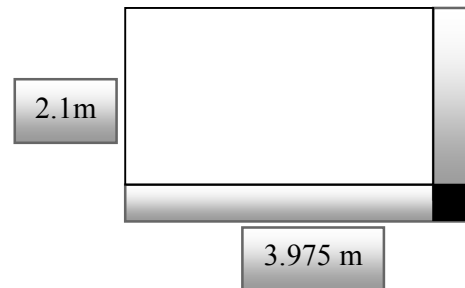


Figure.III.13.Schéma statique de la dalle D1

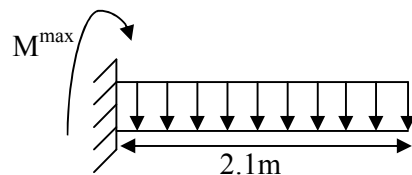


Figure III.14 : Schéma statique de la console.

❖ **Calcul à l'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1ml \Rightarrow q_s = 10 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{10 \times 2.1^2}{2} \Rightarrow M_s = -22.05 \text{ KN.m}$$

2.2.3. Calcul du ferrailage

$$\mu_{bu} = \frac{31.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.154 < \mu_\ell = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.209 ; z = 0.11 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{31.42 \times 10^{-3}}{0.11 \times 348} = 8.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times 2.1/400 = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit $A_t = 8HA12 = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **L'espace**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(2e, 25 \text{ cm}) \\ 100/8 = 12.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $S_t = 12.5 \text{ cm}$

❖ **Les Armatures de répartition**

$$A_y = A_t/3 = 3.016 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit } A_y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{29.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \leq \frac{0.07}{1.5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_t \times y - 15 \times A_t \times d \Rightarrow 0.5 \times y^2 + 0.0136 \times y - 1.629 \times 10^{-3} = 0Y$$

$$= 4.5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A_s(d - y) \Rightarrow 0.33 \times 0.045^3 + 15 \times 9.05 \cdot 10^{-4}(0.12 - 0.045)^2$$

$$I = 10643.06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \frac{10 \times 10^{-3}}{10643.06 \times 10^{-8}} \times 0,045 \leq 0,6 \times 25$$

4.228 MPa ≤ 15 MPa Verifiée

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$15 \times \frac{9,79 \times 10^{-3}}{10643.06 \times 10^{-8}} (0,12 - 0,0315) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$\sigma_{st} = 105.7 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ Verifiée

❖ **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ **Pour la dalle D1**

12 cm > 10.5 cm Vérifiée

9.05 cm² > 6 cm² Non vérifiée

On doit vérifier la flèche

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

Tableau III.21. Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
D1 X-X	1.32	0.557	2.759	0.557	2.96 ≤ 8.4	Vérifiée

a) **Schémas de ferrailage :**

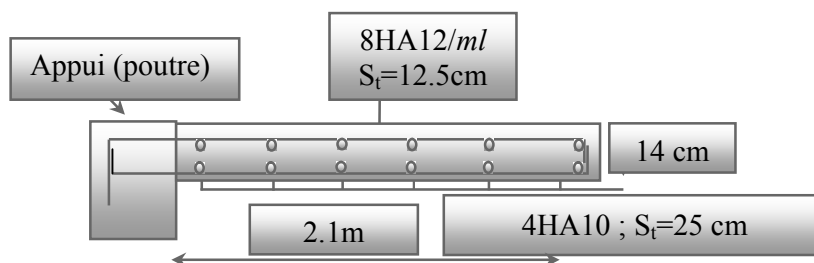


Figure.III.15. Schéma de ferrailage de la dalle D1(RDC1)

1) Dalle du balcon (D5) sur 03 appuis (étage 9) :

$$G = 5 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m.}$$

$$P_U = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 3.5 = 12 \text{ KN/m}$$

$$P_U = 12 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{3.1} = 0.45 > 0.4$$

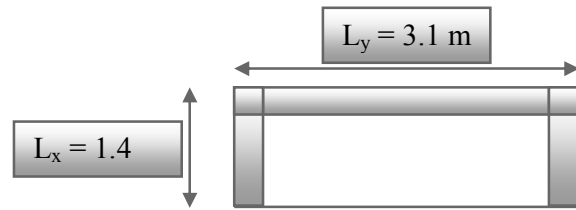


Figure III.16. Dalle sur 03 appuis.

⇒ La dalle travaille suivant les deux sens.

a) Calcul des sollicitations :

• l'ELU

- 1^{er} étape :

$$l_x = 1.4 < \frac{l_y}{2} = 1.55$$

$$M_x^0 = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - 2 \times \frac{P \times l_x^3}{3}$$

$$M_y^0 = \frac{P \times l_x^3}{6}$$

$$M_x^0 = \frac{12 \times 1.4^2 \times 3.1}{2} - 2 \times \frac{12 \times 1.4^3}{3} = 14.504 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \frac{12 \times 1.4^3}{6} = 5.488 \text{ KN.m}$$

- 2^{eme} étape :

En travée :

$$M_x^t = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 14.504 = 12.328 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 5.488 = 4.665 \text{ KN.m}$$

En appui:

$$M_x^a = -0.3 * 14.504 = -4.351 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 * 5.488 = -1.646 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage:

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Tableau III.14. Ferrailage de la dalle(D5) sur 03 appuis.

sens		$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	adopte(cm^2 / ml)
Travée	x-x	12.328	0.0719	0,093	0,0106	3.347	4HA12=4.52
	y-y	4.665	0.0272	0,0345	0.108	1.136	4HA8=2.01
Appui	x-x	4.351	0.025	0.032	0.108	1.15	4HA8 = 2.01
	y-y	1.646	0.0096	0.012	0.109	0.432	4HA8 =2.01

c) Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

d) Vérifications :**1) à l'ELU :****- la condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.428\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.12\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

- l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$.

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

$$V_y = 6.857 \text{ KN} \quad , \quad V_x = 5.6 \text{ KN}$$

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

$$\tau_{ux} = \frac{6.857 \times 10^{-3}}{0.12 \times 1} = 0,0571 < 1,25 \text{ c'est vérifié.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{5.6 \times 10^{-3}}{0.12 \times 1} = 0,0467 < 1,25 \text{ c'est vérifié.}$$

2) à l'ELS :**- Etat limite de compression de béton :**

$$P_s = G + Q = 5 + 3,5 = 8,35 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\text{En travée : } M_{i_{ser}}^x = 8,733 \text{ KN.m} ; M_{i_{ser}}^y = 3,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{a_{ser}}^x = 3,08 \text{ KN.m} ; M_{a_{ser}}^y = 1,166 \text{ KN.m}$$

✓ Sens x-x :

En travée :

$$A_x = 4,52 \text{ cm}^2 ; y = 2,3 \text{ cm} ; I = 2687,6 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{i_{ser}}^x}{I} * y = 7,47 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

En appuis :

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 ; y = 2,3 \text{ cm} ; I = 2687,6 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{a_{ser}}^x}{I} * y = 2,628 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

✓ Sens y-y :

En travée :

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 ; y = 2,3 \text{ cm} ; I = 2687,6 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{i_{ser}}^y}{I} * y = 2,817 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

En appuis :

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 ; y = 2,3 \text{ cm} ; I = 2687,6 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{a_{ser}}^y}{I} * y = 1 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

e) Vérification de la flèche :

Les fissurations nuisibles (F.N).

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

✓ Selon x-x :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x}\right) l_x \Rightarrow e \geq \max(5,25; 5,95)$$

$$e = 14 \text{ cm} \geq 5,95 \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

$$\frac{l_x}{20} \leq e \leq \frac{l_x}{15} \Rightarrow 7 \leq 14 \leq 9,333 \text{ n'est pas vérifiée} .$$

$$A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \Rightarrow A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

✓ Selon y-y :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20M_0^y}\right)l_y \Rightarrow e \geq \max(11.287; 12.792)$$

$$e = 14 \text{ cm} \geq 12.792 \quad \text{vérifiée.}$$

$$\frac{l_y}{20} \leq e \leq \frac{l_y}{15} \Rightarrow 15.5 \leq 14 \leq 20.667 \quad \text{n'est pas vérifiée.}$$

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{140}{500} = 0.28 \text{ CBA93.Art(B.6.5.3)}$$

Ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 2.8 \text{ mm}$

✓ Selon x-x :

De la même méthode que celle utilisée précédemment on trouve :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.264 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 0.264 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{140}{500} = 2.8 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

✓ Selon y-y:

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : } f_{adm} = \frac{310}{500} = 6.2 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.35 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 0.35 \text{ mm} \leq f_{adm} = 6.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

f) Schémas de ferrailage :

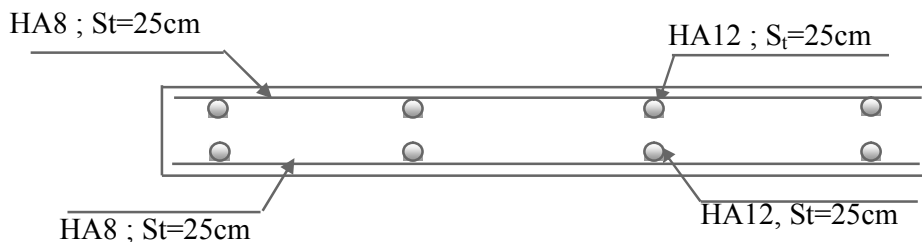


Figure III.17. Ferrailage de la dalle (D5) sur 03 appuis.

3) Dalle du balcon (D7) sur 02 appuis (étage 9) :

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

$$L_y = 4\text{m}$$

$$\rho = \frac{1.2}{4} = 0.3 < 0.4$$

La dalle travaille donc dans son seul sens (sens X),
comme une console.

a) Calcul du chargement :

$$G=5\text{KN/m}^2 ; Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1.5 = 9\text{KN/ml.} \\ q_s = 5 + 1.5 = 6.5\text{KN/ml.} \\ p_{mur} = 1.35 \times 2.53 \times (3.06 - 0.3) = 9.427\text{KN/ml} \end{cases}$$

b) Calcul de moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_{mur} \times l_x$$

$$M_u = \frac{9 \times 1.2^2}{2} + (9.427 \times 1.2) = 17.792\text{KN.m}$$

c) Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_u \times l_x + P_u = 9 \times 1.2 + 9.427 = 20.22\text{ KN}$$

d) Ferrailage :

1) Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b=100\text{cm}; h=14\text{cm}; d=11\text{cm}; f_{bu}=14.2\text{ Mpa}$$

2) Armatures secondaires :

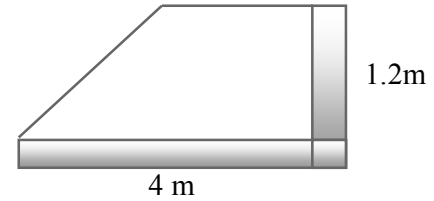


Figure III.18. dalle(D7) sur deux appuis.

Tableau III.15. Le ferrailage de la dalle pleine (D7) sur 02 appuis.

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
13.6311	0.104	0.137	0.104	4.92	6HA12=6.79	20

$$A_t = \frac{A_t}{3} = \frac{6.79}{3} = 2.263\text{cm}^2$$

On opte pour 4HA10=3.14cm².

$$\text{Avec } S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

3) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,11 \times \frac{2,1}{400} = 1,33 \text{ cm}^2.$$

$1,33 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2$ c'est vérifié.

4) Vérification diverses :

1) à l'ELU :

- L'effort tranchant :

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

$$= \tau_u = \frac{20,22 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,184 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

2) à l'ELS :

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \quad M_{\text{ser}} = \frac{P_s \times l_x^2}{2} + P_s \times l_x = \frac{6,5 \times 1,2^2}{2} + 6,98 \times 1,2 = 13,06 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 0,12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,82 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6194,13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7,024 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201,633 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) = 197,76 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 197,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

- État limite de déformation :

$$\frac{e}{l_x} = \frac{14}{120} = 0,117 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0,1 \geq \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0,117 \geq \frac{13,06}{10 \times 15,365} = 0,085$$

$$\frac{A_{tx}}{b \times d} = \frac{6.79 \times 10^{-4}}{1 \times 0.11} = 0.0062 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les conditions sont vérifiées.

e) Schéma de ferrailage :

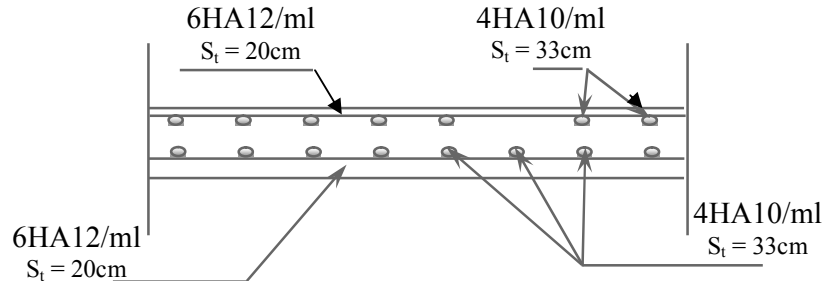


Figure III.19. Schéma de ferrailage de la dalle de balcon (D7) sur deux appuis.

❖ Etude de restes des dalles :

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.16. Sollicitation maximales.

Types		Sollicitations							
		ELU					ELS		
		M _x ^{traveé} (KN.m)	M _y ^{traveé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	V _x (KN)	V _y (KN)	M _x ^{traveé} (KN.m)	M _y ^{traveé} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)
Balcons	D3	0.74	/	/	4.485	/	0.54	/	/
	D6	0.684	0.306	- 0.241	4.761	1.73	0.528	0.314	- 0.186
Plancher	D1	0.17	/	- 0.06	2.386	/	0.119	/	-0.042
	D4	3.93	/	/	9.1	/	2.878	/	/

Tableau III.17. Vérification de l'effort tranchant.

	V _{ux} (KN)	τ _{ux} ≤ τ _u (MPA)	Obs.	V _{uy} (KN)	τ _{uy} ≤ τ _u (MPA)	Obs.
D1	2.386	0,198 < 1,17	Vérifiée	/	/	/
D3	4.485	0,041 < 1,25	Vérifiée	/	/	/
D4	9.1	0,758 < 1,25	Vérifiée	/	/	/
D6	4.761	0.432 < 1,25	Vérifiée	1.73	0.0157 < 1,25	Vérifiée

Tableau III.18. Calcul du ferrailage à l'ELU.

Types	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1	X-X	0,17	0,0008	0,001	0.12	0,041	1,12	4HA8 = 2.01
	Appui	0,006	0,0003	0,0004	0.12	0,041	1,12	4HA8 = 2.01
D3	X-X	0.74	0,0043	0,0054	0.11	0.195	1.12	4HA8 = 2.01
D4	X-X	3.93	0.0193	0,0243	0.119	0.951	1,12	4HA8 = 2.01
D6	X-X	0.684	0.004	0.005	0.11	0.179	1.28	4HA8 = 2.01
	Y-Y	0.306	0.002	0.0022	0.11	0.08	1.12	4HA8 = 2.01
	Appui X-X	0.241	0.0014	0.002	0.11	0.063	1.28	4HA8 = 2.01
	Y-Y	0.108	0.0006	0.0008	0.11	0.028	1.12	4HA8 = 2.01

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

Types	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.	
D1	x-x	0,119	2,4	3239.4	0,088 < 15	Vérifiée	/	/
	appui	0,042	2,4	3239.4	0,312 < 15	Vérifiée	/	/
D3	x-x	0.54	3.82	7108.71	0.291 < 15	Vérifiée	22.53 < 201,63	Vérifiée
D4	x-x	2.88	2.4	3239.42	2.14 < 15	Vérifiée	/	/
D6	x-x	0.528	2,02	2110.25	5,07 < 15	Vérifiée	33.867 < 201,63	Vérifiée
	y-y	0.314	2,02	2110.25	3,02 < 15	Vérifiée	20.117 < 201,63	Vérifiée
	Appui x-x	0.186	2,02	2110.25	1.789 < 15	Vérifiée	11.953 < 201,63	Vérifiée
	y-y	0.111	2,02	1483.97	1.505 < 15	Vérifiée	10.63 < 201,63	Vérifiée

- Evaluation de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x} \right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ Pour la dalle D1

$$14 \text{ cm} > 4.25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2.01 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ Pour la dalle D3

$$14 \text{ cm} > 1.06 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2.01 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D4**

$14\text{ cm} > 2.55\text{ cm}$ vérifiée.

$2.01\text{ cm}^2 < 6\text{ cm}^2$ vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Pour la dalle D6**

$14\text{ cm} > 4.25\text{ cm}$ vérifiée

$2.01\text{ cm}^2 < 6\text{ cm}^2$ vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Remarque

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left(l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec : $l_a // L_1$

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s & \text{si barres HA} \\ 0,6 l_s & \text{si barres RL} \end{cases}$$

l_s : Longueur de scellement = 40ϕ (acier HA)

Donc, $L_1 = 1\text{ m}$ pour les travées de rives et $L_1 = 0,70\text{ m}$ pour les travées intermédiaires

a) Schéma de ferrailage de la dalle (D1) et (D3) et(D4) :

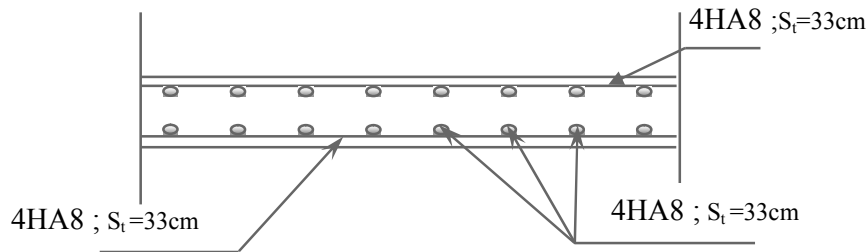


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la dalle (D1) et (D3) et(D4).

a) Schéma de ferrailage de la dalle (D6) :

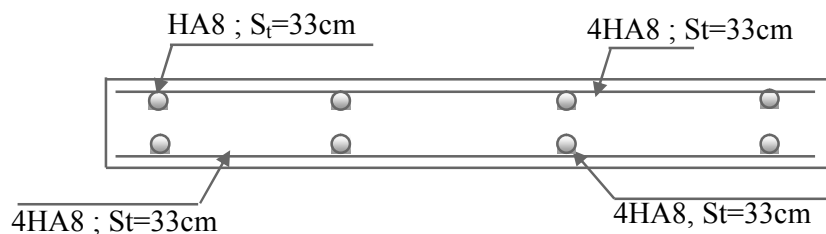


Figure III.21. Ferrailage de la dalle (D6).

III.4. Étude des escaliers :

III.4.1 Etude du 1^{er} type Escalier (7^{eme} étage) :

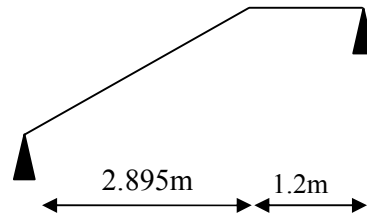


Figure III.22 Schéma statique de l'escalier type 1.

❖ Combinaison des charges :

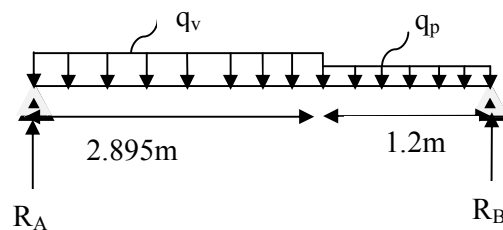
➤ A L'ELU :

- palier :

$$q_p = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 5 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,5 \text{ KN/m.}$$

- volée :

$$q_v = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 8,92 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 15,792 \text{ KN/m.}$$



❖ calcul des efforts internes :

a) Réaction d'appuis :

D'après les formules de RDM

$$R_A = 31,406 \text{ KN}$$

$$R_B = 26,914 \text{ KN}$$

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

- **Efforts tranchants :**

☞ **1^{ier} tronçon : $0 \leq X \leq 2.2895\text{m}$**

Pour $x=0 \Rightarrow T(0) = 31.406$

Pour $x = 2.895\text{m} \Rightarrow T(x=2.895) = -14.314\text{KN}$

☞ **2^{em}me tronçon : $2.895\text{m} \leq X \leq 4.095\text{m}$**

Pour $x= 2.895\text{m} \Rightarrow T(2.895) = 14.314\text{KN}$

Pour $x = 4,095\text{m} \Rightarrow T(4.095) = 26.914\text{KN}$

$V^{\max} = 31.406\text{KN}$.

- **Calcul de moment fléchissant :**

☞ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.895\text{m}$**

$$\begin{cases} x=0 & \Rightarrow M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x=2.895 & \Rightarrow M(x=2.895) = 24.744\text{KN.m} \end{cases}$$

☞ **2^{ieme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2$**

$$\begin{cases} x=0 & \Rightarrow M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x=1.2 & \Rightarrow M(x=1.2) = 24.737 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La valeur du moment maximum est à :

$X = 1.98\text{m} \Rightarrow M^{\max} = 31.228 \text{ KN}$.

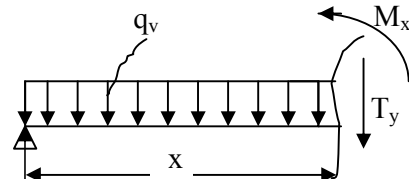
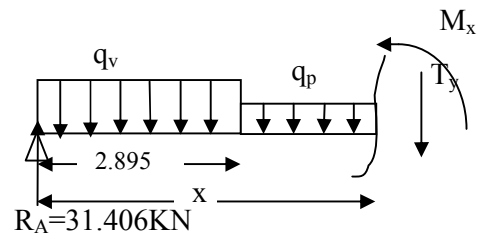


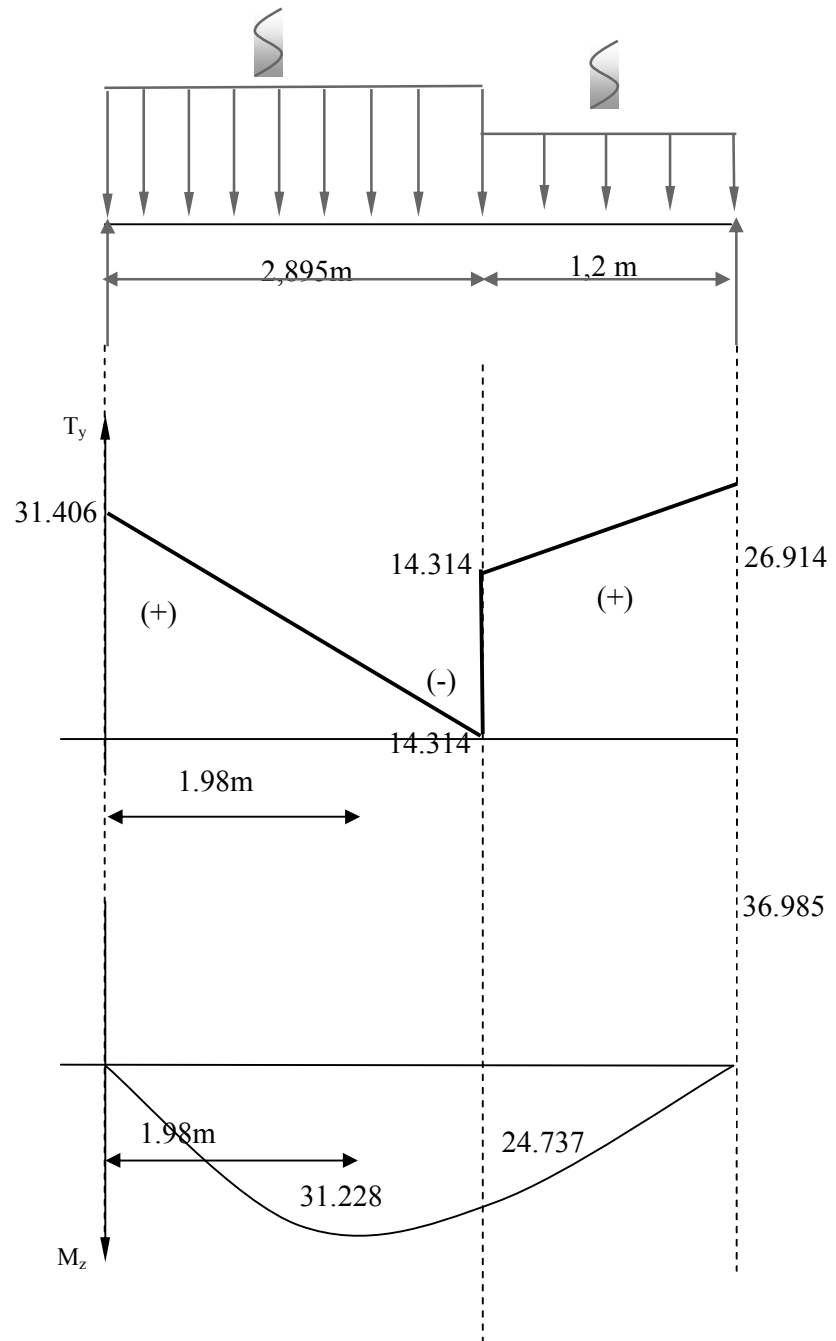
Figure III.23. Schéma statique de l'escalier type



- diagramme des sollicitations :

▪ l'ELU :

▪ $q_u^v = 15.792$ 4444

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max}^u au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_u^a = -0.5M_0^{\max} = -0.5 \times 31.228 = -15.614 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_t^a = 0.75M_0^{\max} = 0.75 \times 31.228 = 23.421 \text{ KN.m}$$

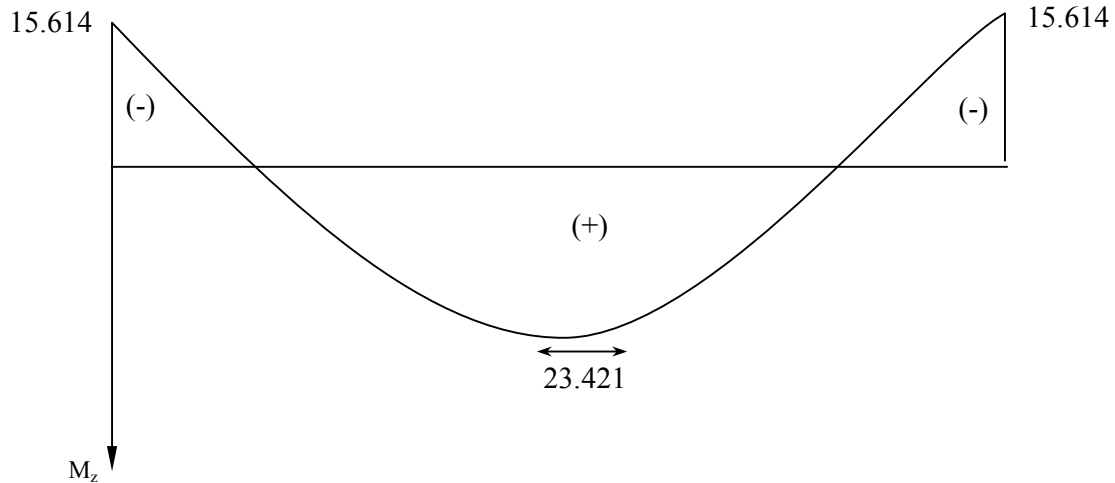


Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement

- **Calcul des armatures :**

$b = 100 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 20 \text{ cm}$.

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 15.614 \text{ KN.m}$$

☞ **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

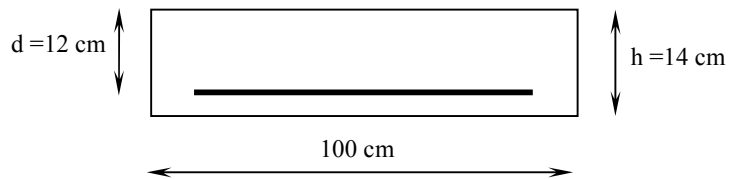
$$\mu_{bu} = \frac{15.614 \times 10^{-3}}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,0763 < \mu_L = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée

$$\mu_{bu} = 0,0763 \Rightarrow \alpha = 0,0994 \Rightarrow z = 0.115m$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{15.614 \times 10^{-3}}{0.115 \times 348} = 3.9 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 4HA12 avec : $A_a = 4.52 \text{ cm}^2$ ($S_t = 33 \text{ cm}$)



☞ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 avec $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 33 \text{ cm}$)

✓ **En travée :**☞ **Armatures principales :**

$$M_t = 41.737 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.421 \times 10^{-3}}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,114$$

$$\mu_{bu} = 0,114 \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

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

$$\alpha = 0.152; z = 0.113 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{23.421 \times 10^{-3}}{0.113 \times 348} = 5.956 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 6HA12 avec : $A_t = 6.79 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20 \text{ cm}$).

☞ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ avec ($S_t = 33 \text{ cm}$)

- **Condition de non fragilité :**

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > 1.45 \text{ cm}^2 \\ A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.45 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

✓ **Répartition des barres :**☞ **Armatures principales :**

$$S_t < \min(3e; 33) = \min(42; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

☞ **Armatures de répartitions :**

$$S_t < \min(4e; 45) = \min(56; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification diverse ELU:**➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31.406 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.262 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1333 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.308 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

$$q_v = G_v + Q_v = 8.92 + 2.5 = 11.42 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5 + 2.5 = 7.5 \text{ KN/ml}$$

Après calcul, on trouve:

$$R_A = 22.69 \text{ KN}$$

$$R_B = 19.37 \text{ KN}$$

$$M^{\max}(x = 1.98 \text{ m}) = 22.547 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 22.693 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}}^t = 0.75 \times 22.547 = 19.165 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}}^a = 0.5 \times 22.547 = 9.019 \text{ KN.m}$$

En appuis:

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0341.$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 6324,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.866 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

En travée:

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 6.79 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0403m.$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 8651.3cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.926MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20. Vérification des contraintes de ferrailage des escaliers.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travées	19.165	8651.3	4.03	8.926	15
Appuis	9.019	6324,6	3.41	4.866	15

➤ **Vérification de la flèche :**

$$e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \times l \Rightarrow e \geq 14cm \leq 21.56cm \Rightarrow \text{non vérifiée} \quad (1)$$

La première (1) condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire. La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :

$$\bar{f}_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4095}{500} = 8.19mm$$

- **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p :**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

$$\text{sous } \mathbf{j} \begin{cases} q_v^j = 5.98KN \\ q_p^j = 3.5KN \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0.75 \times 11.657 = 9.901KN.m$$

$$\text{sous } \mathbf{g} \begin{cases} q_v^g = 6.58KN \\ q_p^g = 3.5KN \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0.75 \times 12.701 = 9.525KN.m$$

$$\text{sous } \mathbf{p} \begin{cases} q_v^p = 11.42KN \\ q_p^p = 7.5KN \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0.75 \times 22.546 = 16.91KN.m$$

$$\rho = 0.00566; \begin{cases} \lambda_1 = 3.711 \\ \lambda_v = 1.484 \end{cases}; I_0 = 165880 \text{ cm}^4; \begin{cases} E_i = 32164.2 \text{ MPa} \\ E_v = 10721.4 \text{ MPa} \end{cases}$$

☞ **Calcul des σ_{st}**

$$\sigma_{Stj} = 120.832 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Stg} = 131.695 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Stp} = 233.7 \text{ MPa}$$

☞ **Calcul des μ**

$$\mu_j = 0.2398; \mu_g = 0.2766; \mu_p = 0.5027$$

☞ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :**

$$\begin{cases} I_{fij} = 96527 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = 90026 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = 129342 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = 63676 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{ij} = 0.472 \text{ mm} \\ f_{gi} = 0.552 \text{ mm} \\ f_{gv} = 1.152 \text{ mm} \\ f_{pi} = 1.384 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 1.513 \text{ mm} \Rightarrow \Delta f = 1.513 \text{ mm} < f_{adm} = 8.19 \text{ mm} \Rightarrow \text{verifier.}$$

❖ **Schémas de ferrailage :**

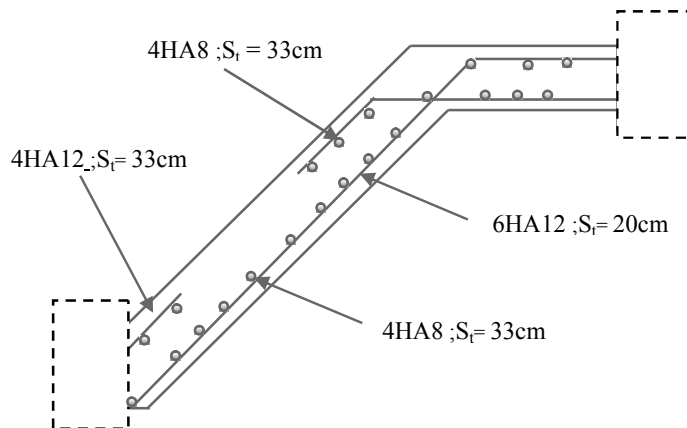


Figure III.24. Schéma de ferrailage de l'escalier type (I).

III 4 .2. Escalier type 2 (entre sol) :

III.4.2.1 Etude de la partie (ABC) :

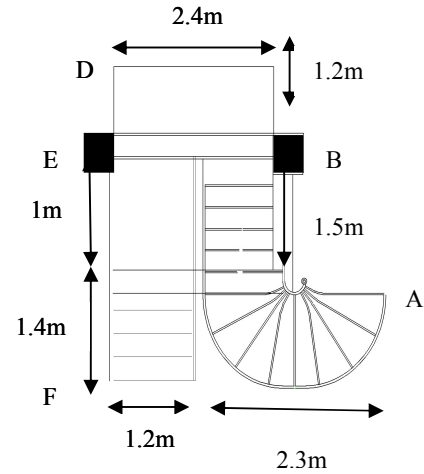


Figure III.25 : Escalier de l'entre sol.

❖ Combinaison des charges :

➤ ELU :

- palier :

$$q_p = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 5 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,5 \text{ KN/m.}$$

- volée :

$$q_v = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 8,92 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 15,792 \text{ KN/m.}$$

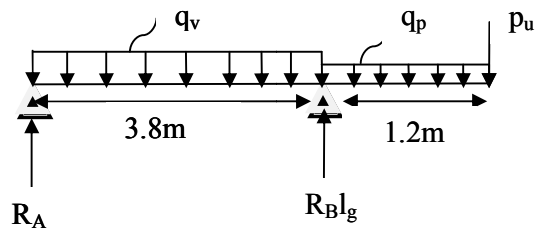
➤ Calcul des efforts internes :

- Réaction d'appuis :

D'après les formules de RDM

$$R_A = 29,69 \text{ KN}$$

$$R_B = 45,32 \text{ KN}$$



➤ Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

- Efforts tranchants :

☞ **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 3.8m$**

Pour $x=0 \Rightarrow T(0) = 29.69KN$

Pour $x = 3.8m \Rightarrow T(x=3.8) = -30.32KN$

☞ **2^{ème} tronçon : $3.8m \leq X \leq 5m$**

Pour $x= 3.8m \Rightarrow T(3.8) = 15KN$

Pour $x = 5m \Rightarrow T(5) = 2.4KN$

$V^{\max} = 30.32 KN$

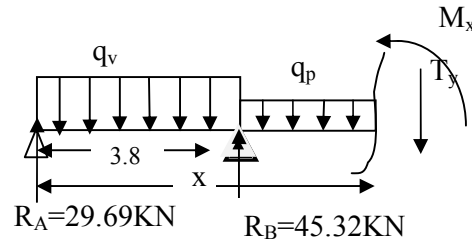
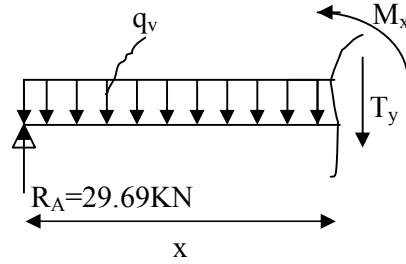
➤ **Calcul de moment fléchissant :**

☞ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.8m$**

$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow M(x=0) = 0 KN.m. \\ x = 3.8 \Rightarrow M(x=3.8) = -1.196KN.m \end{array} \right.$

☞ **2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2$**

$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow M(x=0) = 0 KN.m. \\ x = 1.2 \Rightarrow M(x=1.2) = -9.988KN.m \end{array} \right.$



La valeur du moment maximum est à :

$X = 1.88 m \Rightarrow M^{\max} = 27.91KN.m$

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 :

Tableau III.21. Sollicitations dans la partie (AB) de l'escalier.

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M _{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	29.69	19.64	-30.32	0	0	-30.32	27.91	16.89
B	45.32	34.78	-23,65	-1.196	-7.82			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tu} = 0,85M_{0u} = 23.72 KN.m \\ M_{au} = - 0,5 M_{0u} = -13.955 KN.m \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.22.Ferraillage de l'escalier.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	A^{adpt} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	23.72	0,116	0,154	0,113	6.03	1,45	6HA12 = 6.79	20
appui	-13.955	0.068	0,088	0,116	3.46	1,45	4HA12 = 4.52	33

* **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_r = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée :

$$A_r = 1.697 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ St} = 33 \text{ cm}$$

En appui :

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ St} = 33 \text{ cm}$$

* **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 30.32 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0.253 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25 \text{ MPa}$$

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

A.4. Calcul à l'ELS :

* **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) : On doit vérifier

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

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 16.89 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 14.36 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -8.445 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

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

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	14.36	4.04	6475.36	8.96	15	Vérifiée
En appui	-8.445	3,41	5016.05	5.74	15	Vérifiée

* **Vérification de la flèche**

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

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow e = 14 \text{ cm} < 16.15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6.79 \text{ cm}^2 < 12.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La première (1) condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :

$$\bar{f}_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ mm}$$

- **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p :**

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

$$\text{sous } \mathbf{j} \begin{cases} q_v^j = 5.98 \text{ KN} \\ q_p^j = 3.5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0.75 \times 5.85 = 4.39 \text{ KN.m}$$

$$\text{sous } \mathbf{g} \begin{cases} q_v^g = 6.58 \text{ KN} \\ q_p^g = 3.5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0.75 \times 6.45 = 4.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{sous } \mathbf{p} \begin{cases} q_v^p = 11.42 \text{ KN} \\ q_p^p = 7.5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0.75 \times 12.525 = 9.394 \text{ KN.m}$$

Après calcul :

$$f_{adm} = 3,8/500 = 7.6 \text{ mm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 3.2 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 1.513 \text{ mm} < f_{adm} = 7.6 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{vérifier.}$$

➤ **Schéma de ferrailage**

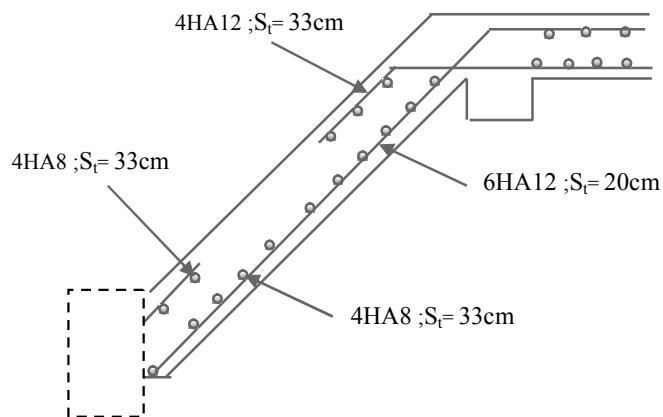


Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2), partie (ABC).

III.4.2.2 Etude de la partie (DEF) :

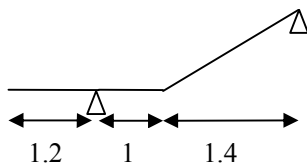


Figure III.27. : Schéma statique de la partie (DEF).

❖ **Combinaison des charges :**

➤ **A L'ELU :**

- **palier :**

$$q_p = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 5 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,5 \text{ KN/m.}$$

- **volée :**

$$q_v = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 8,92 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 15,792 \text{ KN/m.}$$

❖ **calcul des efforts internes :**

- **Réaction d'appuis :**

D'après les formules de RDM

$$R_A = 27,475 \text{ KN}$$

$$R_B = 19,755 \text{ KN}$$

La valeur du moment maximum est à :

$$X = 1,24 \text{ m} \Rightarrow M_{\max} = 12,22 \text{ KN.m}$$

La valeur de l'effort tranchant maximum est :

$$\Rightarrow T_{\max} = 19.755 \text{ KN}$$

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 :

Tableau III.24. Sollicitations dans la partie (CD) de l'escalier.

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M _{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	27.475	24.88	19.755	0	0	19.755	12.22	4.06
B	19.755	9.63	9.63	-2.49	2.29			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85M_{0u} = 10.387 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -6.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Ferraillage de l'escalier

Position	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A ^{calculé} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	10.387	0.051	0.065	0.117	2.55	1,45	4HA12 = 4.52	33
appui	-6.11	0.03	0.04	0.118	1.49	1,45	4HA8 = 2.01	33

* **Armature de répartition**

On a des charges réparties $\Rightarrow A_r = \frac{A_{principales}}{4}$

En travée : $A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 33 cm

En appui : $A_r = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 33 cm

* **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 19.755 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25 \text{ MPa}$$

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

➤ **Calcul à l'ELS**

* **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) : On doit vérifier

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

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 4.06 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_s^{max} = 3.045 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -2.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	3.045	3.41	5016.05	2.07	15	Vérifiée
En appui	- 2.03	2.89	4190.84	1.4	15	Vérifiée

* **Vérification de la flèche**

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

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow e = 14 \text{ cm} < 16.15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6.79 \text{ cm}^2 < 12.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les conditions S (1) et (2) ne sont pas satisfaites, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le **BAEL91** comme suit :

$$\bar{f}_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{2400}{500} = 4.8 \text{ mm}$$

Après calcul :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0.123 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 1.513 \text{ mm} < f_{adm} = 4.8 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{vérifier.}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

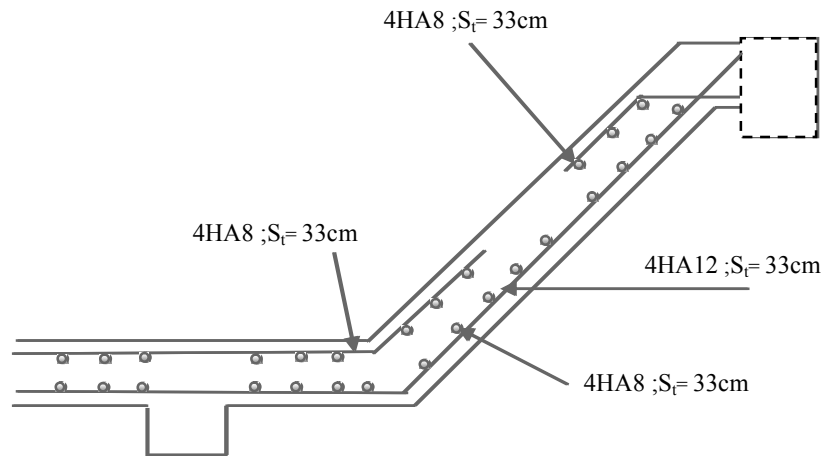


Figure III.28 Schéma de ferrailage de l'escalier type (2), partie (DEF).

III.4.3 Escalier type 2 :

III.4.3.1 Etude de la partie (AB) :

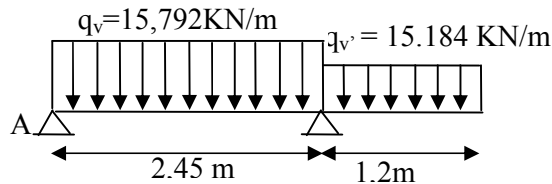


Figure III.29. Schéma statique de l'escalier type 2.

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 8,92 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{volée}' \begin{cases} G_v' = 8,47 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v' = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul du chargement qui revient sur l'escalier :**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,792 \text{ KN/m} \\ q_{uv}' = (1,35G_v' + 1,5Q_v') \times 1 = 15,184 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,42 \text{ KN/m} \\ q_{sv}' = (G_v' + Q_v') \times 1 = 10,97 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 42,92 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 31,27 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 15,19 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 11,07 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,75 M_{0u} = 0,75 \times 7.31 = 5.48 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -0,5 \times 7.31 = -3.653 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

La section à ferrailer est rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$:

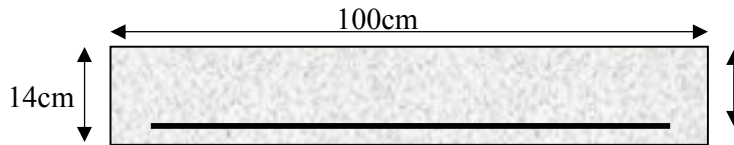


Figure III.30. Section d'escalier à ferrailer.

En travée: $M_{tu} = 5.48 \text{ KN.m} \Rightarrow A_t = 1.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : 4HA12 = $4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appui: $M_{au} = -3.653 \text{ KN.m} \Rightarrow A_a = 0.965 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : 4HA8 = $2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

$$A_t = 1.46 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = \frac{1.33 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \text{ Vérifiée.}$$

$$A_a = 0.965 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{min} = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Non vérifiée.}$$

Remarque : pour A_a on ferraille avec A_{min} .

* **Armatures de répartition :**

$$\text{Nous avons des charges réparties} \Rightarrow A_{rep} = \frac{A_{prin}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{et } St = 33 \text{ cm}$$

* **Calcul des espacements :**

En travée : $A_t = 4\text{HA12} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : $St = 33 \text{ cm}$.

En appui : $A_a = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : $St = 33 \text{ cm}$.

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

$$V^{max} = 42.92 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0.358 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

➤ **Calcul à l'ELS :**

* **Vérification des contraintes :**

$$\text{On a : } M_{0s}^{max} = 6.21 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0.75 M_{0s}^{max} = 4.657 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0.5 M_{0s}^{max} = -3.105 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée : $\sigma_{bc} = 2.896 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$vérifiée

En appui : $\sigma_{bc} = 2.647 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$vérifiée

*** Vérification de la flèche**

$$\Delta f = (0.699 - 0.424) + (1.343 - 0.514) = 1.4 < \bar{f} = \frac{3650}{500} = 7.3 \text{ mm}$$

Donc La flèche est vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage :**

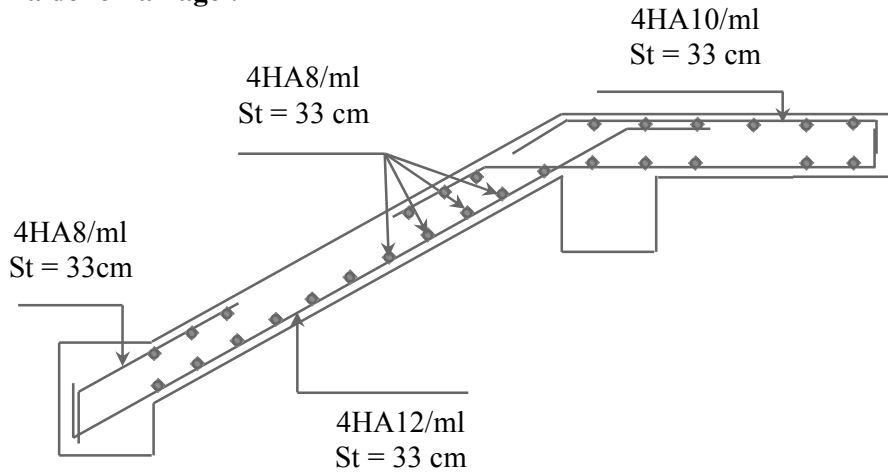


Figure III.31 Schéma de ferrailage de l'escalier type (2), partie (AB).

III.4.3 Escalier type 2 (RDC1) :

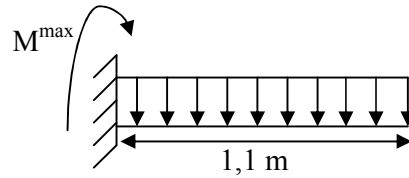


Figure III.32 : Schéma statique de la console.

$$G_v = 8,92 \text{ KN/ml}$$

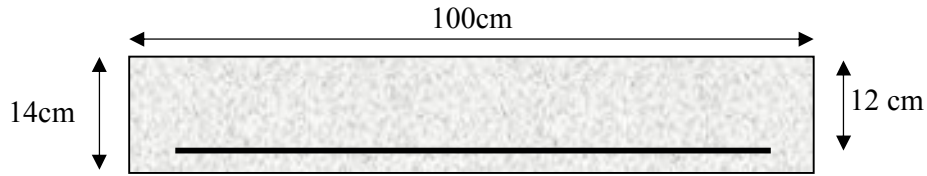
$$Q = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

$$M^{\max} = \frac{(1,35G_v + 1,5Q)l^2}{2}$$

$$\Rightarrow M^{\max} = \frac{(1,35 * 8,92 + 1,5 * 2,5)1,1^2}{2} = 9.554 \text{ KNm.}$$

$$V_u = (1,35G_v + 1,5Q)l = 17.37 \text{ KN.}$$

• **Ferraillage :**



La section à ferrailer est (b×e) = (1×0.14)

• **Armatures longitudinales :**

Tableau III.27: résultat de ferraillage de la console.

	M^{max} (KNm)	μ_{bu}	A	Z	$A_{calculée}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
En appui	9.554	0,047	0,06	0,117	2.35	4HA12=4.52

• **Armatures de répartitions**

$$A^{rep} = \frac{A^l}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

on choisit 4HA8 Soit $A^{rep} = 2.01 \text{ cm}^2$.

• **Vérifications à l'Etat Limite Ultime :**

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

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,12 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

☞ **En appuis :**

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

$$V^{max} = 17.37 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,145 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

➤ **Calcul à l'ELS**

* **Vérification des contraintes**

On a: $\{M_{as} = - 7.11 \text{ KN.m}$

En appui : $\sigma_{bc} = 3.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- **Vérification de la flèche :**

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

$$1) e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \quad \Leftrightarrow e = 14 \text{ cm} < 6.875 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 4.52 \text{ cm}^2 < 12.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

III.4.4. Etude d'escalier entre sol :

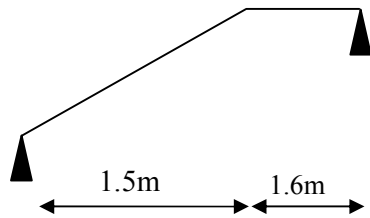


Figure III.33 :Schéma statique

❖ **Combinaison des charges :**

➤ **A L'ELU :**

- **palier :**

$$q_p = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 5 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,5 \text{ KN/m.}$$

- **volée :**

$$q_v = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 8.92 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 15.792 \text{ KN/m}$$

❖ **calcul des efforts internes :**

➤ **Réaction d'appuis :**

D'après les formules de RDM

$$R_A = 22.8 \text{ KN}$$

$$R_B = 18.7 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.28. Sollicitations dans la partie (CD) de l'escalier.

Appui	Réaction(KN)		V (KN)	M (KN.m)		V ^{max} (KN)	M _{0max}	
	ELU	ELS		ELU	ELS		ELU	ELS
A	22.8	24.88	22.8	0	0	22.8	16.46	12.05
B	18.7	9.63	18.7	0	0			

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_{tu} = 0,85M_{0u} = 12.34 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -8.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b.2. Ferrailage

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.29. Ferrailage de l'escalier.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	A^{adpt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	12.34	0.061	0.078	0.116	3.052	1,45	4HA12 = 4.52	33
appui	-8.23	0.04	0.051	0.117	2.01	1,45	4HA8 = 2.01	33

* Armature de répartition

On a des charges réparties $\Rightarrow A_r = \frac{A_{prin}}{4}$

En travée :

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_t = 33 \text{ cm}$$

En appui :

$$A_r = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_t = 33 \text{ cm}$$

* Vérification de l'effort tranchant

$$V^{max} = 22.8 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0.190 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.25 \text{ MPa}$$

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

➤ Calcul à l'ELS

* vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton (σ_{bc}) : On doit vérifier

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

En appliquant la méthode des sections :

$$M_s^{max} = 12.05 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,75 M_s^{max} = 9.04 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_s^{max} = -4.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	9.04	3.56	6846.5	4.7	15	Vérifiée
En appui	- 4.82	2.87	4539.1	3.04	15	Vérifiée

*** Vérification de la flèche :**

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

1) $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 14 \text{ cm} < 16.15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 6.79 \text{ cm}^2 < 12.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Les condition (1) et (2) n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :

$$\bar{f}_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3100}{500} = 6.2 \text{ mm}$$

Après calcule :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0.5 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f = 0.5 \text{ mm} < f_{adm} = 6.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{verifier.}$$

➤ Schéma de ferrailage :

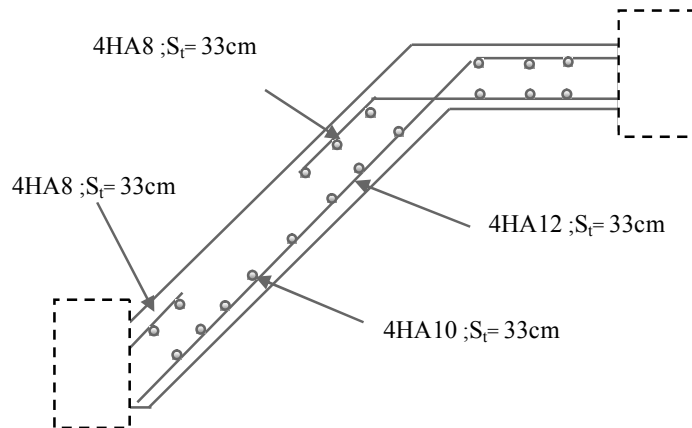


Figure III.33. Schéma de ferrailage de l'escalier entre Sol.

III.4.5. Etude de la poutre palière :

- Différents types de poutres :

D'après le plan architectural nous avons deux types de poutres palières

Type 1 : poutre palière de l'escalier type 1 (duplex)

Type 2 : poutre palière de l'escalier de service (ES)

- Pré-dimensionnement :

$$1/15 \leq h \leq 1/10 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.}$$

- Vérifications :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{vérifiée.}$$

⇒ On adopte une section de (30x40) cm²

- Charges revenant à la poutre palière :

• Poids propre :

$$G_0 = 25 \times (0.3 \times 0.4) = 3 \text{ KN/m}$$

✓ Réaction :

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B.

❖ à L'ELU:

$$R_B = 26.914 \text{ KN/m.}$$

❖ à L'ELS:

$$R_B = 19.37 \text{ KN/m.}$$

❖ Poids du mur :

$$P_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} = 2.53 \times 1.53 = 3.871 \text{ KN/m}$$

- Calcul des sollicitations :

Par la méthode de la RDM :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } q_u = 1.35 \times (3 + 3.871) + 26.914 = 36.19 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (3 + 3.871) + 19.37 = 26.241 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

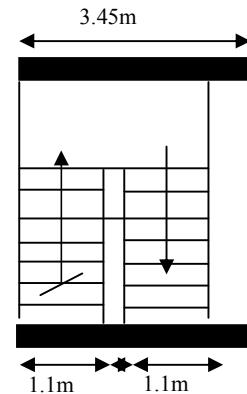


Figure III.34. Poutre palière de l'escalier type 1.

- **En appui :**

✓ **Effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{36.19 \times 3.45}{2} = 62.43 \text{ KN.} \\ \text{ELS: } V_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{26.241 \times 3.45}{2} = 45.266 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ **Moment d'appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_a^u = -\frac{q_u \times l^2}{12} = -\frac{36.19 \times 3.45^2}{12} \Rightarrow M_a^u = -35.896 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_a^s = -\frac{q_s \times l^2}{12} = -\frac{26.241 \times 3.45^2}{12} \Rightarrow M_a^s = -26.028 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **En travée :**

• **Moment fléchissant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_0^t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{36.19 \times 3.45^2}{24} \Rightarrow M_0^t = 17.948 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0^t = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{26.241 \times 3.45^2}{24} \Rightarrow M_0^t = 13.014 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En travée:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_t^u = 0.75 \times M_0^t = 13.461 \text{ KN.m.} \\ \text{ELS: } M_t^s = 0.75 \times M_0^t = 9.76 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

En appuis:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } M_a^u = -0.5 \times M_0^t = -8.974 \text{ KN.m.} \\ \text{ELS: } M_a^s = -0.5 \times M_0^t = -6.51 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$V^{\max} = 62.43 \text{ KN}$$

Ferraillage :

Tableau III.31. Résultat de ferraillage de la poutre palière.

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{cal} \geq A_{min}$ (cm ²)
En travée	13.461	0.023	0.029	0.365	1.058	1.34	Non vérifiée
en appuis	8.974	0.0154	0.0194	0.367	0.701	1.34	Non vérifiée

Remarque : $A_{cal} < A_{min}$ donc on ferraillera avec A_{min}

- **Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{62.43 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.562 \text{ MPa}$$

- **Calcul armatures transversales :**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1^{\min} \right) \Rightarrow \phi \leq 11.43 \text{ mm}, \text{ donc on choisit :}$$

$$A_t = 1.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA8} ; \text{ on adopt: } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- **Calcul à la torsion :**

- ✓ **Moment de torsion :**

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = 8.974 \times \frac{3.45}{2} = 15.48 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Armatures longitudinales :**

$$A_{tor}^l = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \Omega = (b - e) \times (h - e) = 777.589 \text{ cm}^2 \\ e = \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ cm} \\ U = 2 \times (b + h) = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{tor}^l = \frac{15.48 \times 10^{-3} \times 1.4}{2 \times 777.589 \times 10^{-4} \times 348} = 4 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Armatures transversales :**

$$\text{On fixe } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{tor}^l = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{15.48 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 777.589 \times 10^{-4} \times 348} = 0.429 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Contrainte de cisaillement a la torsion :**

$$\tau_u^{tor} = \frac{M^{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{15.48 \times 10^{-3}}{2 \times 777.589 \times 10^{-4} \times 0.0667} = 1.492 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_{tot}^{tor} \leq \bar{\tau} \quad \Rightarrow \quad \tau_{tot}^{tor} = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_u^2} = 1.594 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau_{tot}^{tor} = 1.594 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Ferraillage globale :**

En travée:

$$A_t = A_t^{tor} + A_t^{flex} = 4 + 1.57 = 5.57 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit } 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

en appuis :

$$A_a = A_a^{tor} + A_a^{flex} = 4 + 1.57 = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

Armature transversales :

$$A_{trans} = A_{trans}^{tor} + A_{trans}^{flex} = 0.429 + 1.51 = 1.939 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2. (\text{un cadre} + \text{un étrier})$$

- **Vérification divers (ELS) :**✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :** (art A. 4. 5. 2 CBA page 51)

Les fissurations est nuisibles

$$\text{Moments : } M_0^t = 13.014 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_r^S = 9.76 \text{ KN.m.} \\ M_a^S = -6.51 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Tableau III.32. Vérification des contraintes de la poutre palière à l'ELS.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)
Travées	9.76	24622	0.0687	2.726	15	179.119	201.63
Appuis	6.51	24622	0.0687	1.817	15	119.412	201.63

✓ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow & \text{vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} & \text{vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} & \text{vérifiée} \\ l = 3.45 \text{ m} < 8 \text{ m} & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

- Schéma de ferrailage :

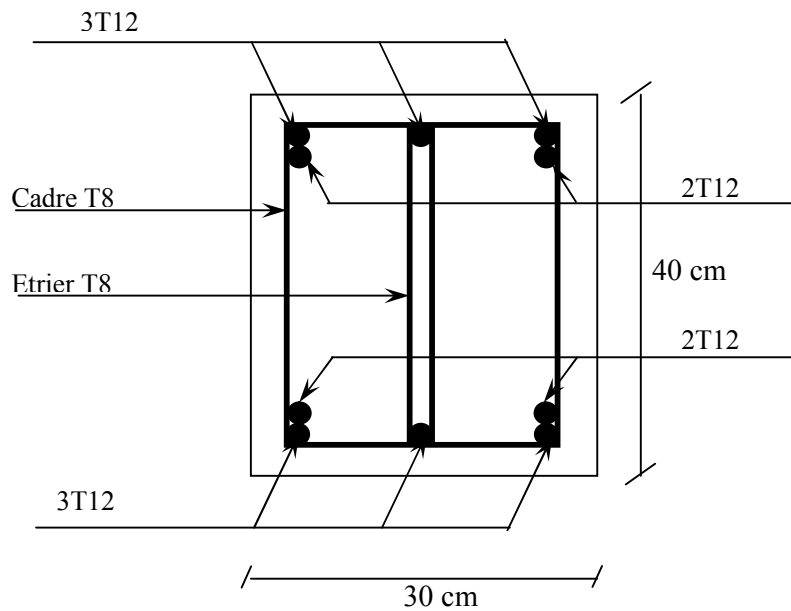


Figure III.35. : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4.6 Etude de la console de l'escalier courant :

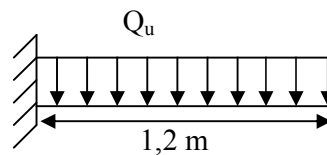


Figure III.36. Schéma statique de la console de l'escalier.

$$Q_u = 42.92 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 31.27 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{Q_u \times l^2}{2} = - \frac{42.92 \times 1.2^2}{2} = 30.90 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{Q_s \times l^2}{2} = - \frac{31.27 \times 1.2^2}{2} = 22.51 \text{ KN.m}$$

$$V_u = Q_u \times l = 42.92 \times 1.2 = 51.5 \text{ KN.}$$

• Ferrailage :

La section à ferrailer est $(b \times h) = (0.3 \times 0.3)$

- **Armatures longitudinales :**

Tableau III.33. Résultat de ferrailage de la console de l'escalier courant.

	M^{\max} (KNm)	μ_{bu}	α	Z	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
En appui	30.9	0,093	0,021	0.27	3.33	1.01	4HA12=4.52

- **Calcul armatures transversales :**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1^{\min} \right) \Rightarrow \phi \leq 11.43 \text{ mm}, \text{ donc on choisit :}$$

$$A_t = 1.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}8 \quad ; \quad \text{on adopt: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{51.5 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.61 \text{ MPa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{verifier.}$$

- **Vérification divers (ELS) :**

Vérification de la contrainte dans le béton :

Les fissurations est nuisibles

Tableau III.34. Vérification des contraintes de la console de l'escalier à l'ELS.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Appuis	22.51	31750	0.092	6.53	15	Vérifier

- Schéma de ferrailage :

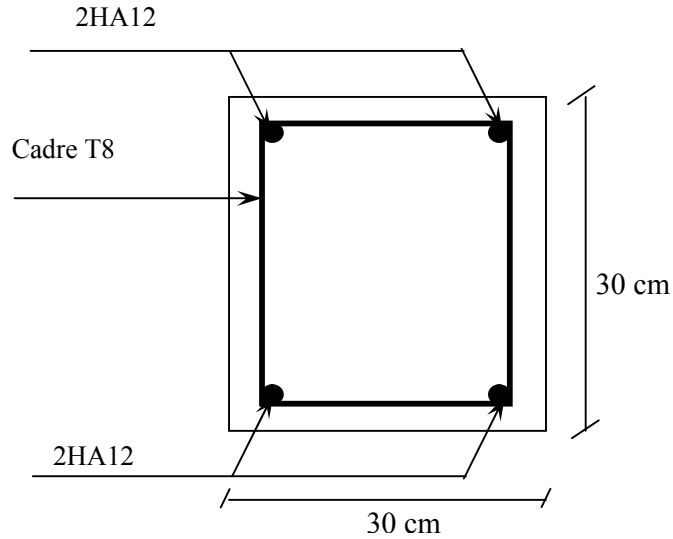


Figure III.37. Schéma de ferrailage de la console de l'escalier.

III.5 Etude de la dalle d'ascenseur :**III.5.1 Définition :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

- ☞ Longueur : 140 cm.
- ☞ Largeur : 110 cm.
- ☞ Hauteur : 220 cm.
- ☞ $V = 1.56$ m/s.
- ☞ $P_M = 15$ KN (charge due à la salle machine).
- ☞ $D_M = 51$ KN (charge due au poids propre de l'ascenseur).
- ☞ $F_C = 145$ KN (charge due à la rupture de câble).
- ☞ Course maximale = 50 m.
- ☞ $B_s \times T_s = 180 \times 210$ (dimensions de la gaine).
- ☞ Poids 8 personnes = 630 kg = 6.3 KN (charge nominal).
- ☞ $P = 15 + 51 + 6.3 = 72.3$ KN.

La dalle de cage de l'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes qui lui reviennent (machines + ascenseur + charge nominal).

Soit l'épaisseur de la dalle est : $e = 20 \text{ cm}$.

III.5.2 Dimensionnement :

Condition de résistance : $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 3.7 \leq e \leq 4.162$

Condition de coup feu : 2 heures $\Rightarrow e \geq 11 \text{ cm}$

Comme la dalle locale est destinée à reprendre des charges importantes on prend $e = 20 \text{ cm}$.

1^{er} cas : Dalle sous charge concentrée :

On a :

- ☞ $P = 72.3 \text{ KN}$.
- ☞ $h_0 = 20 \text{ cm}$.
- ☞ $h_1 = 5 \text{ cm}$.
- ☞ a_0 et U dimensions // $l_x = 1.665 \text{ m}$
- ☞ b_0 et V dimensions // $l_y = 2.4 \text{ m}$
- ☞ U et V les côtés de rectangle d'impact.
- ☞ a_0 et b_0 : surface de chargement.
- ☞ l_x et l_y : les dimensions de panneaux dalle.

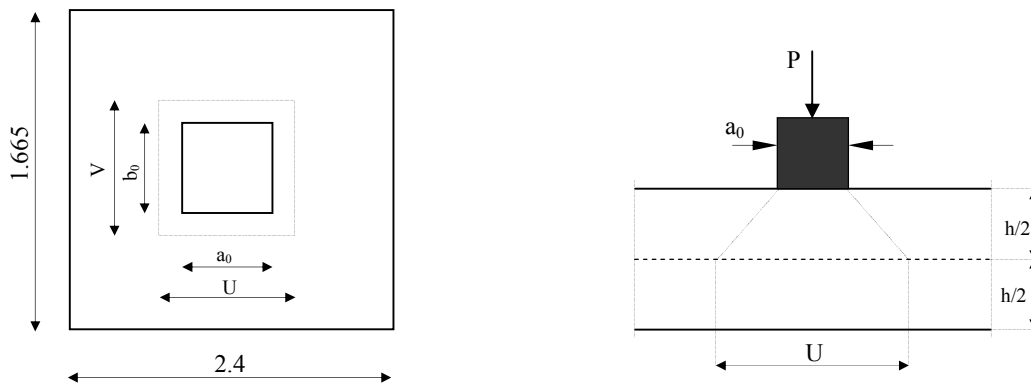


Figure III.38 : Schémas de l'ascenseur statique

avec :

$$U = a_0 + 2 \cdot \zeta \cdot h_1 + h_0 \quad \zeta : \text{coefficient dépend de revêtement.}$$

$$V = b_0 + 2 \cdot \zeta \cdot h_1 + h_0 \quad \zeta = 1 \text{ (revêtement en béton).}$$

$$V = 1.6 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \quad a_0 = b_0 \geq 76 \text{ cm}$$

Soit :

$$\begin{cases} a_0 = b_0 = 80\text{cm} \\ h_1 = 5\text{cm} \\ h_0 = 20\text{cm} \end{cases} \quad \text{D'où :} \quad \begin{cases} U = 110\text{cm} \\ V = 110\text{cm} \end{cases}$$

- **Calcul à l'ELU :**

1) Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = p_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_{y1} = p_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases}$$

$$\text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficients donnés en fonction de $(\rho = \frac{l_x}{l_y}; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de

PIGEAUD

Après l'interpolation :

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.69 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{110}{166.5} = 0.66 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{110}{240} = 0.46 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_1 = 0,073 \\ M_2 = 0,079 \end{cases}$$

$$\text{A l'ELU :} \quad \begin{cases} M_{x1} = p_u \times M_1 \\ M_{y1} = p_u \times M_2 \end{cases}$$

Avec :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 72.3 + 1,5 \times 0 = 97.6 \text{KN/ml}$$

$$M_{x1} = 97.6 \times 0,073 = 7.125 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 97.6 \times 0,079 = 7,71 \text{KN.m}$$

2) Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

$$\rho = 0,69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0697 \\ \mu_y = 0,4181 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times P_u \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 1 = 9,73 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0,0697 \times 9,73 \times (1,665)^2 = 1,88 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,4181 \times 1,88 = 0,786 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,496 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4) Calcul des armatures :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur les résultats de calcul du ferrillage, seront résumés sur le tableau ci-dessous :

Tab.III.35 : Calcul des armatures.

Zone	Sens	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Sur appuis	X-X	-2,7	0,433	4HA8=2.01 cm ² ($S_t=25$ cm)
En travée	X-X	7,65	1,23	4 HA10=3.14 cm ² ($S_t=25$ cm)
Sur appuis	YY	-2,55	0,41	4 HA8=2.01 cm ² ($S_t=25$ cm)
En travée	YY	7,22	1,16	4 HA10 = 3.14 cm ² ($S_t=25$ cm)

Remarque: Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

5) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité :

(BAEL91 Art A.4.2.1)

$$\begin{cases} \rho > 0,4 \\ e > 12 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 1.85 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{en travée:} \\ x - x : A_t^x = 3.14 \text{ cm}^2 \\ y - y : A_t^y = 3.14 \text{ cm}^2 \\ \text{en appuis} \\ x - x : A_a^x = 2.01 \text{ cm}^2 \\ y - y : A_a^y = 2.01 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \leq \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 1.85 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \text{ vérifiée.}$$

b) Verifikation au poinçonnement:

Selon le BAEL 91 article A.5.2, 42 page 63, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite.

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

Avec : U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$\left\{ \begin{array}{l} U_c = 2(U + V) = 2(2 \times 110) = 220.22 \text{ cm} \\ 0,045 \times 2.202 \times 0,2 \times 25 \times 10^3 / 1,5 = 330.33 \text{ KN} \\ P_u = 97.6 \text{ KN} \leq 330.33 \text{ KN} \quad \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

c) Le diamètre des barres :

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

d) les espacements :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\diamond \text{ Armatures } A_x // L_x : S_t^x = 25 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\diamond \text{ Armatures } A_y // L_y : S_t^y = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{on a } U = V \\ \text{Au niveau de } U = V : T^{\max} = V_u = \frac{P_u}{3 \times U_c} = 14.77 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) ; \quad \text{F.P.N}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{14.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.082 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6) Verifications à l'ELS:

a) Moments engendrés par le système de levage :

$$p_s = G + Q = 72.3 + 0 = 72.3 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_x = p_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) \\ M_y = p_s \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 72.3 \times (0,073 + 0,2 \times 0,079) = 6.42 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 72.3 \times (0,079 + 0,2 \times 0,073) = 6.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Moments engendrés ($M_{x2}; M_{y2}$) par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0755 \\ \mu_y = 0,5704 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0,0755 \times 7.1 \times (1.665)^2 = 1,486 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,5704 \times 1.486 = 0,847 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.42 + 1,486 = 7.91 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.77 + 0,847 = 7,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

les moments réels :

$$\text{en travée: } \begin{cases} M_x = 0.85M_x^x = 6.723 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.85M_y^y = 6.477 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{en appui: } \begin{cases} M_x = -0.3M_x^x = -2.373 \text{ KN.m} \\ M_y = -0.3M_y^y = -2.286 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Vérification des contraintes dans le béton :

La vérification à l'ELS se fera pour une bande de 1m de largeur, les résultats de calcul seront résumés sur le tableau.III.36 ci-dessous :

Tab.III.36 : Vérification des contraintes dans le béton.

Zone	Sens	M _s (KN.m)	A _{adop} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
Sur appuis	X-X	2.373	2.01	0.926	15	vérifiée
En travée	X-X	6.723	3.14	2.18	15	vérifiée
Sur appuis	YY	2.286	2.01	0.893	15	vérifiée
En travée	YY	6.477	3.14	2.1	15	vérifiée

Avec :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

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

- Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$
- Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

2^{ème} cas : Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

Les dimensions sont les mêmes (166.5 × 240 et h=20cm)

☞ Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 6.1 \text{ KN/m}^2$

☞ Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{(1.665 \times 2.4)} = 36.286 \text{ KN/m}^2$

☞ $G_{total} = G_1 + G_2 = 42.386 \text{ KN/m}^2$

1) Calcul des moments à l'ELU :

$$\rho = 0,69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0697 \\ \mu_y = 0,4181 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times P_u \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$p_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 42.386 + 1,5 \times 1 = 58.72 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = 0,0697 \times 58.72 \times (1.665)^2 = 11.366 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,4181 \times 11.366 = 4.744 \text{ KN.m} \end{cases}$$

les moments réels :

$$\text{en travée: } \begin{cases} M_t^x = 0.85M_x = 9.644 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85M_y = 4.032 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{en appuis: } \begin{cases} M_a^x = -0.3M_x = -3.41 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3M_y = -1.423 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Ferrailage :

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.37. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée (x-x)	9.644	0,021	0,0265	0,178	1.56	1,85	4HA10 = 3.14 (S _f =33 cm)
Appui (x-x)	- 3.41	0,006	0,008	0,120	0,31	1,6	4HA8 = 2,01 (S _f =33 cm)
Travée (y-y)	4.032	0.0087	0.011	0.179	0.647	1,85	4HA10 = 3.14 (S _f =33 cm)
Appui (y-y)	-1.423	0.003	0.004	0.18	0.227	1,6	4HA8 = 2,01 (S _f =33 cm)

3) Calcul à l'ELS

$$P_s = 43.386 \text{KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0755 \times 43.386 \times 1,665^2 = 9.08 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 5.179 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 7.718 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 4.402 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,3 \cdot M_x = -2.724 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 \cdot M_y = -1.554 \text{KN.m}$$

4) Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau.III.38 suivant:

Tableau III.38 : Vérification des contraintes.

Position	M_x (KN.m)	A_s cm ²	y (cm)	I cm ⁴	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Observation
Travée (x-x)	7.718	3.14	3.67	11319	2.5 < 15	/	Vérifiée
Appui (x-x)	- 2.724	2.01	3	7683	1.06 < 15	/	Vérifiée
Travée (y-y)	4.402	3.14	3.67	11319	2.593 < 15	/	Vérifiée
Appui (y-y)	-1.554	2.01	3	7683	0.61 < 15	/	Vérifiée

5) Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} \right) \times l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 20 \text{ cm} > 6.24 \text{ cm} \dots \dots \text{Vérifiée.} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

6) Schéma de ferrailage :

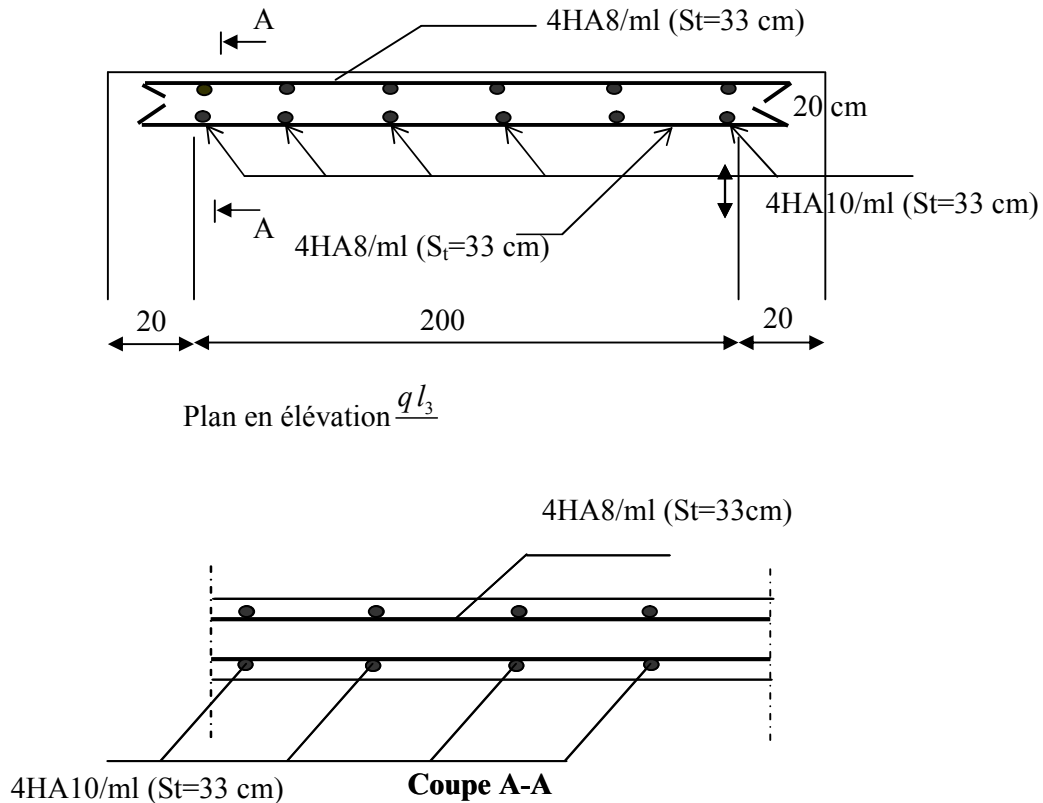


Figure III.39 : Schémas de ferrailage de la dalle du local machin

II.6 Etude de la poutre de chaînage :

- Définition :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

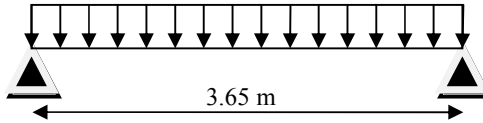
- **Dimensionnement :**

Figure III.40 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

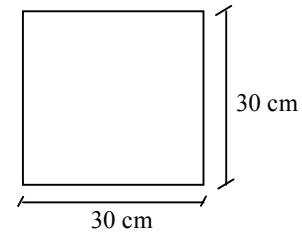
On a : $L=3.65-0.3=3.35$ m.

Selon la condition de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{335}{15} \leq h_t \leq \frac{335}{10} \Rightarrow 22.33 \leq h_t \leq 33.5.$$

$$\checkmark \text{ Le RPA exige : } \begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ On adopte : } \begin{cases} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations :**

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

- poids propre de la poutre :

$$P_{\text{poutre}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

- poids du mur :

$$P_{\text{mur}} = 2.53 \times (3.06 - 0.35) = 6.856 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc on aura : } G = P_{\text{mur}} + P_{\text{poutre}} = 9.233 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 9.233 = 12.464 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G = 9.233 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$M_t^0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12.464 \times (3.65)^2}{8} = 20.756 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tser}}^0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{9.233 \times (3.65)^2}{8} = 15.376 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

- **En travée :**

$$M_t^u = 0.85 \times M_t^0 = 0.85 \times 20.756 = 17.643 \text{ KN.m}$$

$$M_t^s = 0.85 \times M_{tser}^0 = 0.85 \times 15.376 = 13.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.643 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.27)^2 \times 14.2} = 0.0568$$

$$\mu_{bu} = 0.0568 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0568}) = 0.073$$

$$Z = 0.27(1 - 0.4 \times 0.073) = 0.262 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{17.643 \times 10^{-3}}{0.262 \times 348} = 1.935 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA12 $\Rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$.

▪ **En appuis :**

$$M_a^u = 0.5 \times M_t^0 = 0.5 \times 20.756 = 10.378 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = 0.5 \times M_{tser}^0 = 0.5 \times 15.367 = 7.688 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.378 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.27)^2 \times 14.2} = 0.0334$$

$$\mu_{bu} = 0.0334 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0334}) = 0.0425$$

$$z = 0.27(1 - 0.4 \times 0.0425) = 0.265$$

$$A_a = \frac{10.378 \times 10^{-3}}{0.265 \times 348} = 1.125 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10 $\Rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$.

▪ **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400} = 0.978 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.978 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 0.978 \text{ cm}^2 \leq A_a = 2.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

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

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.464 \times 3.65}{2} = 22.747 \text{ KN.}$$

On a :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{22.747 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.281 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.281 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

▪ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

$$\text{Soit un cadre } \phi 8 \text{ plus une épingle } \phi 8 \Rightarrow A_t = 2 \times \phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

▪ **Les espacements :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = \frac{3.39 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} = 113 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} = \frac{0.9 \times 3.39 \times 10^{-4} \times 400}{0.3 \times (0.281 - 0.3 \times 25)} = -0.0563 < 0$$

Le **RPA99/ version 2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Calcul à l'ELS :**

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton : (CBA art A. 4. 5. 2)**

$$M_t^s = 13.07 \text{ MN.m} ; A_t = 3.39 \text{ cm}^2.$$

$$M_a^s = 7.688 \text{ MN.m} ; A = 2.36 \text{ cm}^2.$$

Tableau III.39. Vérification des contraintes dans le béton pour la poutre de chaînage.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travées	13.07	23476.7	8.02	4.645	15	158.489	201.63
Appuis	7.688	17587	6.89	3.011	15	131.868	201.63

▪ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow & \text{vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} & \text{non vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} & \text{vérifiée} \\ l = 3.45m < 8m & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, on passe à la vérification de la flèche.

- **Valeur limite de la flèche :(CBA93.art (B.6.5.3) :**

Dans notre cas (L < 5m), la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{365}{500} = 0,73 \text{ cm}$$

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

$$0.264 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{140}{500} = 2.8 \text{ mm} \text{ Donc la flèche est vérifiée}$$

- Schéma Ferrailage :

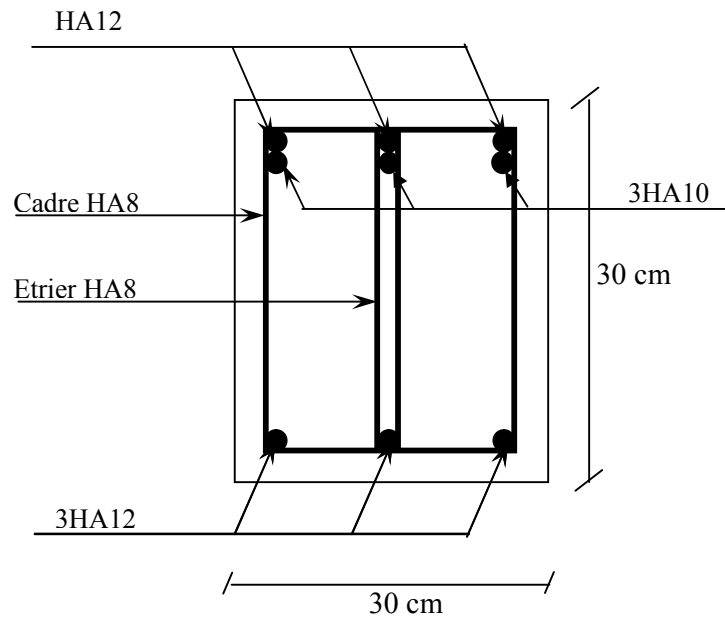


Figure III.41 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.7. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

IV.1. Introduction :

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une :

Rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

IV.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.

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 où 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 contreventements de notre structure.

IV.3. Méthode de calcul :

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

- ✓ Par la méthode statique équivalente ;
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

➤ Calcul de la force sismique totale : **RPA99 (Article 4.2.3)**

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

RPA99 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité.

Le valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q_{x,y} = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q .

Critère Q	Valeurs de P_{Qx}		Valeurs de P_{Qy}	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	0	/	0	/
Redondance en plan	0	/	0	/
Régularité en plan	0	/	0	/
Régularité en élévation	0	/	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05	/	0.05
Contrôle de la qualité de la construction	/	0.1	/	0.1

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

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

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Le poids totale de la structure donné par logiciel sap2000 ; avec le poids des murs extérieurs = 2.53 KN/m² .

$$W = 38279.796 \text{ KN.}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \text{ RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Tableau IV.2. Les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99 (Tableau 4.2).

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_n = 38.14 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (38.14)^{3/4} = 0.767 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 24.1 \text{ m}, \quad L_y = 8.9 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.699 \text{ s} \\ T_y = 1.151 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.699\text{s} > T_2 = 0.5\text{s}$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.767\text{s} > T_2 = 0.5\text{s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.699} \right)^{2/3} = 1.632 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.767} \right)^{2/3} = 1.534 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.699 = 0.91\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.767 = 0.997\text{s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.632 \times 1.15}{5} \times 38279.796 = 2155.305\text{KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.534 \times 1.15}{5} \times 38279.796 = 2.025.88\text{KN}$$

➤ **Spectre de réponse de calcul :**

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

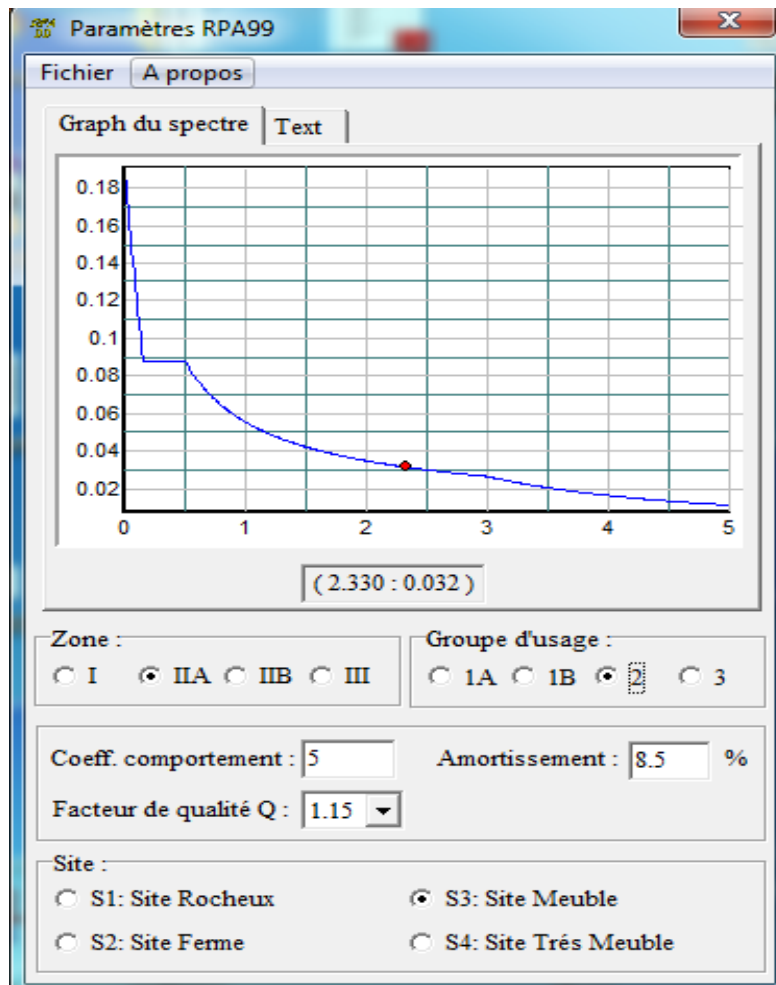


Figure IV.1 Spectre de réponse.

➤ **Période de vibration et participation massique :**

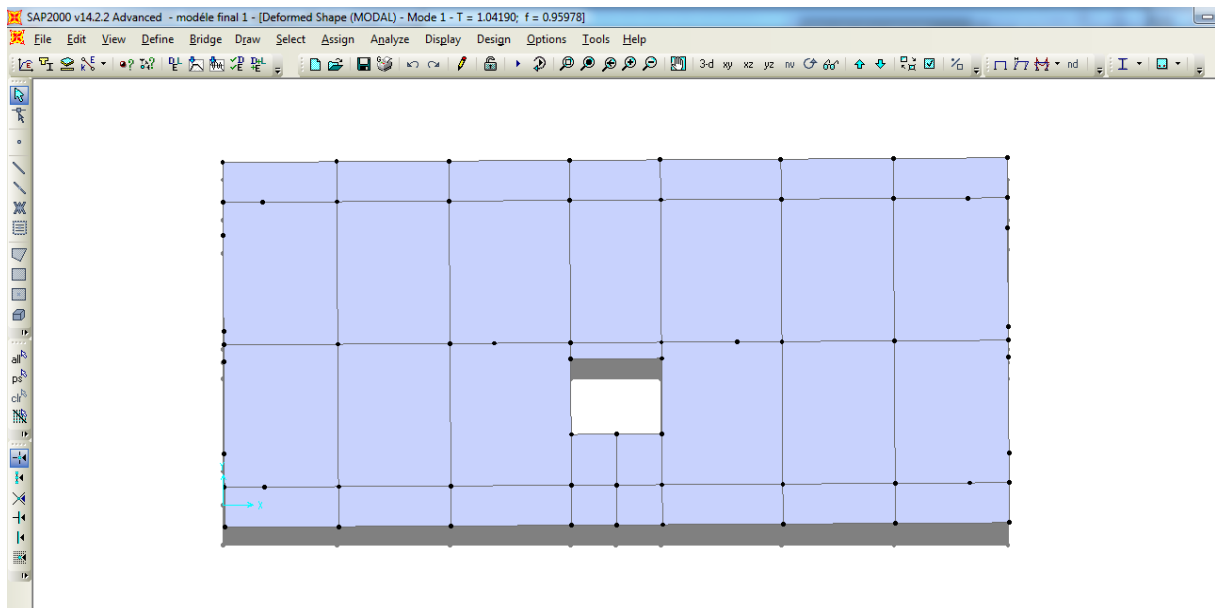
Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

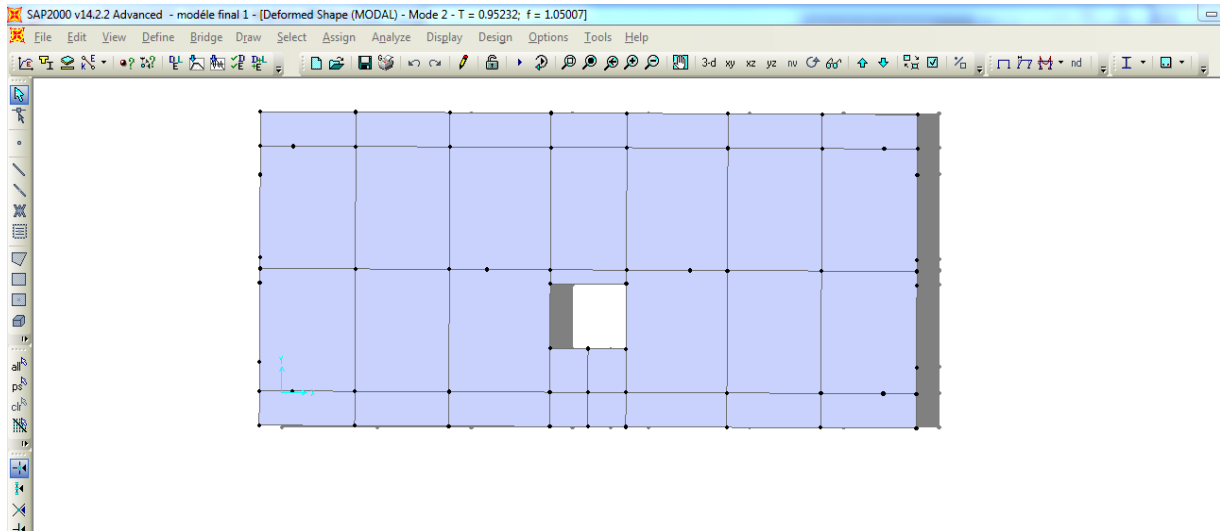
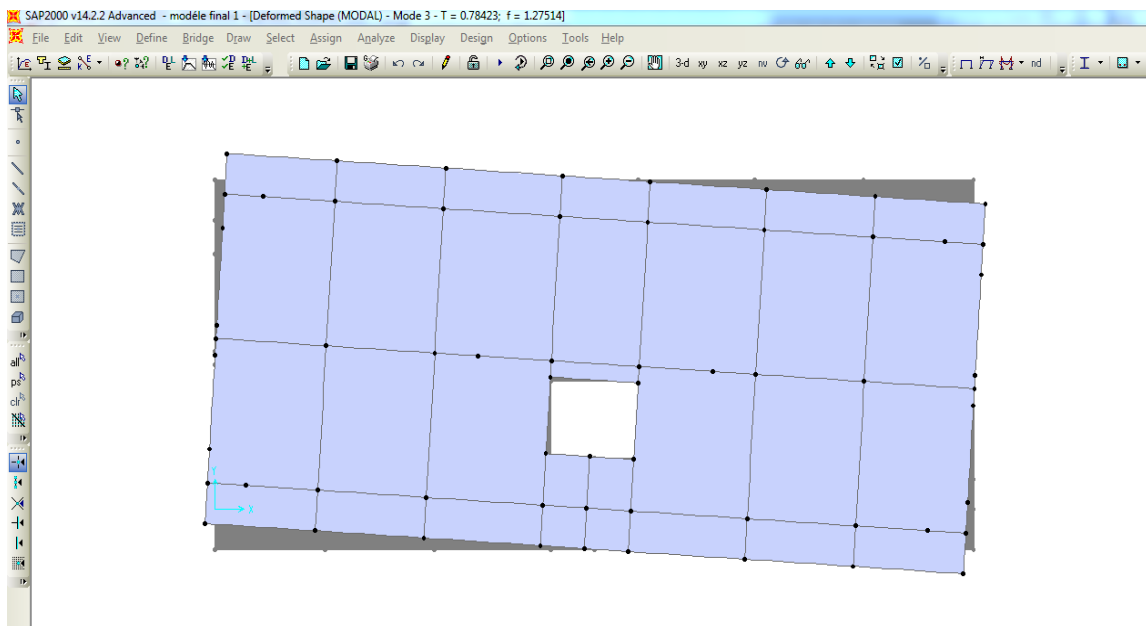
Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (U _X)	Suivant Y (U _Y)	Suivant X (U _X)	Suivant Y (U _Y)
1	1.041905	0.00016	0.72667	0.00016	0.72667
2	0.952322	0.72345	0.00025	0.72361	0.72692
3	0.784226	0.00162	0.00503	0.72523	0.73195
4	0.355299	0.000006683	0.12633	0.72524	0.85828
5	0.300782	0.135	0.00007391	0.86024	0.85835
6	0.278887	0.00284	0.00176	0.86308	0.86011
7	0.184715	0.000001979	0.04675	0.86308	0.90686
8	0.1528	0.04652	0.00001348	0.9096	0.90688
9	0.147535	0.00169	0.00053	0.00016	0.72667
10	0.116895	0.000002156	0.02468	0.72361	0.72692
11	0.094825	0.00033	0.00044	0.72523	0.73195

1^{er} Mode de vibration de déformation (T=0.997 s) : translation suivant y-y.

**Figure IV.2.** 1^{er} mode de vibration.

2^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.91s) : translation suivant x-x.**Figure IV.3. 2^{ème} Mode de vibration.****3^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.784s) : Rotation selon z-z.****Figure IV.4. 3^{ème} Mode de vibration.**

➤ **La vue en 3D de la structure.**

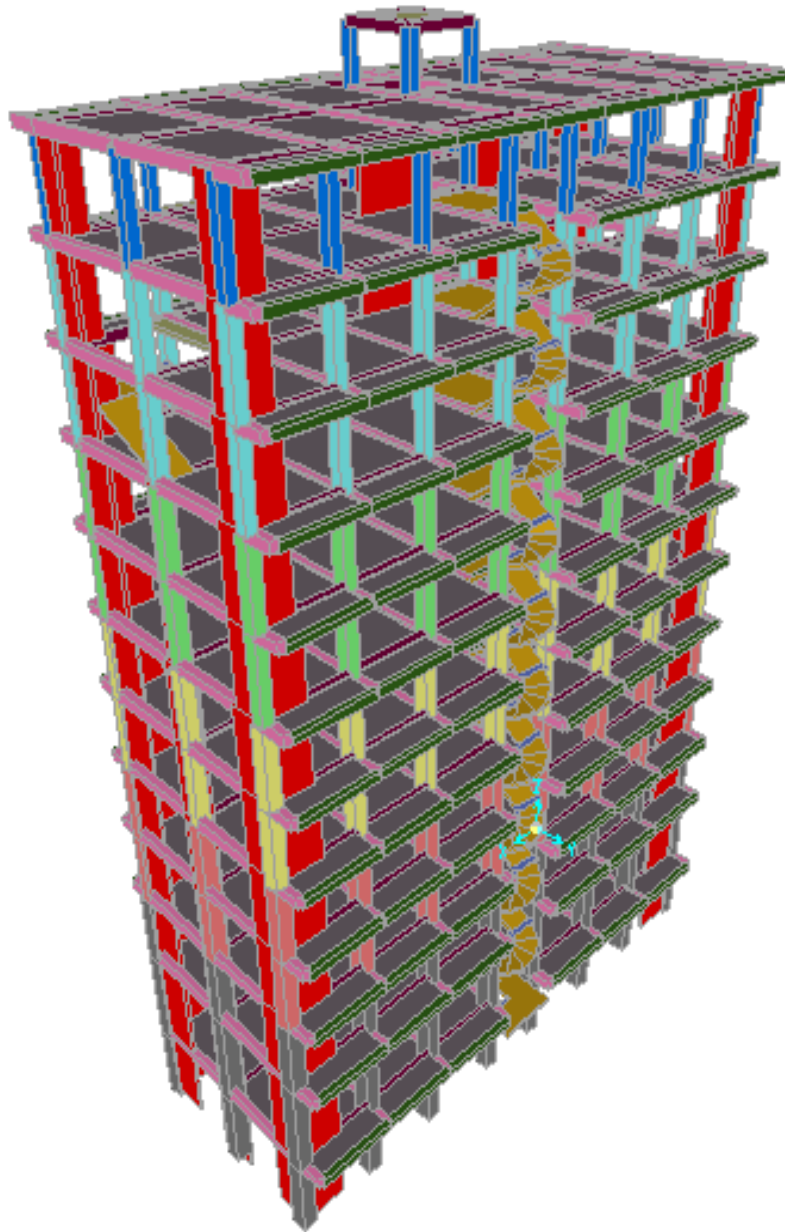


Figure IV.5. *La vue en 3D de la structure.*

IV.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 du RPA,

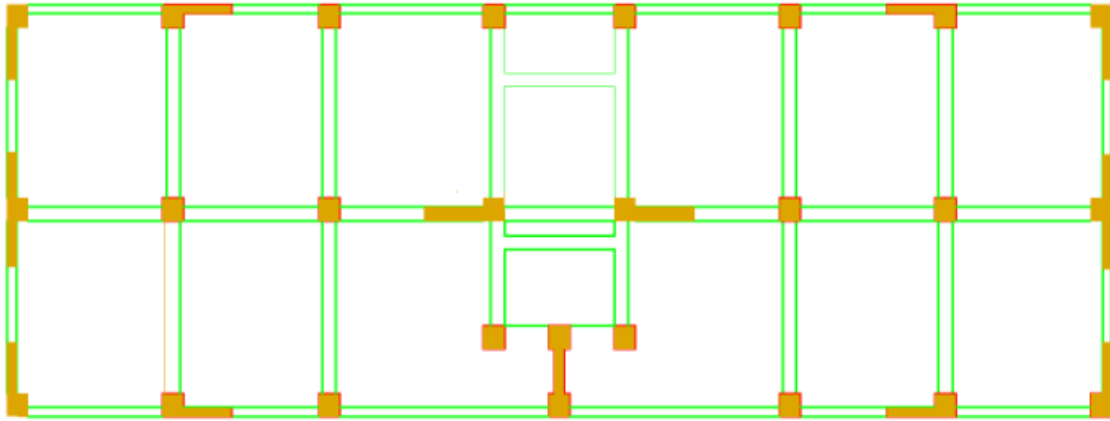


Figure IV.6. Disposition des voiles.

Période majorées de 30% $\begin{cases} T_x = 0,901 \text{ s} \\ T_y = 0,997 \text{ s} \end{cases}$

➤ **Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003**

- **Justification de l'interaction voiles-portiques :**

Le **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ **Sous charges verticales**

- ◆ Les voiles doivent reprendre au moins 20% des sollicitations.
- ◆ Les portiques doivent reprendre au plus 80% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales**

- ◆ Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations.
- ◆ Les portiques doivent reprendre au plus 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau IV.4 suivant :

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E. Sol	34948.561	5511.508	86.37790756	13.622092
RDC1	31348.253	4734.736	86.87820457	13.121795
RDC2	27534.327	4554.645	85.80619847	14.193802
1	24050.085	4351.391	84.67899696	15.321003
2	21059.666	3917.745	84.31484752	15.685152
3	17930.663	3572.939	83.38446275	16.615537
4	15276.858	2296.555	86.93165067	13.068349
5	12330.069	1800.08	87.26071466	12.739285
6	9862.875	1181.416	89.30292583	10.697074
7	7175.726	499.963	93.48640884	6.5135912
8	4814.534	634.192	88.36072873	11.639271
9	2432.315	572.178	80.95592168	19.044078

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E.Sol	433.92	589.161	42.41306	57.58694	447.168	465.108	49.016744	50.9832
RDC1	373.927	780.004	32.40462	67.59538	247.552	494.099	33.378502	66.6215
RDC2	612.913	602.588	50.42472	49.57528	356.072	452.24	44.051306	55.9486
1	484.498	591.963	45.00841	54.99159	262.415	441.122	37.299388	62.7006
2	517.465	498.739	50.92137	49.07863	253.228	399.329	38.805499	61.1945
3	432.879	501.189	46.34341	53.65659	254.661	348.35	42.231567	57.7684
4	500.217	306.505	62.00612	37.99388	180.402	351.318	33.928007	66.0719
5	385.53	342.808	52.93284	47.06716	225.374	48.868	82.180701	17.8193
6	391.612	268.805	59.29769	40.70231	197.082	23.776	89.234711	10.7652
7	290.636	2.247	99.2328	0.767201	170.566	186.275	47.798879	52.2011
8	271.001	133.723	66.95946	33.04054	183.052	49.953	78.561404	21.4386
9	222.485	81.051	73.29773	26.70227	142.966	53.325	72.833701	27.1663

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié

➤ **Vérification de la résultante des forces sismique à la base :**

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1771.56	1724.24	Vérifiée
Suivant Y-Y	1692.677	1620.7	Vérifiée

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 $(0,8V_{st}/V_{dyn})$

➤ **Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux**

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (**Art4.43**).

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau IV.7 suivant :

Tableau IV.7. Vérifications des déplacements de niveaux.

Niveau	h _k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	Δ _k /h _k (%)	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	Δ _k /h _k (%)
E.Sol	3.4	0.06	0.3	0	0.3	0.00088	1.2	0.04	0	0.04	0.00012
RDC1	4.14	0.22	1.1	0.003	0.8	0.00193	0.28	1.4	0.0004	0.36	0.00087
RDC2	3.06	0.36	1.8	0.011	0.7	0.00229	0.47	2.35	0.014	0.55	0.00179
01	3,06	0.51	2.55	0.018	0.75	0.00246	0.56	2.8	0.0235	0.45	0.00147
02	3,06	0.67	3.35	0.0255	0.8	0.00261	0.85	4.25	0.028	0.45	0.00147
03	3,06	0.69	4.15	0.0335	0.8	0.00261	1.04	5.2	0.0425	0.95	0.00310
04	3,06	0.99	4.95	0.0415	0.8	0.00261	1.24	6.2	0.052	1	0.0033
05	3,06	1.14	5.7	0.0495	0.75	0.00245	1.42	7.1	0.062	0.7	0.00229
06	3,06	1.28	6.4	0.057	0.7	0.00229	1.6	8	0.071	0.6	0.00196
07	3,06	1.42	7.1	0.064	0.7	0.00229	1.78	8.9	0.08	0.9	0.00294
08	3,06	1.54	7.7	0.071	0.6	0.00196	1.93	9.65	0.089	0.75	0.00245
09	3,06	1.64	8.2	0.077	0.5	0.00163	2.06	10.3	0.0965	0.65	0.00212

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-Δ)**

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K = Σ_{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-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.

✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	θ_K	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_K
E.Sol	3.4	36082.989	0.3	1023.081	0.0311	0.04	912.276	0.0047
RDC1	4.14	32088.972	0.8	1153.931	0.054	0.36	741.651	0.0376
RDC2	3.06	28401.476	0.7	1215.501	0.0534	0.55	808.312	0.0631
01	3,06	24977.411	0.75	1076.461	0.0569	0.45	703.537	0.0522
02	3,06	21503.602	0.8	1016.204	0.0553	0.45	652.557	0.0485
03	3,06	17573.413	0.8	934.068	0.062	0.95	603.011	0.0905
04	3,06	14130.149	0.8	806.722	0.0458	1	531.72	0.0868
05	3,06	11044.291	0.75	728.338	0.037	0.7	274.242	0.092
06	3,06	7675.689	0.7	660.417	0.026	0.6	220.858	0.068
07	3,06	5448.726	0.7	292.883	0.042	0.9	356.841	0.0449
08	3,06	3004.493	0.6	404.724	0.014	0.75	233.005	0.0316
9	3.06	0	0.5	303.536	0	0.65	196.291	0

Remarque :

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P- Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\gamma = N / (f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N / (f_{c28} \times B) \leq 0,3 \text{ RPA99 (Formule 7)}$$

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	γ	Observation
E.S	12	2486.166	0.235	Vérifiée
RDC1	0.4225	2225.378	0.2106	Vérifiée
RDC2	0.4225	1908.436	0.1806	Vérifiée
Etage 1	0.36	1696.691	0.1885	Vérifiée
Etage 2	0.36	1493.404	0.1974	Vérifiée
Etage 3	0.3025	1292.217	0.1708	Vérifiée
Etage 4	0.3025	1097.853	0.1756	Vérifiée
Etage 5	0.25	905.661	0.1449	Vérifiée
Etage 6	0.25	719.291	0.14208	Vérifiée
Etage 7	0.2025	534.233	0.10551	Vérifiée
Etage 8	0.2025	353.455	0.0883	Vérifiée
Etage 9	0.16	173.688	0.043	Vérifiée

IV.5 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 différentes sections adoptées pour les poteaux sont résumé dans tableau suivant :

Poteaux	Entre sol, RDC1 et RDC2	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9
Section	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40

V.1 Introduction

Une construction parasismique en béton armé doit résister avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre les efforts qui leurs sont transmis.

V. 2 Etude des poteaux :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Définition :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant.

$$\triangleright 1.35G + 1.5Q$$

$$\triangleright G + Q$$

$$\triangleright G + Q - E$$

$$\triangleright 0.8G + E$$

$$\triangleright 0.8G - E$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant

$$\bullet M^{\max} \rightarrow N^{\text{cor}}$$

- 2) Effort normal avec son moment correspondant :

$$\bullet N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$$

- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :

$$\bullet N^{\min} \rightarrow M^{\text{cor}}$$

Note : Le ferrillage peut être tiré directement du logiciel (**sap 2000**).

V. 2. 1 Recommandations du RPA99/Version 2003 :

a) Armatures longitudinale :

1. Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
2. Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.

3. Leur pourcentage maximal :

- $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.

- $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.

4. $\phi_{\min} > 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).

5. La longueur minimal de recouvrement est de $40 \phi_l$ en zone II.

6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.

7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{b}; b_1; h_1; 60cm \right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

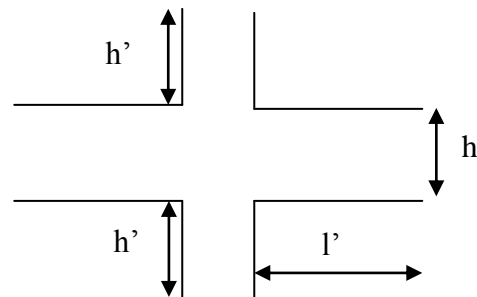


Figure V.1. Zone nodale.

Les valeurs min et max des armatures dans les poteaux sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section des poteaux	A^{\min} RPA (cm^2)	A^{\max} RPA (cm^2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
ES, RDC1 et RDC2	65×65	33.8	169	253.5
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	60×60	28.8	144	216
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
9 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96

b) Armatures transversales : RPA99 (Art 7. 4. 2. 2)

- Les armatures transversales des poteaux calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte élastique de l'acier d'armature transversale.

t : espacement entre les A_t ;

Avec :

- $t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm}) \Rightarrow$ En zone nodale.
- $t < 15 \phi_l \Rightarrow$ en zone courante.

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

Avec :

λ_g : L'élanement géométrique, $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ (a et b sont les dimension de la section)

- La quantité minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ En pourcentage est :

$$\begin{cases} 0.003 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.008 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Interpolation entre les valeurs si : $3 < \lambda_g \leq 5$

- Les cadres et étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ (au minimum).

V. 2. 2 Section de ferrailage des poteaux :

Tableau V.2 :Section de ferrailage des poteaux.

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)	
ES, RDC1 et RDC2	-2534.648	-3.214	-641.124	0.8375	-51.2361	-1969.422	72.385
1 ^{ème} et 2 ^{ème} Etage	-1717.307	11.9729	-463.196	3.7285	45.0616	-1493.44	70.875
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	-1292.217	-9.717	-327.546	4.3949	31.1258	-1016.541	39.864
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	-905.661	-10.0518	-161.415	-3.8963	34.1127	-624.566	41.519
7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etage	-534.233	-10.1418	-50.485	0.224	-29.4246	-307.565	30.164
9 ^{ème} étage	-179.289	-6.8987	-13.07	-1.1397	32.9548	-137.708	18.87

V. 2. 3 Ferrailage des poteaux :

- Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

V.2.4 Exemple de calcul :

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3 \text{ cm}$) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$-N_{min} = -641.124 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 0.8375 \text{ KN.m} \quad (0.8G-E_y)$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 65 \text{ cm} ; d = 62 \text{ cm} ;$$

$$\text{Situation accidentelle: } \gamma_b = 1,15 \text{ et } \gamma_s = 1$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0013 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \Rightarrow \text{le centre de pression est Entièrement comprimée}$$

N est un effort de compression Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$\text{Avec : } N_U \times (d - d') - M_{UA} < (0.5 - d') \times b \times h \times F_{bu}$$

$$\Rightarrow 0.18919 < 2.82 \text{ vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section entièrement comprimée.}$$

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.189 \text{ MN.m}$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{f'_{st}}$$

$$\Rightarrow \psi = \frac{0.357 + \left(\frac{N_u(d-d') - M_{uA}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}} \right)}{0.857 - \frac{d'}{h}} = 0.464$$

$$f'_{st} \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec } \varepsilon_s = 4.237\text{‰} > \varepsilon_s = 2\text{‰}$$

$$A' = -61.16 \text{ cm}^2 < 0 \text{ soit } A' = 0$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

V. 2. 4. 1 Armatures longitudinales :

Tableau V.3. Armatures longitudinales des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	A ^{min} RPA (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
ES, RDC1 et RDC2	65×65	33.8	36.7	16HA20
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	60×60	28.8	30.29	12HA16+4HA14
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	24.2	24.63	4HA16+12HA14
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	20	20.36	4HA16+8HA14
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	16.2	18.47	12HA14
9 ^{ème} étage	40×40	12.8	13.57	12HA12

V. 2. 4. 2 Armatures transversales :

Tableau V.4. Armatures transversales des poteaux.

Niveau	ES, RDC1 et RDC2	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} Etage
Section (cm ²)	65× 65	60× 60	55×55	50×50	45× 45	40×40
$\phi_{l,max}$ (cm)	2	2	2	2	2	2
$\phi_{l,min}$ (cm)	2	2	2	1.6	1.6	1.6
l_f (cm)	261.8	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2
λ_g	4.458	3.57	3.894	4.284	4.76	5.355
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
V_u (KN)	72.385	70.875	39.864	41.519	41.811	18.86
l_t (cm)	80	80	80	65	65	65
$t_{zonenodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{zone courante}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	1.57	1.66	1.02	1.167	0.98	0.442
A_{min}^t (cm ²)	4.95	4.54	4.125	3.713	1.8	1.575
A_t adopté (cm ²)	5.15	5.15	5.15	4.71	3.02	3.02
Nombre de barres	4HA10 + 4HA8	4HA10 + 4HA8	4HA10 + 4HA8	4HA10+ 4HA8	8HA8	8HA8
Nombre de cadres équivalent	2 cadres ϕ_{10} 2 cadres ϕ_8	2 cadres ϕ_{10} 2 cadres ϕ_8	2 cadres ϕ_{10} 2 cadres ϕ_8	2 cadres ϕ_{10} 2 cadres ϕ_8	4 cadres ϕ_8	4 cadres ϕ_8

Conformément au RPA99 et au BAEL91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq 6mm \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

V. 2. 5 Vérification :

V. 2. 5. 1 Vérification au flambement (effort normal ultime) :

> Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

> L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

> La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) et le poteau le plus élancé (au niveau du RDC1).

• **Poteau le plus élancé :**

$$l_0 = 3.76m \text{ et } N^{\max} = KN$$

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right];$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{.....Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{.....Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0 = 2.632m$)

$$i : \text{Rayon de giration} = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^2}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{0.8^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$B_r \geq B_r^{\text{calc}} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0.9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Vérification du flambement des poteaux.

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	λ	α	(Br \geq Br ^{calc})		Observation
					Br	Br ^{cal}	
ES	-2534.648	0.188	12.64	0.828	0.165	0.3969	Vérifiée
RDC1	-2225.378	0.188	15.4	0.818	0.147	0.3969	Vérifiée
RDC2	-1941.298	0.188	11.38	0.832	0.126	0.3969	Vérifiée
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	-1717.307	0.173	13.435	0.826	0.112	0.3364	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	-1292.217	0.159	13.43	0.825	0.085	0.2809	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	-905.661	0.144	14.84	0.82	0.0597	0.2304	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	-534.233	0.13	18.55	0.804	0.0354	0.1849	Vérifiée
9 ^{ème} étage	-179.289	0.115	18.55	0.805	0.012	0.1444	Vérifiée

❖ **Vérification des contraintes de compression :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

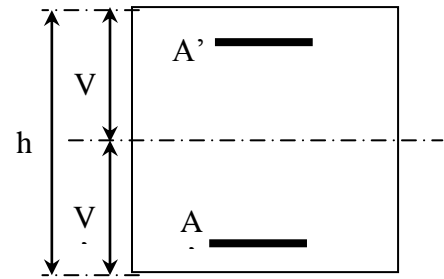


Figure V.2. Section d'un poteau.

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton.

Niveaux	ES, RDC1 et RDC2	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} Etage
Sections	65× 65	60× 60	55×55	50×50	45× 45	40×40
d(cm)	0.62	0.57	0.52	0.47	0.32	0.27
A(cm ²)	37.7	31.29	24.63	21.3	18.22	13.76
V(cm)	64.65	59.65	54.64	49.46	44.64	39.66
V'(cm)	0.35	0.35	0.33	0.34	0.36	0.34
I _{yy} (m ⁴)	0.0586	0.04249	0.02999	0.020433	0.013365	0.00833
N _{ser} (MN)	1.846	1.256	0.944	0.662	0.3901	0.131
M _{ser} (MN.m)	0.002	0.009	0.0048	0.00762	0.02045	0.02075
M _G ^{ser} (MN.m)	0.595	0.381	0.261	0.169	0.107	0.00465
σ _{bc1} (MPa)	3.89	3.213	2.872	2.534	1.96	0.966
σ _{bc2} (MPa)	3.86	3.085	2.78	2.347	1.7	0.727
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ 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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

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 :

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
ES	65×65	210	4.458	0.04	0.62	16.341	0.04	1	Vérifiée
RDC1	65×65	261.8	4.83	0,04	0.57	70.788	0.176	1	Vérifiée
RDC2	65×65	186.2	4.83	0,04	0.57	72.385	0.18	1	Vérifiée
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	60×60	186.2	3.894	0,04	0.52	70.875	0.176	1	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	186.2	4.284	0,04	0.47	39.864	0.1	1	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	186.2	4.76	0,04	0.42	41.519	0.103	1	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	186.2	5.355	2.5	0.37	30.144	0.075	1.875	Vérifiée
9 ^{ème} étage	40×40	186.2	6.12	2.5	0.32	18.86	0.05	1.875	Vérifiée

➤ **Détermination de la zone nodale :**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques). (RPA Article 7.4.2)

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale.

Niveaux	ES et RDC2	RDC1	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Sections	65× 65	65× 65	60× 60	55×55	50×50	45× 45	40×40
L' (cm)	P.P	80	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70	70
h' (cm)	60	70	60	60	60	60	60

➤ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 80 \text{ cm}$.

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 : $lr = 50 \text{ cm}$.

➤ Schémas de ferrailage

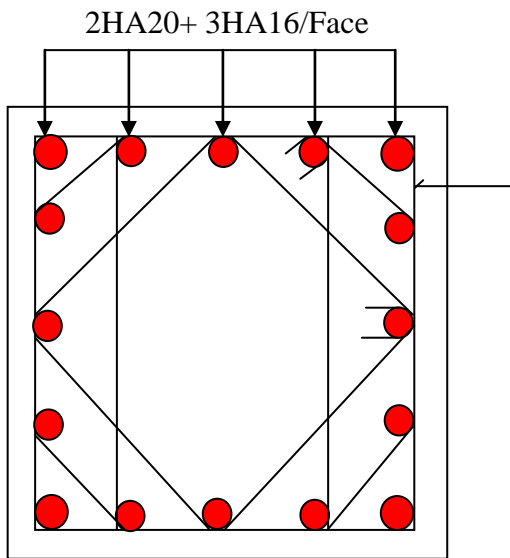


Schéma de ferrailage des poteaux
E.S, RDC1 et RDC2.

2 Cadres Ø10
+
2 Cadres Ø8

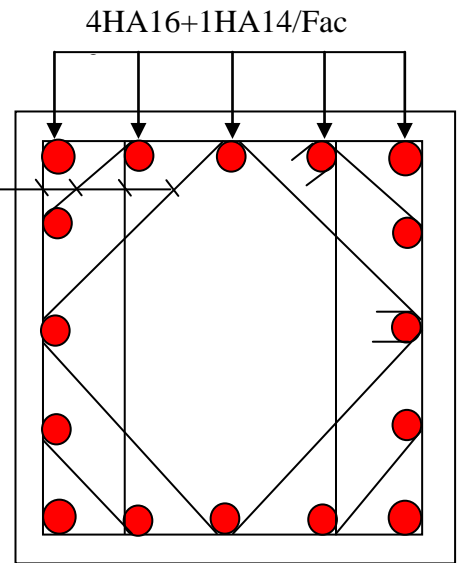


Schéma de ferrailage des poteaux
1^{er} et 2^{ème} étage.

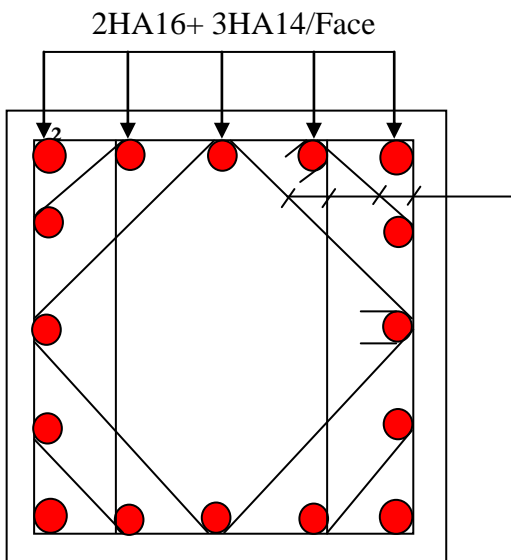


Schéma de ferrailage des poteaux
3^{ème} et 4^{ème} étage.

2 Cadres Ø10
+
2 Cadres Ø8

2 Cadres Ø10
+
2 Cadres Ø8

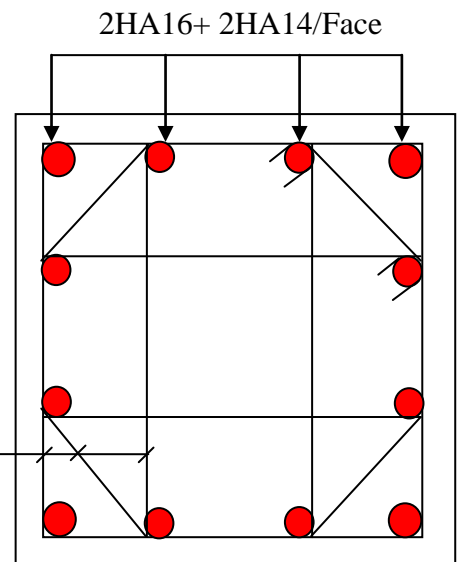


Schéma de ferrailage des poteaux
5^{ème} et 6^{ème} étage.

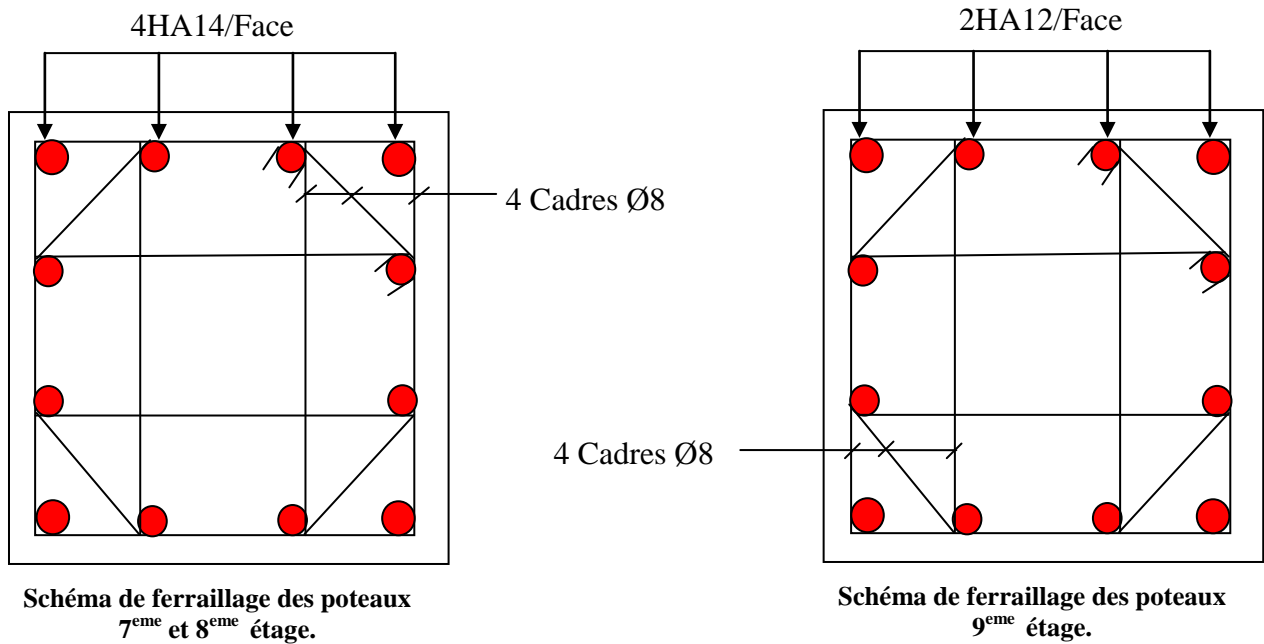


Figure V.3 : schéma de ferrailage des poteaux

V.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 :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

RPA99 (Article 5.2)

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 :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Remarque :

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. Sollicitation et ferrailage des poutres :

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14.

Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales (30×40) cm².

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
E.SOL	<i>Travée</i>	42.91	3.462	6	4.62	3HA14
	<i>Appui</i>	-89.345	7.78		8.01	3HA14+3HA12
RDC1	<i>Travée</i>	42.19	3.415	6	4.62	3HA14
	<i>Appui</i>	-88.12	7.46		8.01	3HA14+3HA12
RDC2	<i>Travée</i>	28.21	2.248	6	3.39	3HA12
	<i>Appui</i>	-78.94	6.26		6.88	3HA14+2 HA12
1^{ème} et 2^{ème} étage	<i>Travée</i>	28.73	2.29	6	3.39	3HA12
	<i>Appui</i>	-80.34	6.74		6.88	3HA14+2 HA12
3^{ème} et 4^{ème} étage	<i>Travée</i>	28.94	2.31	6	3.39	3HA12
	<i>Appui</i>	-81.62	6.86		6.88	3HA14+2 HA12
5^{ème} et 6^{ème} étage	<i>Travée</i>	28.987	2.31	6	3.39	3HA12
	<i>Appui</i>	-82.676	7.00		8.01	3HA14+3HA12
7^{ème} et 8^{ème} étage	<i>Travée</i>	31.456	2.514	6	3.39	3HA12
	<i>Appui</i>	-82	6.9		8.01	3HA14+3HA12
9^{ème} étage	<i>Travée</i>	31.28	2.5	6	3.39	3HA12
	<i>Appui</i>	-75.92	6.34		6.88	3HA14+2 HA12

Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm².

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
E.SOL	Travée	10.06	1.22	5.25	3.39	3HA12
	Appui	-12.02	1.54		3.39	3HA12
RDC1	Travée	18.45	2.36	5.25	3.39	3HA12
	Appui	-34.38	4.63		6.47	3HA12+2HA14
RDC2	Travée	18.9	2.75	5.25	4.62	3HA14
	Appui	-27.85	3.58		4.62	3HA14
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	Travée	30.83	4.2	5.25	4.21	2HA14+1HA12
	Appui	-32.08	5.37		6.47	3HA12+2HA14
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	Travée	38.42	3.95	5.25	6.47	2HA14+1HA12
	Appui	-41.7	5.54		6.47	3HA12+2HA14
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	Travée	36.39	5.12	5.25	6.47	3HA12+2HA14
	Appui	-42.62	5.67		6.88	3HA14+2HA12
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	Travée	33.82	4.4	5.25	6.47	3HA12+2HA14
	Appui	-38.38	5.07		6.47	3HA12+2HA14
9 ^{ème} étage	Travée	32.64	4.26	5.25	6.47	3HA12+2HA14
	Appui	-33.21	4.30		6.47	3HA12+2HA14

➤ **Armatures transversales :**

❖ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 11,43 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 10 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

❖ **Calcul des espacements S_t :**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$\text{En zone nodale: } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 08 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales :**

On a $A_{min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,53 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ Vérifiée

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement :**

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60 \text{ cm}$.

Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ 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 : $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

✓ Poutres principales : $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ **Vérifications à l'ELU :**

Condition de non fragilité :

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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 :

Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Obs
Principale	200.186	2.08	3,33	Vérifiée
Secondaires	191.11	1.99	3,33	Vérifiée

❖ **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 :

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

Tableau V.12. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Principales	Travée	30.3025	6.78	12.81	80531	4.82	15	Vérifiée
	Appui	-63.16	8.42	13.93	4425	9.34	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	42.62	6.78	11.72	57925	8.626	15	Vérifiée
	Appui	-36.39	6.78	11.72	57925	7.36	15	Vérifiée

➤ **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 : $\begin{cases} h = 40\text{cm} > h_f = 19.47\text{cm} \\ A = 6,78\text{cm}^2 < A_f = 11,655 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires : $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > h_f = 9.035 \text{ cm} \\ A = 6,79\text{cm}^2 < A_f = 10,08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la zone nodale :**

Le **RPA99/2003(Art 7.6.2)** exige de vérifier la relation suivante :

$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$

M_w : moment résistant a gauche du nœud considéré.

M_e : moment résistant à droit du nœud considéré.

M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré.

M_s : moment résistant inferieur du nœud considéré.

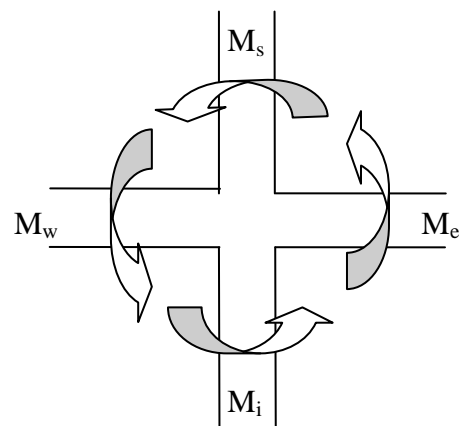


Figure V.4. Zone nodale.

➤ **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.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec:} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau V.13. Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
E. Sol	0.65	0.585	18.34	348	373.36
RDC1	0.65	0.585	18.34	348	373.36
RDC2	0.65	0.585	18.34	348	373.36
Etages 1	0,6	0.54	15.14	348	284.51
Etages 2	0,6	0.54	15.14	348	284.51
Etages 3	0,55	0.495	13.26	348	228.426
Etages 4	0,55	0.495	13.26	348	228.426
Etages 5	0,5	0.45	10.18	348	159.42
Etages 6	0,5	0.45	10.18	348	159.42
Etages 7	0,45	0.405	9.24	348	130.23
Etages 8	0,45	0.405	9.24	348	130.23
Etages 9	0.4	0.36	6.79	348	85.06

Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres principales.

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
E. Sol	0,4	0.36	4.62	348	57.88
RDC1	0,4	0.36	8.01	348	100.35
RDC2	0,4	0.36	4.62	348	57.88
Etages 1	0,4	0.36	8.01	348	100.35
Etages 2	0,4	0.36	3.39	348	42.47
Etages 3	0,4	0.36	6.88	348	86.19
Etages 4	0,4	0.36	3.39	348	42.47
Etages 5	0,4	0.36	6.88	348	86.19
Etages 6	0,4	0.36	3.39	348	42.47
Etages 7	0,4	0.36	6.88	348	86.19
Etages 8	0,4	0.36	3.39	348	42.47
Etages 9	0.4	0.36	8.01	348	100.35

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	Mr (KN.m)
E. Sol	0,35	0.315	3.39	348	37.161
RDC1	0,35	0.315	3.39	348	37.161
RDC2	0,35	0.315	3.39	348	37.161
Etages 1	0,35	0.315	6.47	348	70.924
Etages 2	0,35	0.315	4.62	348	50.644
Etages 3	0,35	0.315	4.62	348	50.644
Etages 4	0,35	0.315	4.21	348	46.15
Etages 5	0,35	0.315	6.47	348	70.924
Etages 6	0,35	0.315	6.47	348	70.924
Etages 7	0,35	0.315	6.47	348	70.924
Etages 8	0,35	0.315	6.47	348	70.924
Etages 9	0.35	0.315	6.88	348	75.418

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivant :

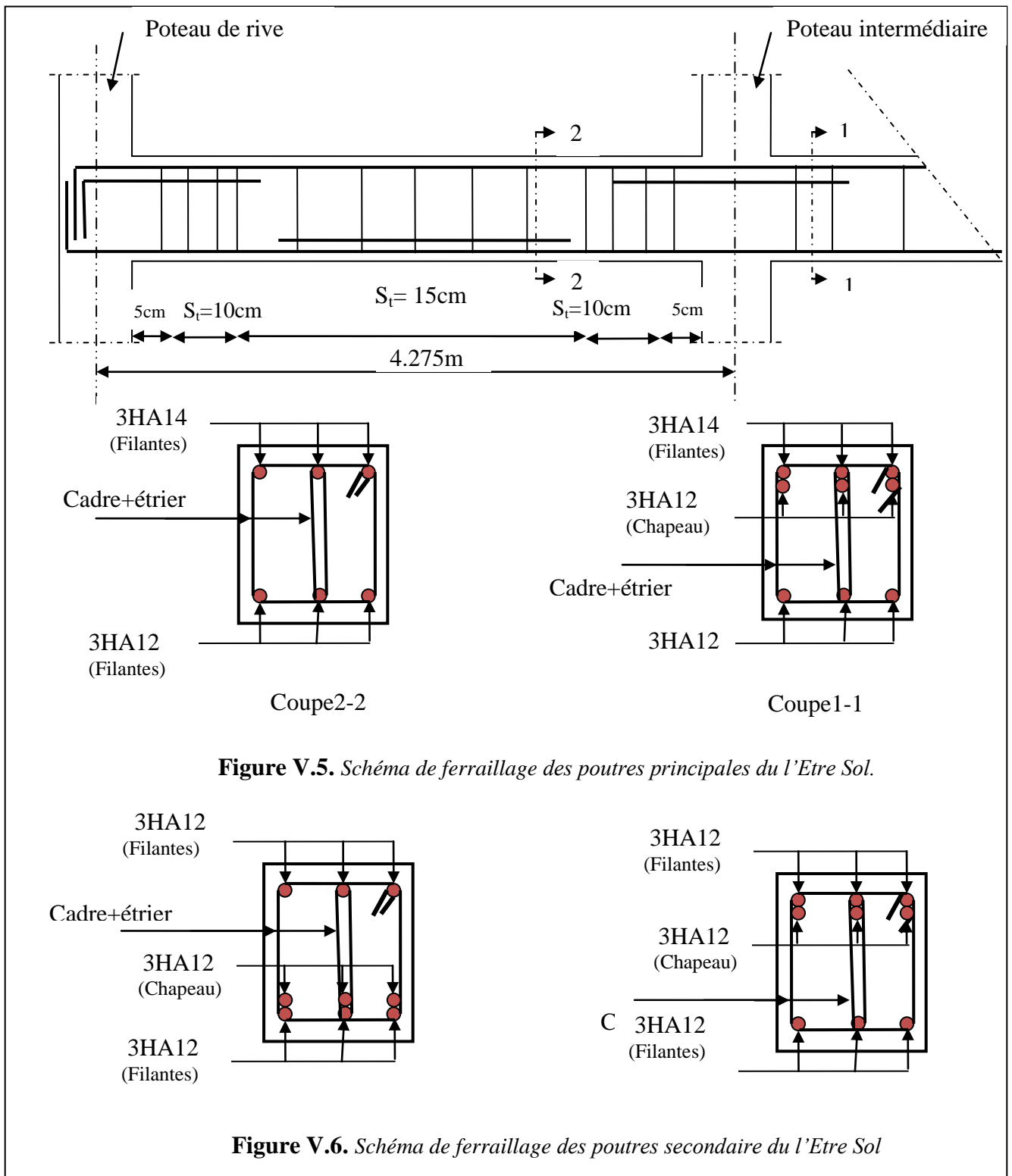
Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens principale.

Niveau	M_i	M_s	M_i+M_s	M_w	M_E	$1.25 (M_w+M_E)$	Observation
E. Sol	373.36	373.36	746.734	57.88	57.88	144.7	Vérifiée
RDC1	373.36	373.36	746.734	100.35	100.35	250.875	Vérifiée
RDC2	373.36	284.51	657.88	57.88	57.88	144.7	Vérifiée
Etages 1	284.51	284.51	569.022	100.35	100.35	250.875	Vérifiée
Etages 2	284.51	228.426	512.93	42.47	42.47	106.175	Vérifiée
Etages 3	228.426	228.426	456.83	86.19	86.19	215.475	Vérifiée
Etages 4	228.426	159.42	387.83	42.47	42.47	106.175	Vérifiée
Etages 5	159.42	159.42	318.84	86.19	86.19	215.475	Vérifiée
Etages 6	159.42	130.23	289.647	42.47	42.47	106.175	Vérifiée
Etages 7	130.23	130.23	260.46	86.19	86.19	215.475	Vérifiée
Etages 8	130.23	85.06	215.294	42.47	42.47	106.175	Vérifiée

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

Niveau	M_i	M_s	M_i+M_s	M_w	M_E	$1.25 (M_w+M_E)$	Observation
E. Sol	373.36	373.36	746.734	37.161	37.161	92.9	Vérifiée
RDC1	373.36	373.36	746.734	37.161	37.161	92.9	Vérifiée
RDC2	373.36	284.51	657.88	37.161	37.161	92.9	Vérifiée
Etages 1	284.51	284.51	569.022	70.924	70.924	177.31	Vérifiée
Etages 2	284.51	228.426	512.93	50.644	50.644	126.61	Vérifiée
Etages 3	228.426	228.426	456.83	50.644	50.644	126.61	Vérifiée
Etages 4	228.426	159.42	387.83	46.15	46.15	115.375	Vérifiée
Etages 5	159.42	159.42	318.84	70.924	70.924	177.31	Vérifiée
Etages 6	159.42	130.23	289.647	70.924	70.924	177.31	Vérifiée
Etages 7	130.23	130.23	260.46	70.924	70.924	177.31	Vérifiée
Etages 8	130.23	85.06	215.294	70.924	70.924	177.31	Vérifiée

➤ **Ferraillage des poutres :**



Professionnelle

V.4. Étude des voiles :

4.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles 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). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

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 égale au minimum à 4 barres / m².

➤ **Règles communes [RBA99 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 épingle au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 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 :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts détraction dus aux moments de renversement.

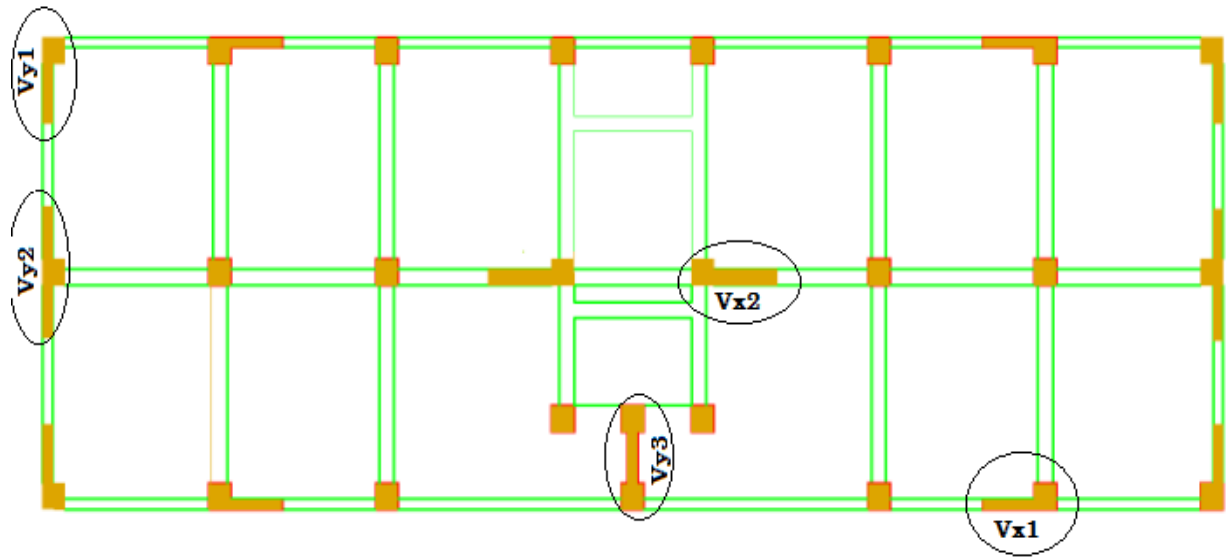


Figure V.7. Exemples des voiles a ferrailé.

4.3. Exemple de calcul :

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA 99**.

$A_v^{min}/voile$: Section d’armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{min} = 0.15\% \times b \times L.$$

$A_v^{calculé}/face$: Section d’armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adopté}/face$: Section d’armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{bre}/face$: Nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

$A_h^{min}/face$: section d’armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{min} = 0.15 \times b \times h$.

$A_h^{calculé}/face$: section d’armatures horizontales calculées. ($A_{adopté}/4$).

$A_h^{adopté}/face$: section d’armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{bre}/face$: nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V14, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.18. Sollicitations maximales dans le voile V_{X1} // à X-X’

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N(KN)	M(KN. m)	M(KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)	
E.S	-3383.92	362.61	362.61	-3383.92	-1816.51	160.62	4.64

E.S : Entresol

4.4. Ferrailages :

- **Calcul du ferrailage sous N_{max} et M_{cor} (dans ce cas il est de même pour M_{max} et N_{cor}) :**

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.9 \text{ m}, d = 1.85 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 3383.92 \text{ KN (traction)}, M_{cor} = 362.61 \text{ KN.m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 0.107 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.95 \text{ m}$$

⇒ le centre de pressions est à l'intérieur de la section, donc la section est entièrement tendue.

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')}$$

Tel que :

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G = \left(\frac{1.9}{2} - 0.05 \right) + 0.107 = 1.007 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = (1.85 - 0.05) - 1.007 = 0.793 \text{ m}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

On aura :

$$A_1 = \frac{3383.92 \times 10^{-3} \times 0.793}{348 \times (1.85 - 0.05)} = 42.84 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{3383.92 \times 10^{-3} \times 1.007}{348 \times (1.85 - 0.05)} = 54.4 \text{ cm}^2$$

On prend le max entre A_1 et $A_2 \Rightarrow A = 54.4 \text{ cm}^2$.

- **Armatures minimales dans tout le voile :** Selon RPA99/2003 on a :

$$A_{min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 1.95 = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% \times 0.2 \times 1.9 = 7.6 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec - $S_t = 9 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $S_t = 18 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

- **Armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 7.79 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 7.79 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1.85} = 0.029 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{1 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0.04 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des barres :**

Armatures verticales :

$$\text{En zone tendu } A = 8HA25 + 6HA20 = 58.12 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures horizontales :

$$A_h = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.19. Sollicitations et ferrailage du voile V_{xi} dans tous les niveaux.

Niveau	E.S, RDC1 et RDC2	1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} et 9 ^{eme} Etage
Section	0,2×1.9	0,15×1.9	0,15×1.7	0,15×1.4	0,15×1.2
N(KN)	-3384.92	-3438.421	-2715.069	-1866.02	-169.795
M(KN.m)	362.61	209.787	261,927	163.46	723.15
V(KN)	4.636	7.75	2.59	0.793	3.328
τ (MPa)	0.029	0,99	0.011	0,004	0,25
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal}/face (cm ²)	54.4	44.66	38.8	21.77	11.185
A_{min} (cm ²)	5.7	5,7	5,1	4.2	3.6
L_t	1.9	1.9	1.7	1.4	0,9
A_{min}^{tendu} (cm ²)	7.6	7.6	6.8	5.6	2,28
N_{barre}/face	8HA20+15HA16	15HA20	13HA20	11HA16	8HA14
$A_{adopté}$	55.29	47.12	40.84	22.12	12.32
$S_t(\text{cm})$	18	18	18	18	18
A_h^{cal} (cm ²)	0.04	0,04	0,04	0,57	0,031
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N_{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA10
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20

Tableau V.20. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux.

Niveau	E.S, RDC1 et RDC2	1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} et 9 ^{eme} Etage
Section	0,2×2.5	0,15×2.5	0,15×2.5	0,15×2.5	0,15×2.3
N(KN)	-3226.119	-2848.441	-1862.587	-1132.733	-169.795
M(KN.m)	30.2	38.6293	12.612	54198	723.15
V(KN)	3.155	4.088	3.267	1.955	3.328
τ (MPa)	0.01	0,012	0.011	0,0006	0,016
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}/face$ (cm ²)	45.8	40.26	26.52	16.1	11.185
A_{min} (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5	6.9
L_t	2.5	2.5	2.5	2.5	0,9
A_{min}^{tendu} (cm ²)	10	10	10	10	9.2
$N^{barre}/face$	15HA20	13HA20	14HA16	12HA14	9HA12
$A_{adopté}$	47.12	40.84	28.15	18.47	10.18
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.012	0,016	0,013	0,007	0,02
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20

Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux

Niveau	E.S, RDC1 et RDC2	1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} et 9 ^{eme} Etage
Section	0,2×1.525	0,15×1.525	0,15×1.525	0,15×1.525	0,15×1.525
N(KN)	-851.223	-780.886	-678.836	-544.234	-363.856
M(KN.m)	11.5313	5.0318	16.835	22.824	23.9817
V(KN)	43.292	19.054	25.832	23.705	54.615
τ (MPa)	0.22	0,097	0.131	0,12	0,28
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}/face(cm^2)$	11.89	11.06	9.25	7.255	4.55
$A_{min} (cm^2)$	4.575	4.575	4.575	4.575	4.575
$L_t(m)$	1.525	1.525	1.525	1.525	1.525
$A_{min}^{tendu} (cm^2)$	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1
$N^{barre}/face$	8HA14	8HA14	7HA14	7HA12	7HA12
$A_{adopté}$	12.32	12.32	10.78	7.92	7.92
$S_t(cm)$	20	18	18	18	18
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.275	0,121	0,165	0,151	0,35
$A_h^{min} (cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adop} (cm^2)$	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20

Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	E.S, RDC1 et RDC2	1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} et 9 ^{eme} Etage
Section	0,2×1.9	0,15×1.9	0,15×1.9	0,15×1.3	0,15×0.9
N(KN)	-2267.438	-1694.642	-1382.659	-721.028	-164.045
M(KN.m)	1370.54	988.5506	743.892	737.56	5.74
V(KN)	16.76	23.551	25.3	31.08	45.97
τ (MPa)	0.22	0,097	0.103	0.127	0,234
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}/face(cm^2)$	26.80	19.72	15.554	11.13	4.58
$A_{min} (cm^2)$	5.7	5.7	5.7	5.7	4.575
$L_t(m)$	0.452	0.43	0.402	0.665	1.9
$A_{min}^{tendu} (cm^2)$	1.81	1.81	1.81	6.1	6.1
$N^{barre}/face$	14HA16	10HA16	8HA16	8HA14	7HA12
$A_{adopté}$	28.15	20.11	16.08	12.32	7.92
$S_t(cm)$	18	18	18	18	18
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.12	0,121	0,165	0.159	0,293
$A_h^{min} (cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adop} (cm^2)$	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.

Niveau	E.S, RDC1 et RDC2	1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} Etage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} et 9 ^{eme} Etage
Section	0,2×1.5	0,15×1.5	0,15×1.4	0,15×1.2	0,15×1
N(KN)	-3197.035	-2673.403	-2167.926	1102.46	-196.187
M(KN.m)	196.15	259.35	743.892	478.497	179.479
V(KN)	37.817	27.564	24.19	19.587	12.869
τ (MPa)	0.196	0.143	0.134	0.127	0,1
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}/face(cm^2)$	40.314	30.962	29.365	26.465	4.35
$A_{min} (cm^2)$	4.5	4.5	4.5	4.2	4.5
$L_t(m)$	1.5	1.5	1.4	1.2	0.4
$A_{min}^{tendu} (cm^2)$	6	6	6	5.6	3
$N^{barre}/face$	6HA25+4HA20	4HA25+4HA20	4HA25+4HA20	9HA20	5HA12
$A_{adopté}$	42.02	32.2	32.2	28.27	5.65
$S_t(cm)$	18	18	18	18	18
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.246	0.178	0.176	0.158	0,125
$A_h^{min} (cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adop} (cm^2)$	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20

Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x1}) comme exemple

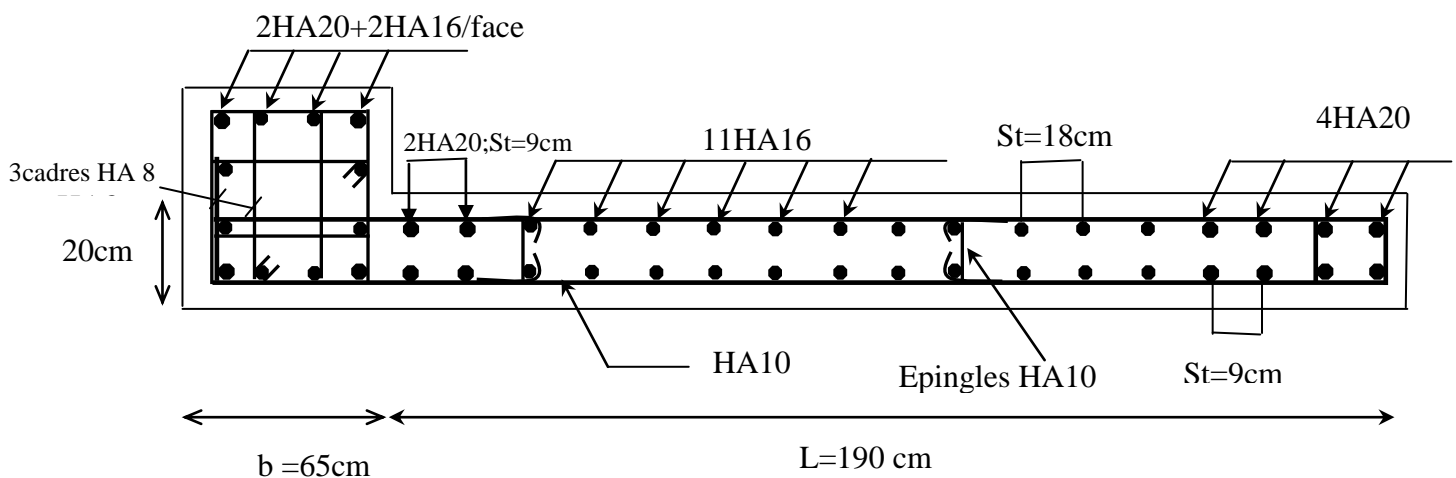


Figure V.8. Schéma de ferrailage de voile (V_{x1}).

V.5. Conclusion :

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés à la flexion composée. Le ferrailage adopté est le ferrailage maximum obtenu par logiciel de calcul (Sap) et celui donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres quand a elles ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000.V.14

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée grâce au logiciel (Sap2000)

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

2. Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99/2003, Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

3. Reconnaissance du sol :

Selon le rapport de sol établi par Laboratoire D'analyse de sol et de contrôle Bâtiment, Cité 50/950 BERCHICHE EL KSEUR, le site est destiné pour la construction d'une coopérative immobilière Tourne Sol et Lot G composée de deux bloc en 2RDC + 9 étages + Entre Sol, projeté à TARGA OUZEMOUR, situé sur un terrain l'égerment incliné.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,6 bar pour une profondeur d'ancrage de 3,4 m.

4. Choix du type de fondation :

4.1. Vérification de la semelle isolée :

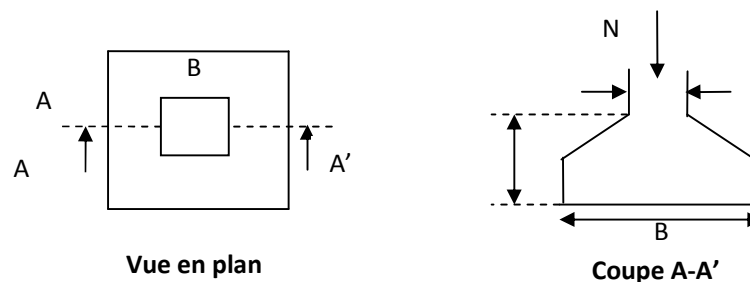


Figure VI.1. Semelle isolée.

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal de compression transmis à la base :

$N = 1846.634 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ bar}$

On a une semelle carré, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,65}{0,65} \times \frac{1846.634}{160}} \Rightarrow B \geq 3,4 \text{ m} \Rightarrow A = 3.4 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

4.2. Vérification de la semelle filante :

Pour la vérification,Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux $N_1, N_2, N_3, N_4, N_5, N_6, N_7, N_8$

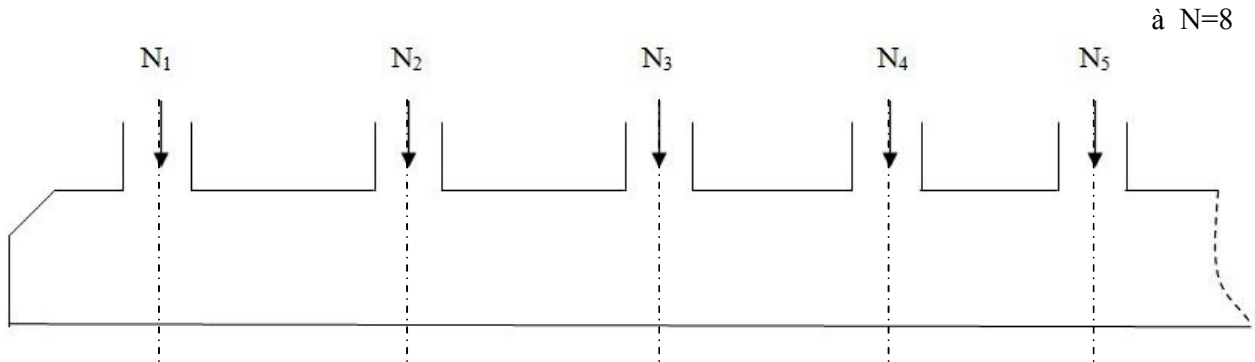


Figure VI.2. Semelle filante.

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1032.459 \text{ KN} ; N_5 = 1667.982 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1531.348 \text{ KN} ; N_6 = 1844.323 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1846.634 \text{ KN} ; N_7 = 1531.908 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1700.645 \text{ KN} ; N_8 = 1037.088 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 12192.39 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{12192.39}{160 \times 23.75} = 3.21 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 3.21 m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique et son adjacent est d'une distance de 4.275 m.

4.3. Radier général :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 4.275\text{m}$)

$$\mathbb{Q}_r \geq \frac{L}{20} = \frac{427.5}{20} = 21,375 \text{ cm}$$

$$\mathbb{Q}_t \geq \frac{L}{10} = \frac{427.5}{10} = 42.75 \text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E=3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$I = \frac{b \cdot \varnothing_t^3}{12}$, inertie de la semelle ;

$$\varnothing_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,275^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 58.93 \text{ cm}$$

Donc, $\varnothing_t \geq 58.93 \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_t = 75 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,75^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,26 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4,275 \leq \frac{\pi}{2} 3,26 = 5,12 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Calcul de la surface du radier :

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{44193.537}{160} = 276.21 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = 276.21 \text{ m}^2 > S_{bat} = 214.49 \text{ m}^2$

\Rightarrow Le radier débord

$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right)$; On prend $D = 0.4$ et $P = 67.6 \text{ m}^2$.

D : débord

P : périmètre

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times P \Rightarrow S_{rad} = 283.5 \text{ m}^2$$

➤ Dimensions du radier :

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

- Hauteur de la nervure $h_t = 75 \text{ cm}$;
- Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$;
- Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.
- La surface du radier $S_{rad} = 283.5 \text{ m}^2$

4.3.2 : Vérifications nécessaires :

a- Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le **CBA93** (Article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

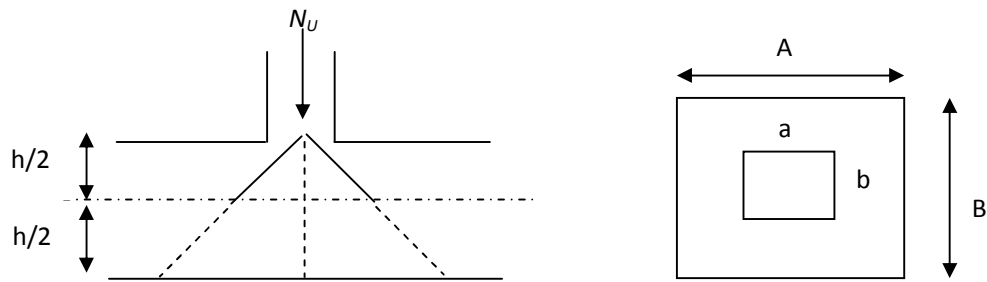


Figure VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \quad \text{CBA93 (Article A.5.2.4.2).}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : l'effort normal de calcul sur le poteau le plus sollicité.

$$h_t = 0.75 \text{ cm.}$$

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2$$

$$\mu_c = 2 \times (0.6+0.6+ 2 \times 0.75) = 5.4 \text{ m.}$$

$$N_u = 1846.653 \leq \frac{0.045 \times 5.4 \times 0.75 \times 25}{1.15 \times 1000} = 3961.96 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 44193.537 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{44193.537 \times 4,275}{2 \times 283.5} = 333.2 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{333.2 \times 10^{-3}}{1 \times 1.52} = 0,22 \text{ m}, \quad \text{Soit } d = 25 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{333.2 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 1.33 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,5$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 19 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 283,5 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 3,4 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 44193,537 \text{ KN} > 1,5 \times 3,4 \times 283,5 \times 19 = 23404,257 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **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 :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

Après le calcul on a :

$$I_x = 1893,8 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 12,45 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 12479,25 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 4,85 \text{ m}$$

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 33,897 \text{ MN} ; M_x = 10,564 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 1893,8$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{33,897}{283,5} + \frac{10,564}{1893,8} \times 4,85 = 0,146 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{33,897}{283,5} - \frac{10,564}{1893,8} \times 4,85 = 0,092 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,146 + 0,092}{4} = 0,133 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 33,897 \text{ MN} ; M_y = 0,926 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{yG} = 12479,25 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{33.897}{283.5} + \frac{0.926}{12479.25} \times 12.45 = 0.121 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{33.897}{283.5} - \frac{0.926}{12479.25} \times 12.45 = 0.118 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,121 + 0,118}{4} = 0,120 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

5. Ferrailage du radier général :

Le radier se calcul 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

$$N_{rad} = 2126.25 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u + N_{rad} = 60448.336 + 2126.25 = 62674.586 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{62674.586}{283.5} = 221.07 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 3,65 - 0,65 = 3 \text{ m} ; L_y = 4,275 - 0,65 = 3.675 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.81 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,055 \\ \mu_y = 0,6135 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,055 \times 221.07 \times 3^2 \\ M_{0y} = 0,6135 \times 105.21 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 109.423 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 67.135 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments corrigés :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 93 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 57.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -54.71 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m²

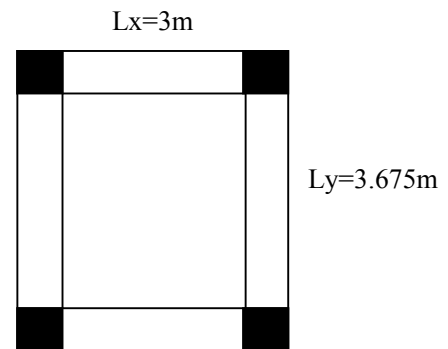


Figure VI.4. Schémas statique de radier.

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier.

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	93	11.327	2,628	12.06	6HA16	15
	Y-Y	57.06	6.79	2,40	7.92	7HA12	15
Appui		- 54.71	6,5	2,628	6,79	6HA12	15

❖ Condition de non fragilité :

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0,83 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times \varnothing_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,81}{2} \right) \times 0,3 = 2,628 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times \varnothing_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELS :

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 44193.537 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{44193.537}{283.5} = 155.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,7246 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 94.135 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 68.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Les moments corrigés :

$$M_{tx} = 80.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 57.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -47.06 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes :

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	80.01	6.64	50209	10.58 < 15	Vérifiée	232.94 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	57.98	4.87	27738	10.18 < 15	Vérifiée	268.93 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		-47.06	5.42	34061	5.99 < 15	Vérifiée	237.237 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Section d'armatureur du radier à l'ELS.

Localisation		M_s KN.m	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	80.01	14.65	16.08	8HA16	12
	y-y	57.98	10.43	10.78	7HA14	14
Appui		-36.975	8.42	9.42	6HA14	15

❖ 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: $S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Schémas de ferrailage :

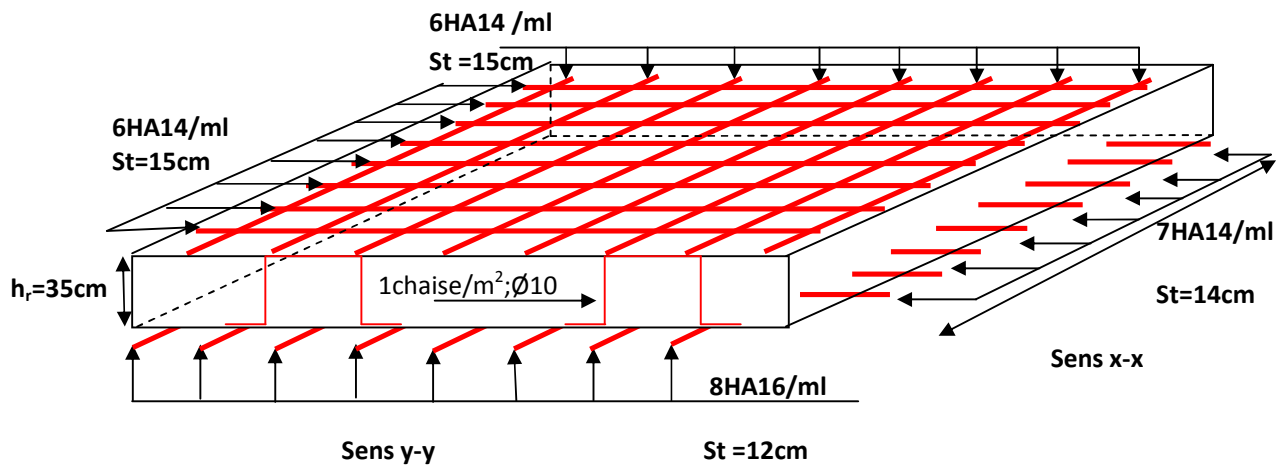


Figure VI.5. Schéma de ferrailage de radier.

➤ Ferrailage du débord :

Q_u : La charge qui atransmise sur le radier.

$$Q_u = 221.07 \text{ KN/m}^2$$

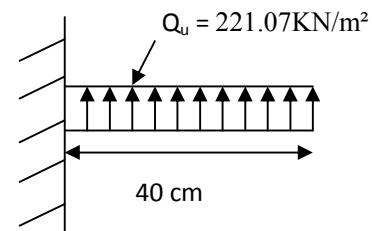


Figure VI.6. Répartition des contraintes sur le débord.

❖ Calcul du moment sollicitant :

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = - 17.68 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Section d'armature du débord.

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)
- 17.68	2.06	3,02	4.52	4HA12	25	1,13	4HA8=2.01

➤ **Verifications à l'ELS:**

$$M_s = -\frac{Q_s \times l^2}{2} = -\frac{155.88 \times 0.4^2}{2} = - 12.47 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation	M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPA)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPA)	Obs.
Travée	- 12.47	6.5	58857	1.33 < 15	Vérifiée	82.92 > 201,63	Vérifiée

2

❖ **Conclusion :**

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive de radier.

6. Etude des nervures :

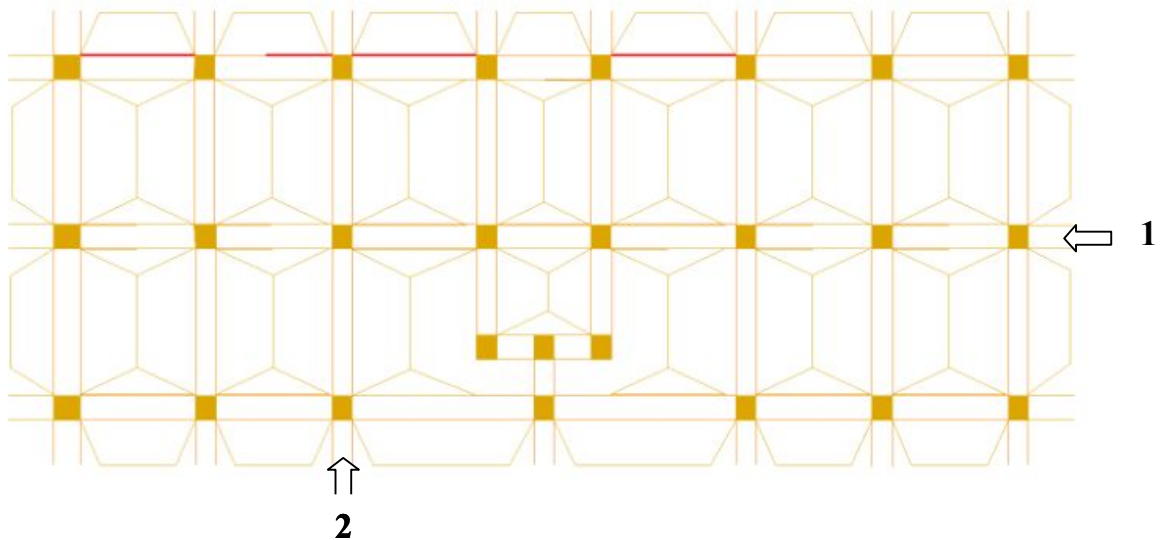


Figure VI.7. Schémas des lignes de rupture sur le radier.

➤ **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 VI.7).

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ **Charges triangulaires :**

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \quad : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

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 :Cas de la nervure 1 (figure VI.7)

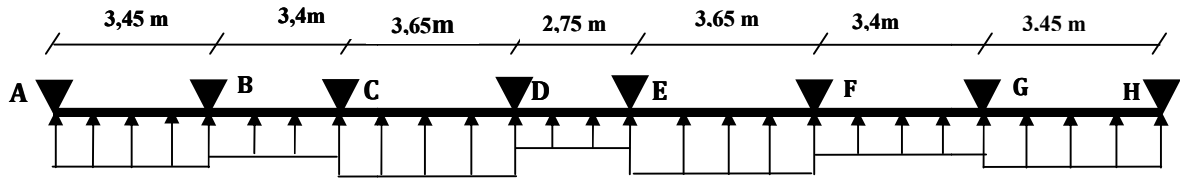


Figure VI.8. Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x.

Travée (AB) :

$$q_{Mu} = 414.12 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Vu} = 310.59 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 253.9 \text{ KN/ml}$$

Travée (BC)

$$q_{Mu} = 400 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Vu} = 300 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 249.44 \text{ KN/ml}$$

Travée (CD)

$$q_{Mu} = 434.11$$

$$q_{Vu} = 325.58 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 271.71 \text{ KN/ml}$$

Travée (DE) :

$$q_{Mu} = 307.02 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Vu} = 230.27 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 191.54 \text{ KN/ml}$$

Pour les travées (EF), (FG),(GH) sont égales à celles (AB),(BC),(CD) respectivement.

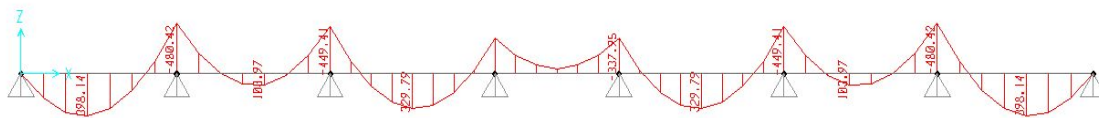


Figure VI.9. Diagramme des moments fléchissant selon X-X.

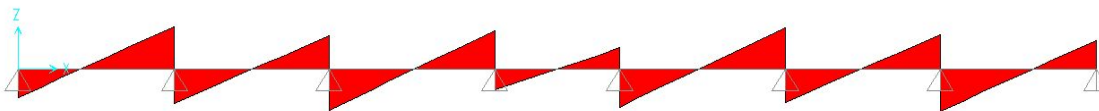


Figure VI.10. Diagramme des efforts tranchants selon X-X.

Sens y-y : Cas de la nervure 2 (figure VI.7)

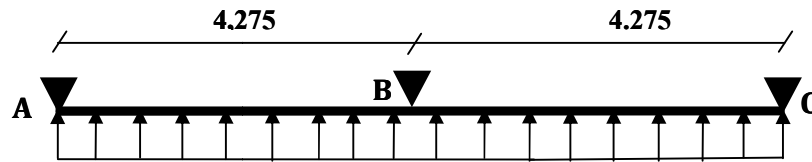


Figure VI.11. Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens y-y.

Travée (AB) :

Travée (BC)

$$q_{Mu} = 492.96 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Vu} = 376.4 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 307.54 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Mu} = 492.96 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Vu} = 376.4 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 307.54 \text{ KN/ml}$$

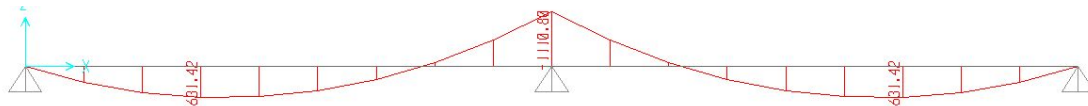


Figure VI.12. Diagramme des moments fléchissant selon Y-Y.

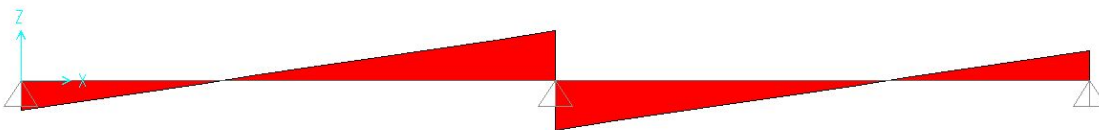


Figure VI.13. Diagramme des efforts tranchants selon Y-Y.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
x-x	AB	3.45	414.12	0	-480.42	1.478	616.134	398.14	-575.672	854.875
	BC	3.4	400	-480.42	-449.41	1.943	578	103.97	-689.68	671.44
	CD	3.65	434.11	-449.41	-337.95	1.825	722.93	329.79	-823.39	762.313
	DE	2.75	307.02	-337.95	-337.95	0.458	290.23	-176.54	-422.61	422.61
	EF	3.65	434.11	-337.95	-449.41	1.825	722.93	329.79	-762.313	823.39
	FG	3.4	400	-449.41	-480.42	1.943	578	103.97	-671.44	689.68
	GH	3.45	414.12	-480.42	0	1.478	616.134	398.14	-854.875	575.672
y-y	AB	4.275	492.96	0	-1110.8	1.425	1126.14	631.42	-794.569	1314.24
	BC	4.275	492.96	-1110.8	0	2.85	1126.14	631.42	-1314.24	794.569

Tableau VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.

sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	3.45	253.9	0	-296.2	1.478	377.75	243.58
	BC	3.4	249.44	-296.2	-281.91	1.943	360.44	65.52
	CD	3.65	271.71	-281.91	-211.31	1.825	452.48	206.42
	DE	2.75	191.54	-211.31	-211.31	0.458	181.06	-110.55
	EF	3.65	271.71	-211.31	-281.91	1.825	452.48	206.42
	FG	3.4	249.44	-281.91	-296.2	1.943	360.44	65.52
	GH	3.45	253.9	-296.2	0	1.478	377.75	243.58
Y-Y	AB	4.275	307.54	0	-693.26	1.425	702.56	394.08
	BC	4.275	307.54	-693.26	0	2.85	702.56	394.08

➤ **Ferraillage des nervures :**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b :**

✓ **Sens X-X**

On a :

$$h = 0,75 \text{ m} ; h_0 = 0,30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,65 \text{ m} ; d = 0,70 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(1,52 \text{ m} ; 0,362 \text{ m})$$

Donc, $b = 1,375 \text{ m}$.

✓ **Sens Y-Y**

On a :

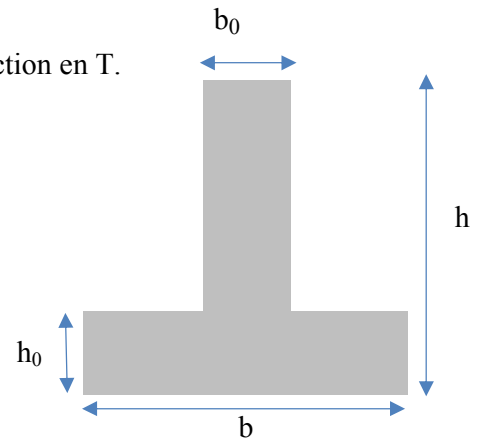
$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(1,84 \text{ m} ; 0,3 \text{ m})$$

Donc, $b = 1,25 \text{ m}$.

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Résultats de ferraillage des nervures.

Localisation		M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	398.14	16.502	11.33	20.11	10HA16
	Appui	-480.42	20.27	11.33	21.24	9HA16+1HA20
Y-Y	Travée	631.42	26.96	10.23	31.42	10HA20
	Appui	-1110.8	49.11	10.23	56.92	5HA20+5HA32

**Figure VI.14.** Schéma des nervures.

➤ **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 21.42 ; 65) \text{ mm}$$

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 :**

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

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

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{854.875 \times 10^{-3}}{1,375 \times 0,70} = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1314.24 \times 10^{-3}}{1,25 \times 0,70} = 1,55 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ **Vérification des contraintes :**

Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	243.58	17.28	1021251	4.12	vérifiée	188.6	vérifiée
	Appui	-296.2	18.34	1230144	4.43	vérifiée	186.37	vérifiée
Y-Y	Travée	702.56	20.58	1500946	5.403	vérifiée	194.636	vérifiée
	Appui	1110.795	25.23	2342645	7.46	vérifiée	198.74	vérifiée

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. Un mètre de l_0

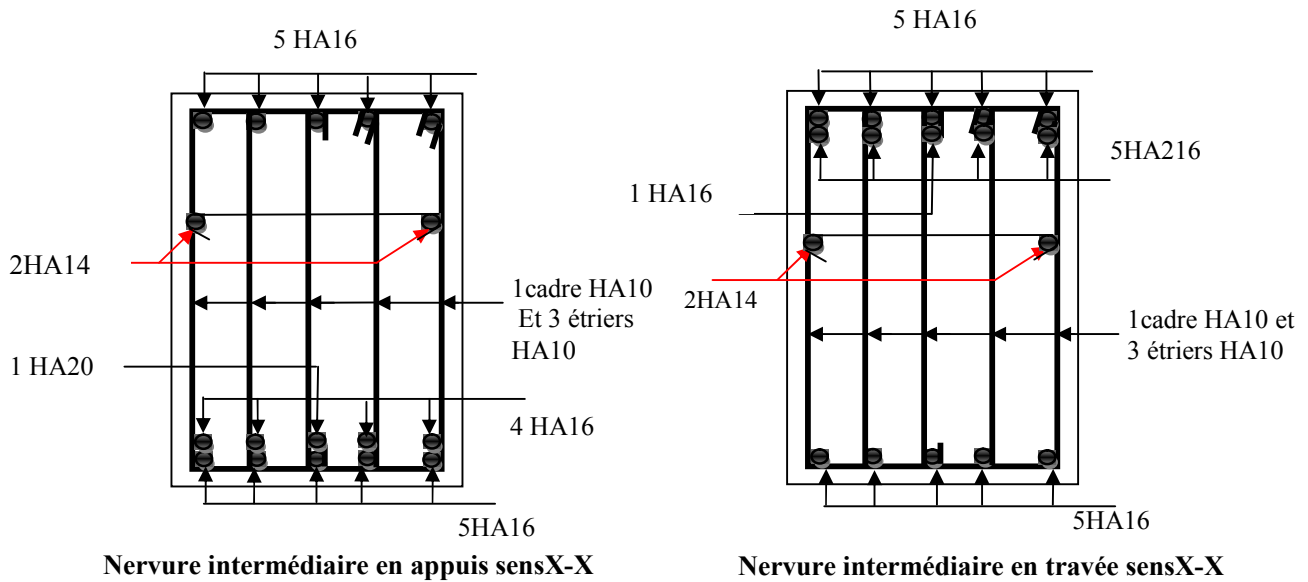
D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0,75 = 2,25 \text{ cm}^2$.

Soit : $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$ par face.

✓ Schéma de ferrailage des nervures :

- Sens x-x



- Sens y-y

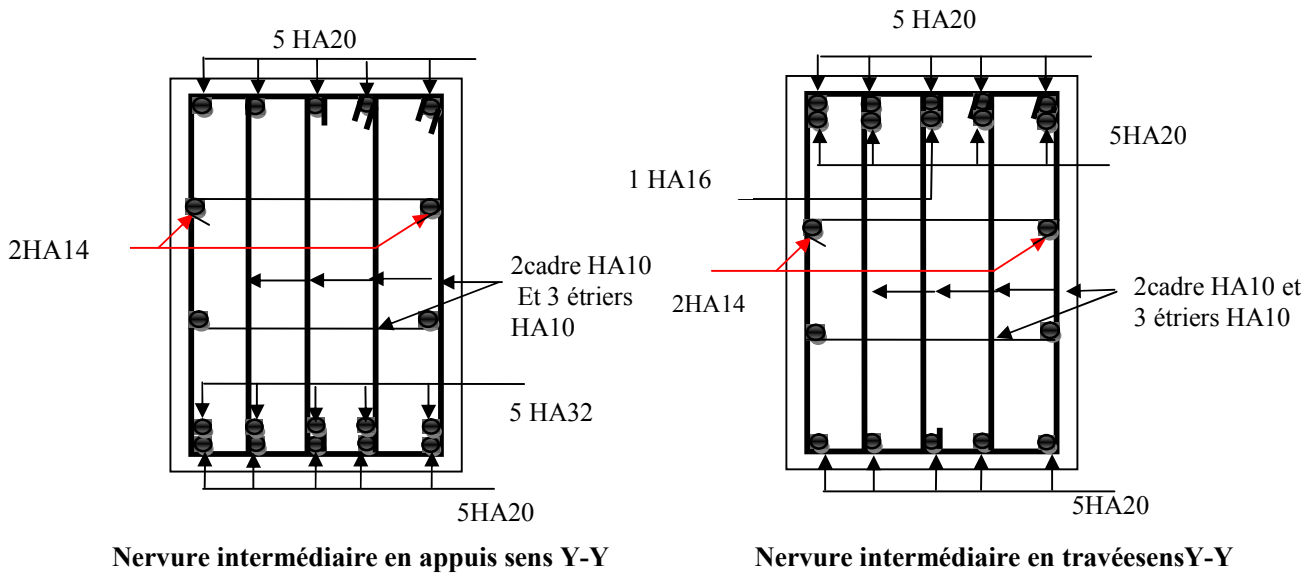


Figure VI.15. Schémas de ferrailage des nervures.

7. Etude du voile Périphérique :

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

7.1. Dimensionnement des voiles :

- Hauteur $h=3.40$ m
- Longueur $L=5.025$ m
- Épaisseur $e=20$ cm

➤ Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion (Sol non cohérent) $c = 0 \text{ bar}$
- Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée (Sable limoneux peu argileux), L'angle de frottement se situe dans l'intervalle suivant : $\varphi = 25^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres $k_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.4$

$$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.4$$

δ : Angle de frottement sol structure on prend $\delta = 0$.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis aux chargements suivants :

✓ La poussée des terres :

$$G = \square \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3,40 \times 20 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 27.2 \text{ KN/m}^2$$

✓ Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

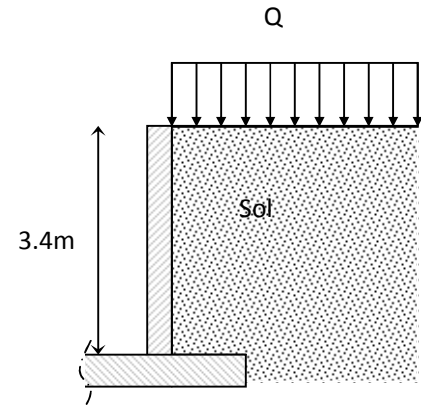


Figure VI.16. Voile périphérique.

7.2. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 42.72 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

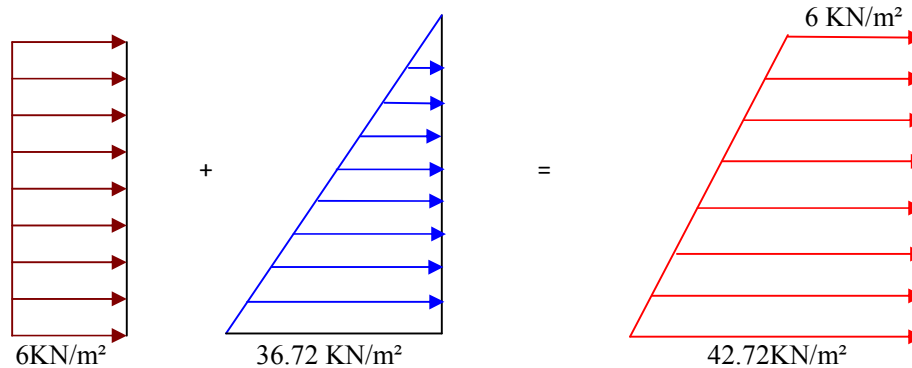


Figure VI.17. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 42.72 + 6}{4} = 33.54 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} = 33.54 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 33.54 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$\begin{aligned} L_x &= 3.4 \text{ m} & b &= 1 \text{ m} \\ L_y &= 5.025 \text{ m} & e &= 0.20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\rho = 3.40 / 5.025 = 0.68 > 0.4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

➤ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0.68 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.071 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.071 \times 33.54 \times 3.40^2 = 27.528 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.4034 \times M_{0x} = 11.105 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments corrigés :

$$M_x = 0.75 M_{0x} = 20.646 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.75 M_{0y} = 8.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -13.764 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% \times b \times e$

Tableau VI.10. Ferrailage des voiles périphérique.

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	20.646	0,05	0,064	0,166	3.57	1.856	5HA12 = 5,65
	Y-Y	8.33	0,02	0,025	0,172	1.39	1.6	4HA10= 3,14
Appui		- 13.764	0,033	0,042	0,167	2,367	2	4HA12=4.52

✓ **Espacements :**

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérifications :**

$\rho = 0,68 > 0,4$

$e = 20 \text{ cm} > 12$

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

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,68) 100 \times 20 = 1,856 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times e = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{33.54 \times 3,40}{2} \times \frac{5.025^4}{3,40^4 + 5.025^4} = 47.138 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{33.54 \times 5.025}{2} \times \frac{3,40^4}{3,40^4 + 5.025^4} = 14.6 \text{ KN}$$

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

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS :**

$$\rho = 0,68 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0767 \\ \mu_y = 0,5584 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 31.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 4KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 31.2 + 4}{4} = 24.4 KN/m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 ml = 24.4 KN/ ml$$

✓ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{0x} = 0,0767 \times 39,84 \times 3,40^2 = 21.63KN.m$$

$$M_{0y} = 0,5584 \times M_{0x} = 12.08.m$$

✓ **Les moments corrigés :**

$$M_x = 0,75 M_{0x} = 16.22KN.m$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 12.167 KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = -8.11 KN.m$$

✓ **Vérification des contraintes :**

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Tableau VI.11. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation		M^s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	22,54	4.59	16276	4.573 < 15	Vérifiée	185.62 > 201,63	Vérifiée
	y-y	15,50	3.56	10012	3.84 < 15	Vérifiée	182.46 > 201,63	Vérifiée
Appui		10,61	4.17	13578	3,32 < 15	Vérifiée	153.31 > 201,63	Vérifiée

Schémas de ferrailage :

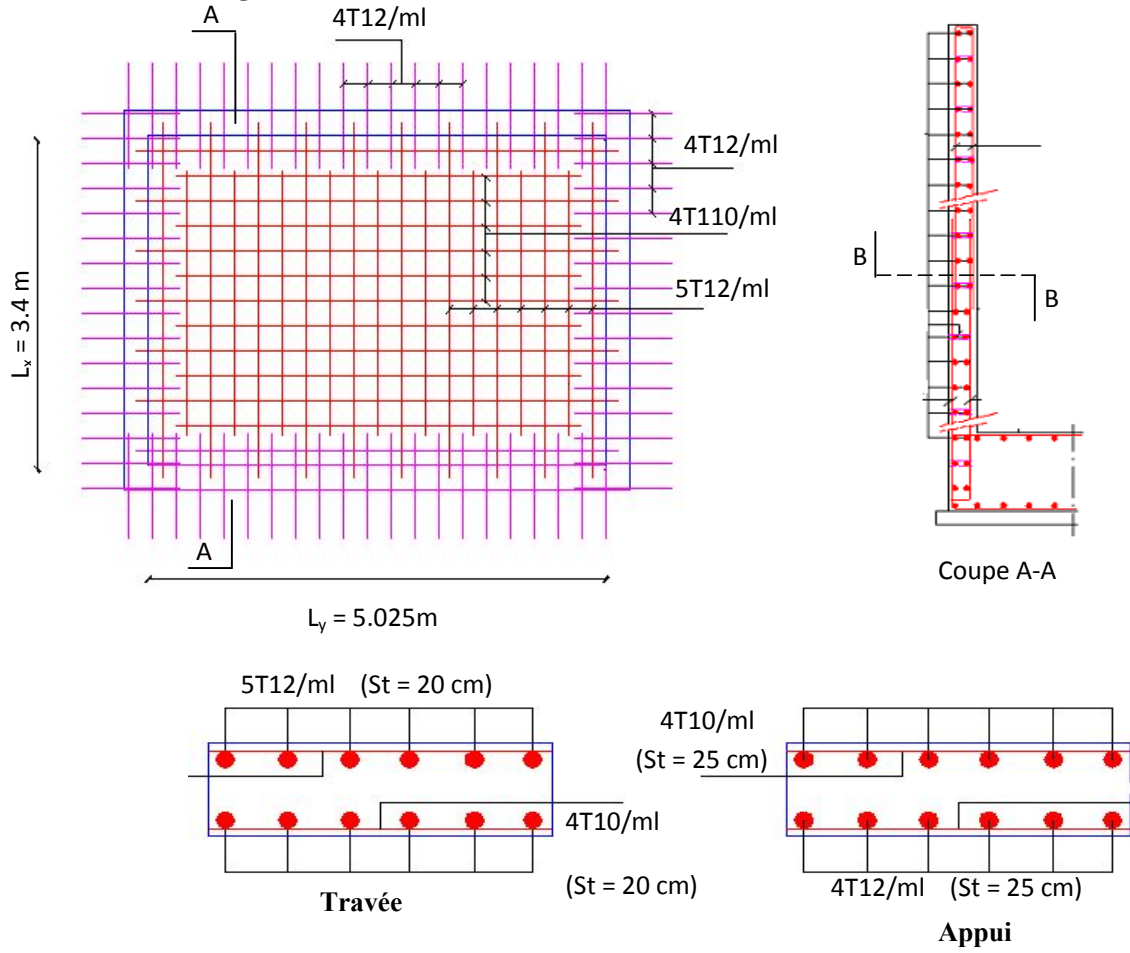


Figure VI.18. Schémas de ferrailage de voile périphérique.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales n'est satisfaite qu'après le redimensionnement des éléments structuraux et la diminution de la longueur des voiles.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux (de RDC jusqu'aux 9^{ème} étages) sont ferrillés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qui est très important.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{e28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_l \right) \times \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_l$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_l$$

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

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \times \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_l = d \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times \nu f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_l) / ((d - d') \times f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z \times f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_l}{z_l} + \frac{M_U - M_l}{d - d'} \right) \times \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe 4

Caractéristiques générales

Installation

en simplex
pour les dispositions
en batteries
consulter la table T31
simple accès
255 cm

Accessoires

Portes automatiques

collective (à usage
selective, à analyse
permanente de trafic
à ouverture centrale
trafic intense)

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			cuivres	local des machines		
					In	Id	In	Id		FC	DM	PM	
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	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	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	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	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	480	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	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☞	☞	☞	☞	☞	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☞	☞	☞	☞	☞	38000	16000	5000
590		260	520	280	230 x 140	☞	☞	☞	☞	☞	38000	19500	7000



Symbolisé et distribué par le Comité National de Liaison (CNL) (autrice/autriceur d'emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 81-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le copié d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Correspondant Schneider.

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 révolutions/mot	Course max. en m	Dimensions de cabine	Passage libre de port	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	(2) 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	80 x 200	180 x 210	135	140	
					ACVF	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1,50					Dy S	80 x 200	180 x 210	150	160
						ACVF	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	110 x 210	240 x 230	140	140	
					ACVF	110 x 210	240 x 230	140	140	
	1,50					Dy S	110 x 210	240 x 230	155	160
						ACVF	110 x 210	240 x 230	155	160
	2,50					Dy MV	110 x 210	240 x 230	180	220
						TD 2	110 x 210	240 x 230	180	220
	4,00					TD 2	110 x 210	240 x 230	180	220
1250 16 pers.	1,00	2 v	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160	
					Dy S	110 x 210	260 x 230	140	160	
					ACVF	110 x 210	260 x 230	140	160	
	1,50					Dy S	110 x 210	260 x 230	155	160
						ACVF	110 x 210	260 x 230	155	160
	2,50					Dy MV	110 x 210	260 x 230	180	220
						TD 2	110 x 210	260 x 230	180	220
	4,00					TD 2	110 x 210	260 x 230	180	220
1600 21 pers.	1,00	2 v	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
					Dy S	110 x 210	260 x 260	140	160	
					ACVF	110 x 210	260 x 260	140	160	
	1,50					Dy S	110 x 210	260 x 260	155	160
						ACVF	110 x 210	260 x 260	155	160
	2,50					Dy MV	110 x 210	260 x 260	180	220
						TD 2	110 x 210	260 x 260	180	220
	4,00					TD 2	110 x 210	260 x 260	180	220
5,70					TD 2	110 x 210	260 x 260	180	220	

Notes: toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Les profondeurs de cuvette et hauteur sont données en fonction de la vitesse. (2) Envolée: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dérivation à traction contrôlée de vitesse, ACVF = dérivation contrôlée de fréquence, Dy MV = Dérivation à vitesse variable, TD 2 = Traction à 2 vitesses. (3) La puissance est calculée selon la norme CEI 60909. (4) HSG = Hauteur de la cage.

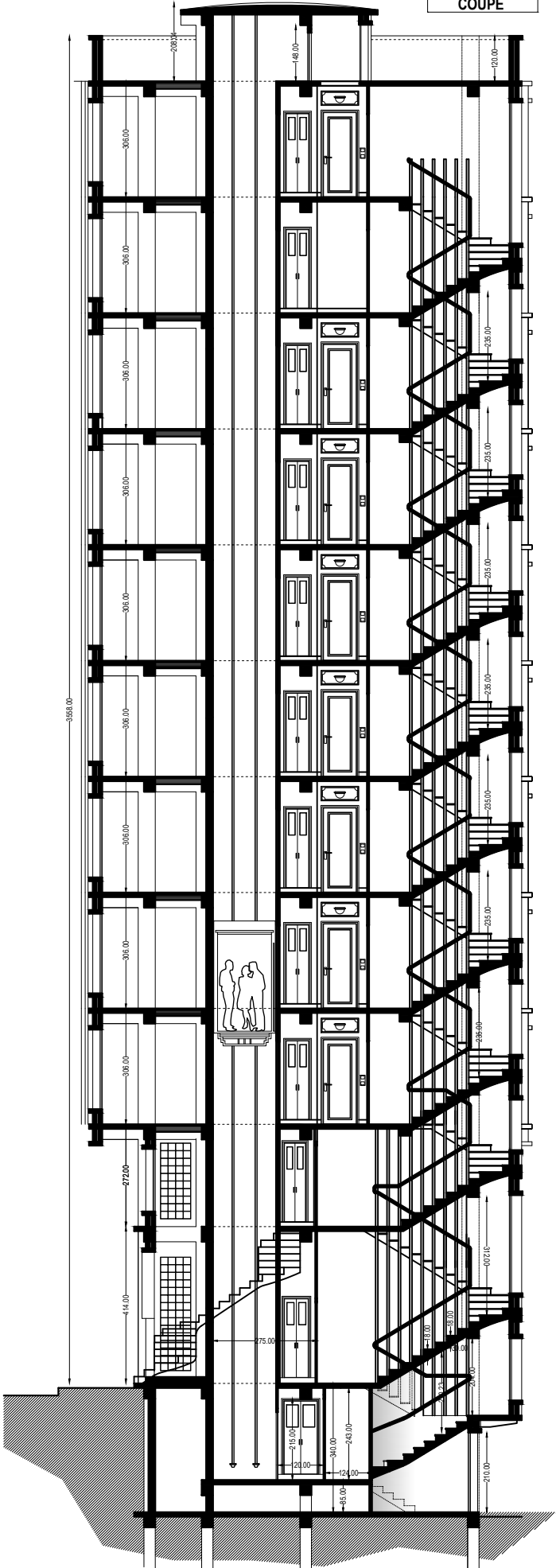
ANNEXE 5

Sections réelles d'armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm

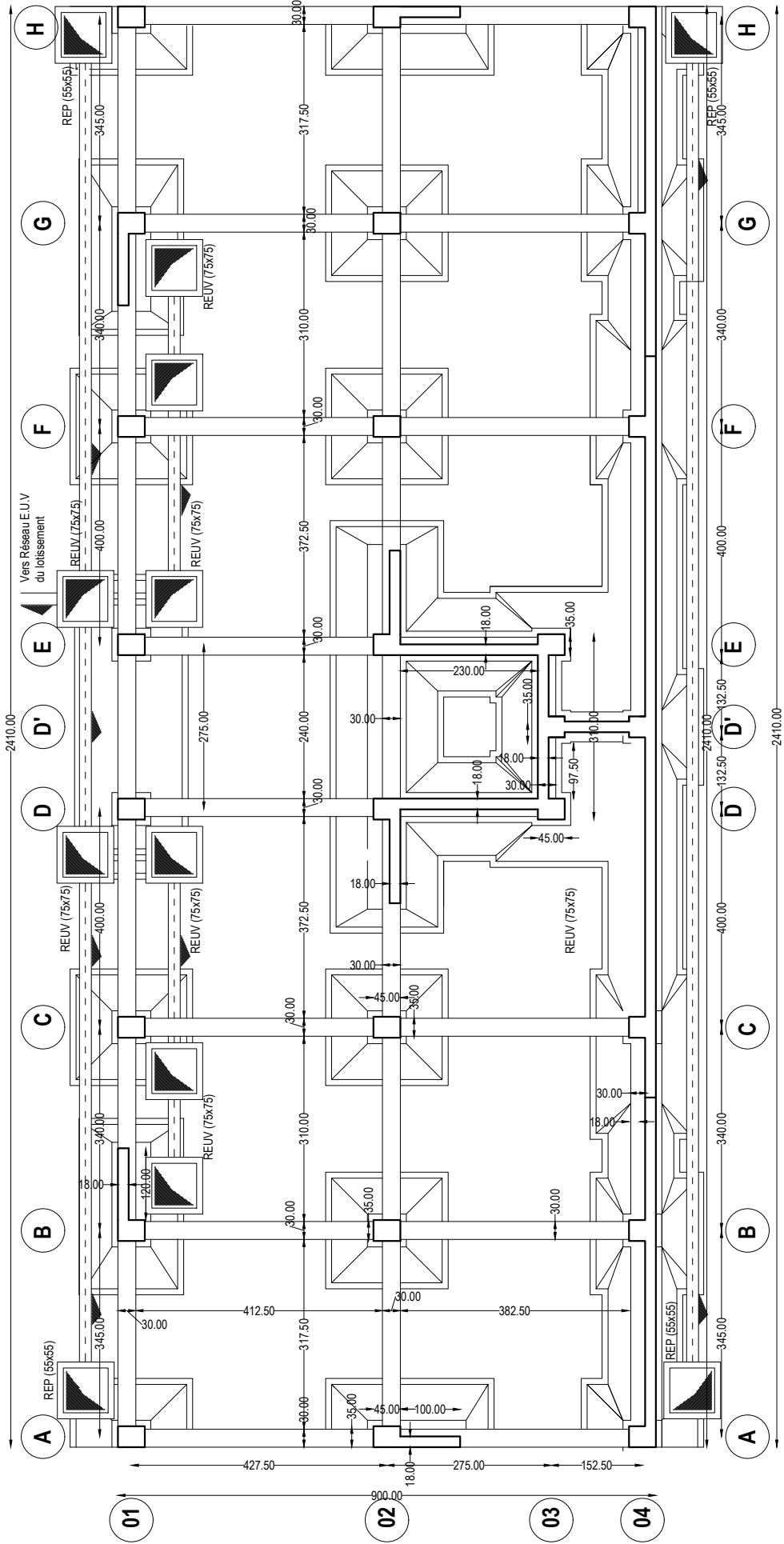
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
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	15.38	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

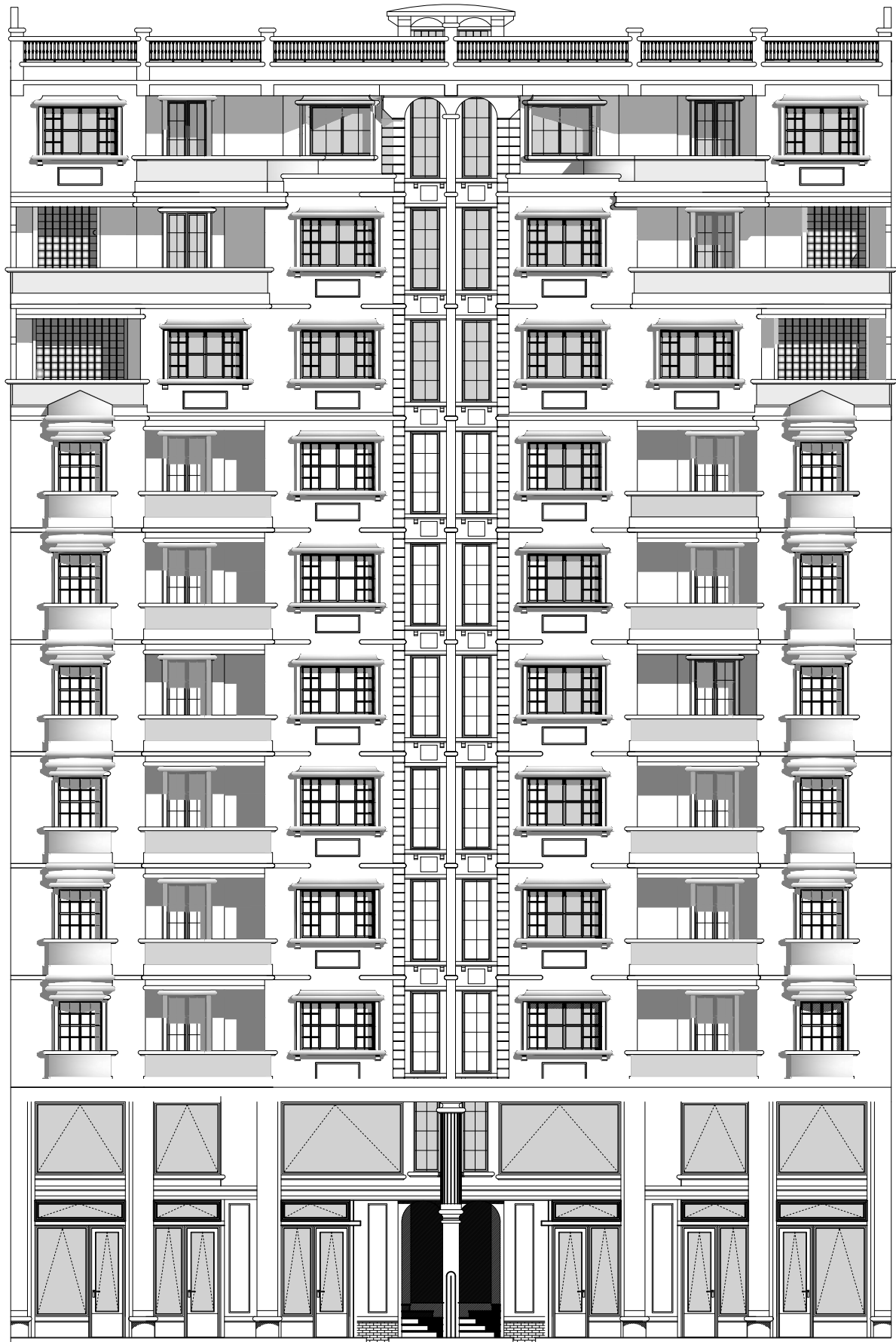
COUPE



DETAIL DE LA CAGE D'ESCALIERS

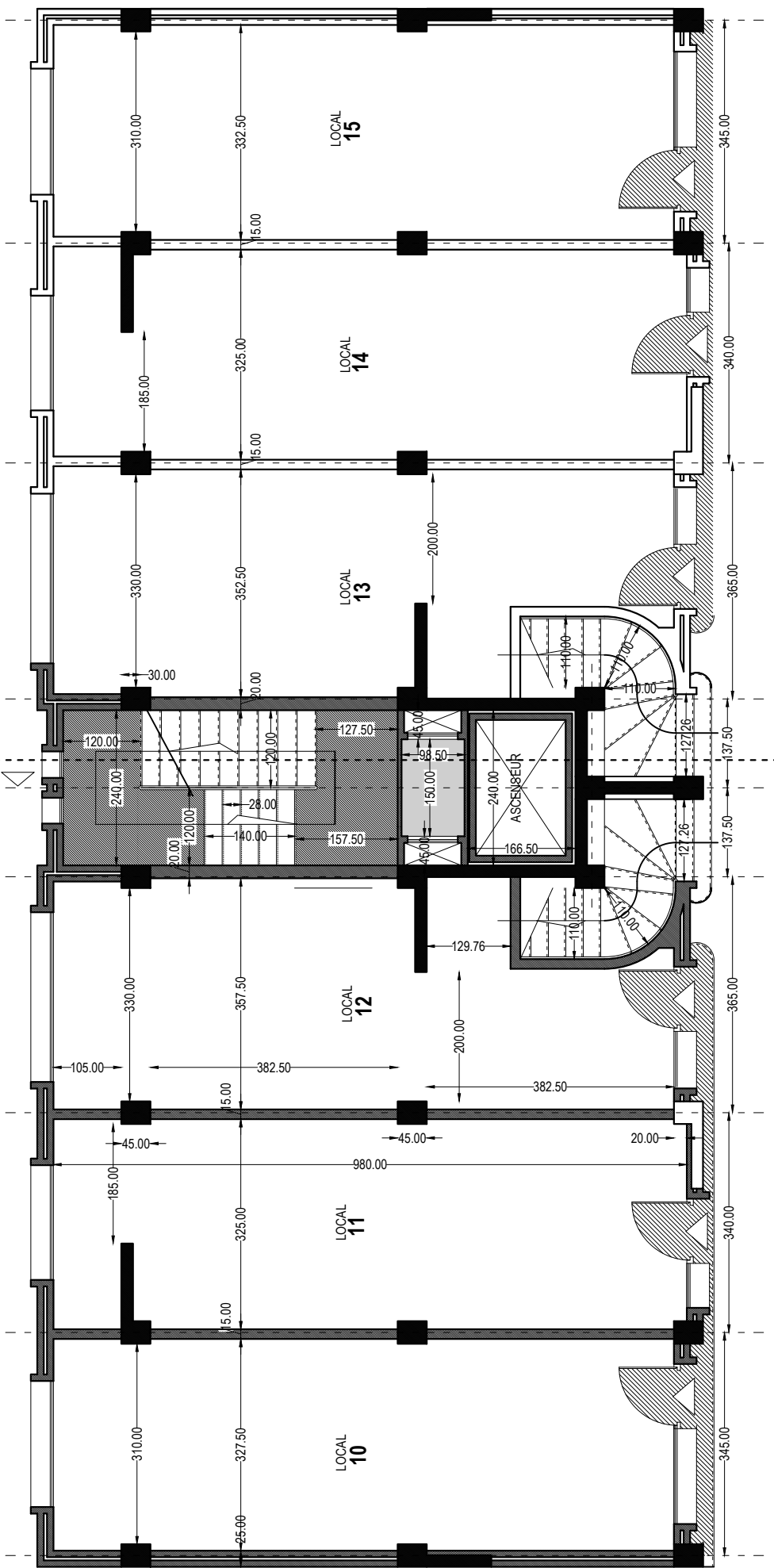
FONDATIONS
BATIMENT - A -



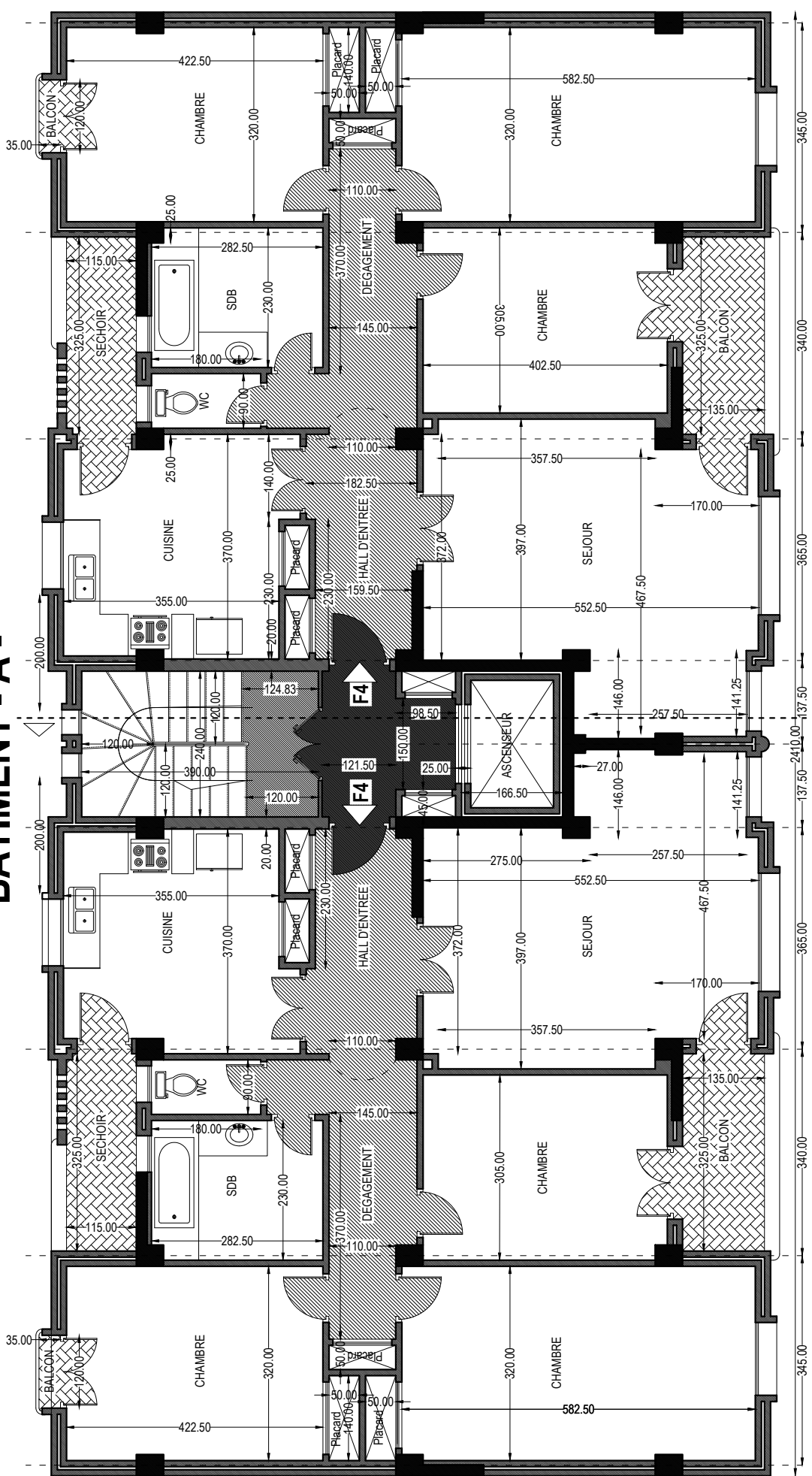


RDC Niv 0.00 m

BATIMENT - A -

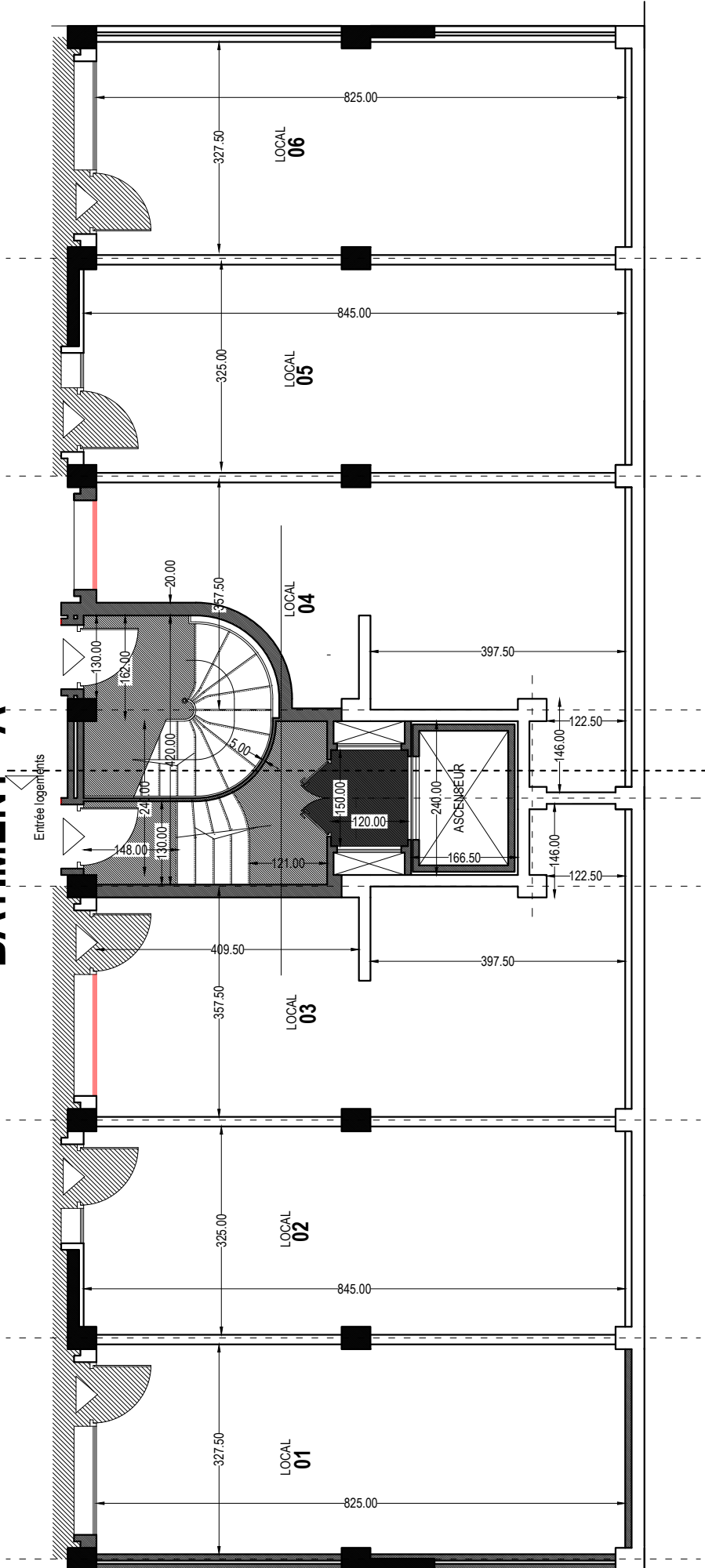


BATIMENT - A -



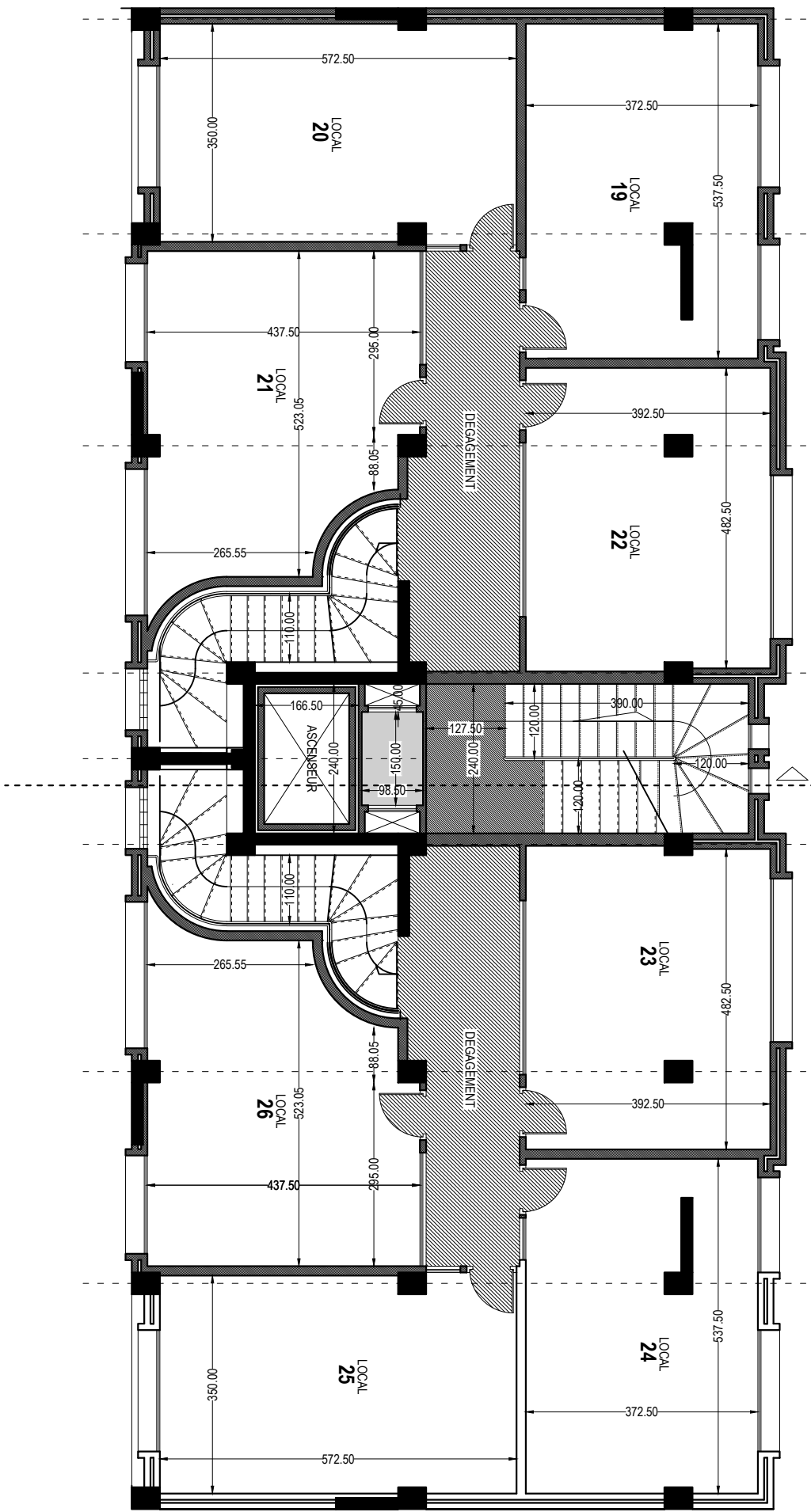
BATIMENT - A -

ENTRE SOL
Niv -3.40 m



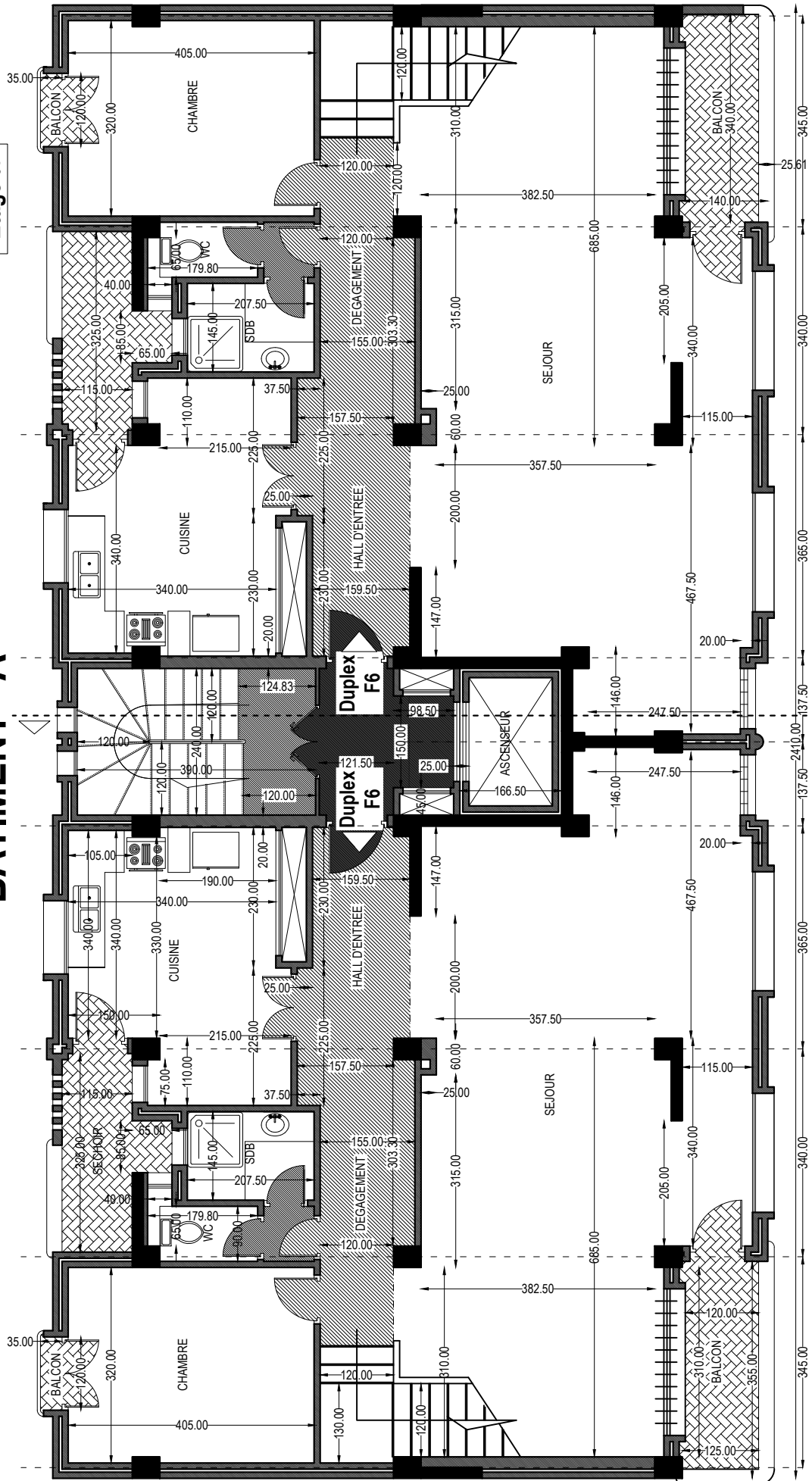
BATIMENT - A -

NIVEAU SERVICES
RDC Niv.4.14 m



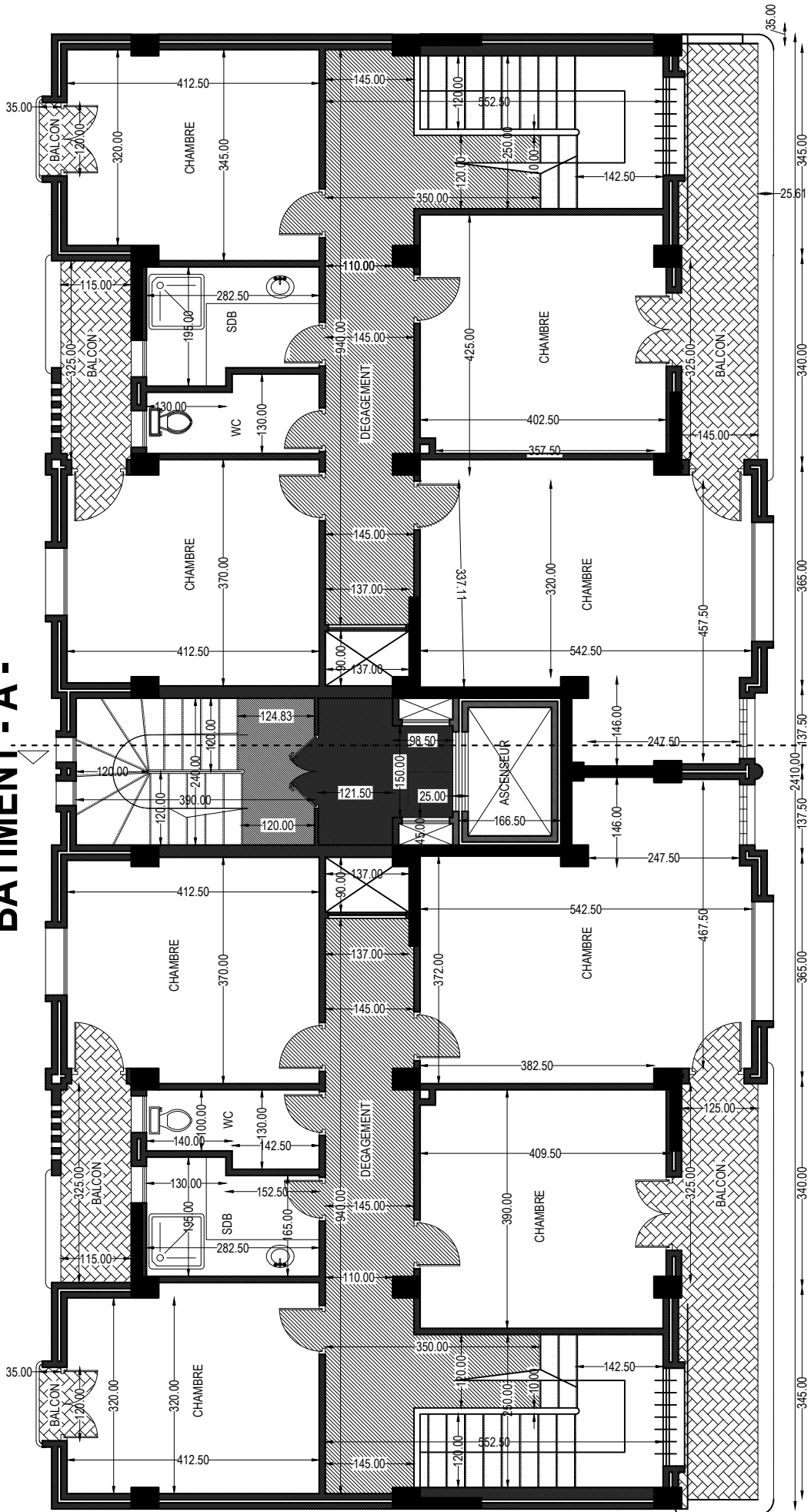
BATIMENT - A -

Etage 07



Etage 08

BATIMENT - A -



Etage 09

BATIMENT - A -

