



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+7+Soupente avec S.SOL) à usage
Multiple contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)*

Réalisé par :

TAHIR Rahim

DJOUDEH Hakim

Encadré par :

M^{er} LABIODH.B

Membres de jury:

Juin 2018

REMERCIEMENTS

Je remercie avant tout le bon dieu.

J'adresse mes chaleureux remerciements à mon promoteur :

« Monsieur LABIODH Bachir », pour son aide, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période de mon projet.

Je remercie tous les enseignants de la faculté de génie civil pour tout le savoir que j'ai acquis grâce à eux durant ma formation.

, E Dedicaces

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

Je dédie ce mémoire :

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

*A mes chers frères et sœurs : **Nassia, Katia, Tinhinane ,Fares,Akila***

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

*A mon binôme : **Rahim** et toute sa famille*

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

*A notre promoteur Mr **Labiodh B** qui a fourni beaucoup d'effort.*

Djouder Hakim

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

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

A mes chers frères et sœurs : **Malia, Morad, Toufik, Kaci, Nadjat, Mustapha, Houria**

A mes petites anges : **Raid, Abdeldjalil, Amina, zineb, Saifedine, Sohaib,**
A ma très chère **Maysem**

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

A notre promoteur Mr **LABIODH** qui a fourni beaucoup d'effort.
Enfin je remercie mon binôme **Hakim** et toute sa famille

T.Rahim

Notations :

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

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

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

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

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

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

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

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

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

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

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

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

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

Q_{pu} : charge limite de pointe.

Q_{Su} : Charge limite de frottement latérale.

C : *cohesion du sol.*

γ: poids volumique

. N_C, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

Sommaire

Introduction générale

CHAPITRE I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Règlements et normes utilisés	2
I.3. Les états limites	2
I.4. Les actions	2
I.5. Les matériaux (acier et béton)	4
I.5.1. Béton	4
I.5.2. L'acier	7
I.6. Hypothèses de calcul	8

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

INDODUCTION.....	9
II.1 pré dimensionnement des éléments non structuraux	9
II.1.1. Plancher à corps creux	9
II.1.2. Plancher à dalle pleine.....	11
II.1.3. L'acrotère	13
II.1.4. Les escaliers.....	14
II.2. Évaluations des charges et les surcharges	20
II.3. Éléments structuraux.....	23
II.3.1. Les poutres	23
II.3.2. Les voiles.....	24
II.3.3. Les poteaux	25
II.4. La descente de charge.....	26
II.5. Vérification	35
II.5.1. Vérification à la compression simple.....	35
II.5.2. Critère de stabilité de forme.....	35

II.5.2. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)	37
Conclusion	37

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction.....	38
III.1. Calcul des planchers.....	38
III.2. Etude des escaliers.....	74
III.3. Etude de la poutre palière.....	86
III.4. Calcul de la poutre brisée Escalier type 2.....	88
III.5. Calcul de la poutre brisée des escalier type 3.....	92
III.6. Etude de la poutre de chainages	97
III.7. L'ascenseur :	99
III.8. Etude de l'acrotère	106
Conclusion.....	112

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Introduction	113
IV.1. Méthodes de calcul	113
IV.2. Disposition des voiles	118
IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000	119
Conclusion	126

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

Introduction	128
V.1. Etude des poteaux	128
V.2. Etude des poutres	140
V.3. Etude des voiles	154
Conclusion	163

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction	164
VI.1. Choix du type des fondations :.....	164
VI.2. Eudes des fondations :.....	164

VI.3. Etude du voile périphérique :	182
Conclusion	186
Conclusion générale	
Bibliographie	
Annexes	
Rapport de sol	
Les plans de la structure	

LISTE DES FIGURES

Figure. I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	05
Figure. I.2. Diagramme des contrainte-déformation du béton à L'ELU	07
Figure. I.3. Diagramme contrainte-déformation de l'acier	08
Figure. II.1. Plancher à corps creux	09
Figure. II.2. Disposition des poutrelles	10
Figure. II.3. Schéma d'une poutrelle	11
Figure. II.4. Disposition des poutrelles et les plancher dalle pleine	12
Figure. II.5. Dalle sur un seul appui	12
Figure. II.6. Dalle sur quatre appuis	13
Figure. II.7. Coupe de l'acrotère	13
Figure. II.8. Schéma de l'escalier	14
Figure. II.9. Vue en plan de l'escalier a deux volée	14
Figure. II.10. Schéma statique d'escalier de RDC	15
Figure. II.11. Schéma statique de la première volée d'escalier type 1	15
Figure. II.12. Schéma statique de la deuxième volet d'escalier type 1	16
Figure. II.13. Vue en plan de l'escalier a trois volée	17
Figure. II.14. Schéma statique de la volée 1 et 3 d'escalier type 2	17
Figure. II.15. Schéma statique de la 2eme volée d'escalier type 2	18
Figure. II.16. Vue en plan de l'escalier a trois volée	19
Figure. II.17. Murs extérieurs	21
Figure. II.18. Coup de voile en élévation	25
Figure. II.19. La position des poteaux choisis pour la descente de charge	26
Figure. II.20. Surface afférente du poteaux p1 terrasse inaccessible et étages courant	27
Figure. II.21. Surface afférente du poteaux p1 étages 1.2 et 3	27

Figure. II.22. Surface afférente du poteaux p2 T. Inaccessible	31
Figure. II.23. Surface afférente du poteaux P2 étages courant et S.pente	31
Figure. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	39
Figure. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	39
Figure. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	40
Figure. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	40
Figure. III.5. Schéma statique de la poutrelle Type5	43
Figure. III.6. Schéma statique de la poutrelle Type3	50
Figure. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	66
Figure. III.8. Dalle sur un seul appui	67
Figure. III.9. Schéma ferrailage de la dalle surseul <i>appui</i>	70
Figure. III.10. Panneaux de dalle sur 4 appuis	70
Figure. III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.	74
Figure. III.12. Vue en plan de l'escalier a deux volée	74
Figure. III.13. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1	78
Figure. III.14. Vue en plan de l'escalier a trois volée	78
Figure. III.15. Schéma de ferrailage de la partie 1et3 de l'escalier type2	81
Figure. III.16. Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.	84
Figure. III.17. vu en plan de l'escalier balancé	84
Figure. III.18. Schéma de ferrailage l'escalier type 3	85
Figure. III.19. Schéma de ferrailage de la poutre palière	88
Figure. III.20 Schéma de ferrailage de la poutre brisée	91
Figure. III.21. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	95
Figure. III.22 : Schéma statique de la poutre de chainage	97
Figure. III.23 : Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.	99
Figure. III.24. Cage d'ascenseur	100

Figure. III.25. Schéma représentant la surface d'impact	100
Figure. III.26. Schéma de ferrailage de la dalle	106
Figure. III.27. Coupe transversale de l'acrotère.	106
Figure. III.28. Section à ferrailer.	109
Figure. III.29. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).	112
Figure. IV.1 : spectre de réponse	118
Figure. IV.2 : Disposition des voiles de contreventement	119
Figure. IV.3. Mode 1 translation selon x-x	120
Figure. IV.4 : Mode 2 translation selon y-y	120
Figure. IV.5 : Mode 3 rotation au tour de l'axe z-z	121
Figure. V.1. Zone nodale	129
Figure. V.2. Section d'un poteau	131
Figure. V.3. Section du poteau à étudier	132
Figure. V.4. Section d'un poteau	136
Figure. V.5 ferrailage la section des poteaux	138
Figure. V.6: 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)	141
Figure. V. 7 : Les moments sur la zone nodale	148
Figure. V.8 : Dispositions constructives de la poutre	151
Figure. V.9. Disposition des armatures dans les voiles.	155
Figure. V.10. Schéma de répartition des voiles.	156
Figure. V.11. Schéma d'un voile plein	158
Figure. V.12 : Ferrailage du voile Vx1 RDC	162
Figure. VI.1. Schéma d'une semelle isolée	165
Figure. VI.2. Schéma d'une semelle filante	165
Figure. VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	168
Figure. VI.4 Dalle sur quatre appuis	170

Figure. VI.5 : Schéma de ferrailage de radier	173
Figure. VI.6 : Schéma de de rupture de la dalle de radier	174
Figure. VI.7. Sollicitations sur le nervure dans le sens x-x	175
Figure. VI.8. Schéma statique équivalent dans	175
Figure. VI.9. Sollicitations sur le nervure dans le sens y-y	177
Figure. VI.10. Schéma statique équivalent dans le sens y-y	177
Figure. VI.11. Section à ferrailé	178
Figure. VI.12 : diagramme des contraintes	183
Figure. VI.13 : schéma de ferrailage de voile périphérique	186

Liste des tableaux

Tableau. II.1 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.	20
Tableau. II.2 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers dalles pleines	21
Tableau. II.3 : évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.	22
Tableau. II.4. Évaluation des charges permanentes revenant à l'acrotère	22
Tableau. II.5. Charge permanente revenant au pallier	22
Tableau. II.6. Charge permanente revenant à la volée	23
Tableau. II.7: sections des poteaux des différents niveaux	26
Tableau. II.8. Poids propre des poteaux	28
Tableau. II.9: évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau P1) (D.T.R B.C2.2.ART.7.1)	29
Tableau. II.10. Résultat de la descente de charge pour le poteau P1	29
Tableau. II.11. Poids propre des poteaux	32
Tableau. II.12: évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau P2) (D.T.R B.C2.2.ART.7.1)	32
Tableau. II.13. Résultats de la descente de charge du poteau P2 (la cage d'escalier)	33
Tableau. II.14. Résultats de vérification à la compression simple pour les poteaux	35
Tableau. II.15. Résultat de vérification au flambement pour les poteaux	36
Tableau. II.16. Dimensions des poteaux	37
Tableau. III.1. Les différents Types de poutrelles	41
Tableau. III.2. Charges et surcharges d'exploitations sur les poutrelles	42
Tableau. III.3. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles après minoration de G	43
Tableau. III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage d'habitation (type 5)	45
Tableau. III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage d'habitation (type 5)	45
Tableau. III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commerce (type 5)	46
Tableau. III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commerce (type 5)	46
Tableau. III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type 5)	46

Tableau. III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type 5)	46
Tableau. III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type5)	46
Tableau. III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 5)	47
Tableau. III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible(type1)	47
Tableau. III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1)	47
Tableau. III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type1)	47
Tableau. III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 1)	48
Tableau. III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type1)	48
Tableau. III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type 1)	48
Tableau. III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage d'habitation (type1)	48
Tableau. III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage d'habitation (type 1)	49
Tableau. III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type 2)	49
Tableau. III.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type 2)	49
Tableau. III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commerce (type 4)	49
Tableau. III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commerce (type 4)	49
Tableau. III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type 4)	50
Tableau. III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type 4)	50
Tableau. III.26. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service (type 6)	50
Tableau. III.27. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service (type 6)	50
Tableau. III.28. Les moments isostatiques des poutrelles du plancher d'habitation(Type3).	51
Tableau. III.29. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étages d'habitation (type 3)	53
Tableau. III.30. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étages d'habitation (type3)	53
Tableau. III.31. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)	53
Tableau. III.32. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type3)	54
Tableau. III.33. Sollicitations maximal des poutrelles des différents plancher	54
Tableau. III.34. Ferrailage des poutrelles plancher habitation	63

Tableau. III.35. Choix des barres de ferrailage étage habitation	63
Tableau. III.36. Vérification des états limites de compression de béton	63
Tableau. III.37. Vérification de la flèche pour les plancher	64
Tableau. III.38. Schéma de ferrailage des poutrelles	65
Tableau. III.39 : ferrailage de panneau sur 01 appui.	68
Tableau. III.40 Ré-vérification de la contrainte dan l'	69
Tableau. III. 41. vérification de la flèche	70
Tableau. III.42. Résultats de ferrailage de la dalle d'ascenseur	71
Tableau. III.43. Vérification des contraintes à l'ELS	73
Tableau. III.44. Vérification de la flèche	73
Tableau. III.45. Tableau de ferrailage de la partie de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis	76
Tableau. III.46. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :	77
Tableau. III.47. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	77
Tableau. III.48. Tableau de ferrailage de la partie de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis	80
Tableau. III.49. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :	81
Tableau. III.50. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :	81
Tableau. III.51 Résultats de ferrailage de la 2 ^{ème} partie :	82
Tableau. III.52. Ferrailage de la volée 1.	84
Tableau. III.53. Vérification de l'état limite de compression du béton.	85
Tableau. III.54. Moment aux niveaux de la poutre palière	86
Tableau. III.55. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.	89
Tableau. III.56. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.	89
Tableau. III.57. Calcul à l'ELS.	90
Tableau. III.58. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	93
Tableau. III.59. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis	93
Tableau. III.60. Calcul à l'ELS	96

Tableau. III.61 : résultat de ferrailage de la poutre de chainage.	98
Tableau. III.62. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie	103
Tableau. III.63. Charge permanente revenant à l'acrotère	107
Tableau. III.64. Combinaisons d'action de l'acrotère.	108
Tableau. IV.1. Valeurs des pénalités P_q .	114
Tableau. IV.2. Les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99/2003 (Tableau 4.2)	116
Tableau. IV.3. Période de vibration et taux de participation massique	121
Tableau. IV.4. Vérification de l'interaction sous charges verticale	122
Tableau. IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales	123
Tableau. IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	123
Tableau. IV.7. Vérification des déplacements de la structure	124
Tableau. IV.8. Vérification a L'effet $P-\Delta$	125
Tableau. IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit.	126
Tableau. V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA	129
Tableau. V.2 : Sollicitations dans les poteaux	131
Tableau. V.3. Ferrailage des poteaux	133
Tableau. V.4. Armatures transversales des poteaux	134
Tableau. V.5. Vérification du flambement des poteaux	135
Tableau. V.6. Vérification des contraintes dans le béton	136
Tableau. V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	137
Tableau. V.8: Schéma de ferrailage des poteaux.	139
Tableau. V.9 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA	141
Tableau. V.10 : Armatures longitudinales des poutres	143
Tableau. V.11 : Vérification de l'effort tranchant	145
Tableau. V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	146
Tableau. V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS	147

Tableau. V.14. Moment résistant dans les poteaux	149
Tableau. V.15. Moment résistant dans les poutres	149
Tableau. V.16 : Vérification de la zone nodale	150
Tableau. V.17 : Schéma de ferrailage des poutres	151
Tableau. V.18 : Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{xx}=1.3m$ dans tous les niveaux	157
Tableau. V.19 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{yy}=2.9m$ dans tous les niveaux	157
Tableau. V.20 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux	161
Tableau. V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux	162
Tableau. VI.1 Résumé des résultats de ferrailages	171
Tableau. VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS	173
Tableau. VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS nouvelles sections	173
Tableau. VI.4. Sollicitations sur le nervure dans le sens x-x à l'ELU	176
Tableau. VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x à l'ELS	176
Tableau. VI.6. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) et à (ELS)	176
Tableau. VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y à l'ELU	177
Tableau. VI.8. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y ELS	178
Tableau. VI.9. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) et à (ELS)	178
Tableau. VI.10. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier	179
Tableau. VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS	179
Tableau. VI.12. Vérification des contraintes a L'ELS avec les nouvelles sections	180
Tableau. VI.13. Schémas de ferrailage des nervures	181
Tableau. VI.14. Résumé des résultats de ferrailage du voile périphérique	184
Tableau. VI.15. Vérification des contraintes à l'ELS	186

Introduction générale

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

En effet, l'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R + soupenne + 7 avec sous-sol) qui regroupe commerces. Logements d'habitation, et bureaux contreventé par une système mixte (voiles + portiques).

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

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en (R+S.pente+7 avec S.sol) à usage multiple avec RDC à usage commerciale et Sous pente 1^{ère}2^{ème} et 3^{ème}étages a usage bureaux et le 4, 5,6et 7^{ème}étages a usage d'habitation

Cet ouvrage nous a été confié par le bureau d'étude d'architecteur et technique, classé selon le règlement parasismique Algérien (R.P.A.99/version 2003) dans le groupe d'usage 2 et qui sera implanté à Aokas wilaya de Bejaia, classé comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.1.1. Caractéristiques géométriques

a. Dimensions en plan

- ✓ Longueur totale : L_x=21.40 m.
- ✓ Largeur totale : L_y=20.60 m.

b. Dimensions en élévation

- ✓ Hauteur de S.sol : H =3.74 m
- ✓ Hauteur de R. D.C : H=3.74 m.
- ✓ Hauteur d'étage courant : H =3.06 m.
- ✓ Hauteur de l'acrotère : H =0,60 m.
- ✓ Hauteur totale : H_t=29.62 m.

c. Données du site

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée comme zone de sismicité moyenne (Zone Iia) selon le R.P.A 99 /Version 2003).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble : catégorie S3.
- Contrainte admissible du sol : $\sigma=1.2$ bars.

I.1. 2. Conception structurelle

- **Les planchers** : seront constitué de corps creux, une dalle de compression en béton armé et d'un treillis soudé.
- **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base à la terrasse inaccessible.
- **Les escaliers** : les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.
- **Les façades et les cloisons** :
 - les murs extérieurs et les murs de séparation seront réalisés en double parois de briques creuses séparées par une lame d'air de 5 cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

- **Les voiles** : Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.
- **L'ascenseur** : L'ascenseur est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages sans utiliser les escaliers.

I.2. Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.2.

I.3. Les états limites :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. On distingue :

a) État limite ultime (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- État limite de l'équilibre statique.
- État limite de résistance de l'un des matériaux.
- État limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat limite de service (ELS) :

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- État limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- État limite de déformation : flèche maximale.
- État limite de compression du béton.

I.4. Les actions

I.4.1. Valeurs caractéristiques des actions :

➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- le poids propre de la structure.
- cloisons, revêtement, superstructures fixes.

- le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q) :**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- les charges d'exploitations.
- les charges climatiques (neige et vent).
- les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

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

I.4.2. Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a) combinaison d'action à l'ELU :

➤ **Situation durable ou transitoire**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Psi_{0i}=0,77 \text{ pour les bâtiments à usage courant} \\ 1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q+\sum 1,3\Psi_{0i}Q_i \end{array} \right.$$

Avec :

Ψ_{0i} : coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\Psi_{1i}Q_1+\sum \Psi_{2i}Q_i (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige .} \\ 0,20 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent} \\ 0,50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température} \end{cases}$$

b) combinaison d'action à l'ELS :

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

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c) combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situation durable} \\ \text{Situations- accidentelle} \end{array} \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ G + Q \pm 1.2 E \Rightarrow \text{pourtiques autostable} \\ 0.8G \mp E \end{array} \right. \end{cases}$$

I.5. Les matériaux (acier et béton) :

I.5.1. Béton

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions convenables bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400 kg/m³ de béton mis en œuvre, en dessous de 300 kg/m³ les règles de B.A.E.L .91 ne sont plus applicables.

I.5.1.1. Résistance du béton :

a. Composition et dosage du béton

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériaux utilisés, et de la qualité du béton recherché. En effet, les propriétés physiques et mécaniques du béton dépendent essentiellement de sa composition mais aussi des facteurs extérieurs (la température, l'humidité, ...). La composition moyenne pour un mètre cube (1m³) de béton ordinaire est la suivante :

- 350 kg/m³ de ciment de classe (CPA 425).
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm.
- 800 litres de gravier de diamètre $\begin{cases} \text{gravillons}(8 < D_g < 15\text{mm}) \\ \text{gravier}(15 < D_g < 25\text{mm}) \end{cases}$
- 175 litres d'eau de gâchage.

b. Résistance caractéristique en compression f_{cj}

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée 16cm×32cm cylindrique. Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} ;

$$\left\{ \begin{array}{l} J \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,75 + 0,83j} f_{c28} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \text{Et } f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours} \\ J \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

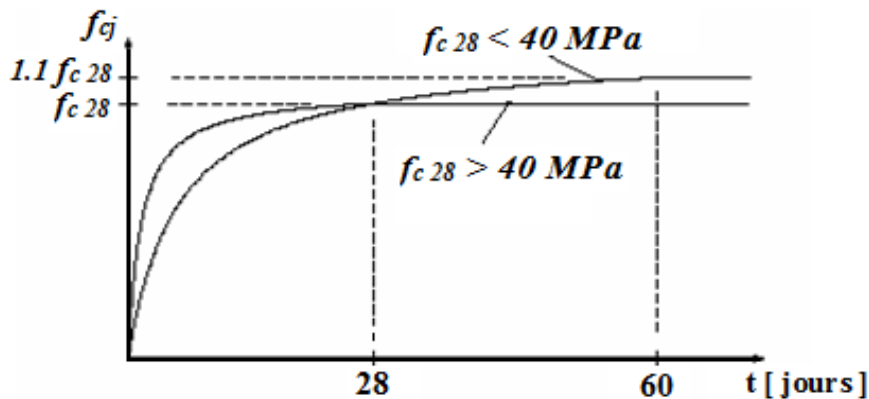


Figure I.1. Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m³ de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA425), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend : $f_{c28} = 25$ MPa.

c) Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

d) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :

$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

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

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

$\tau_{adm}=3.33\text{Mpa}$ fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm}=2.5\text{Mpa}$ fissuration préjudiciable.

I.5.1.2. Module déformation longitudinale du béton :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargements instantané de la durée inférieure à 24heures, le module instantané est pris égale : $E_{ij}=11000 \times (f_{cj})^{1/3}$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est égal à trois fois le module différé : $E_{ij}=3 \times E_{vj}$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{ij}=1100(f_{cj})^{1/3}$$

I.5.1.3. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu=0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

I.5.1.4. Module d'élasticité transversale :

Il est donné par : $G = \frac{E}{2\nu+1}$

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

I.5.1.5. Modèle de calcul à l'ELS :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charges de longue durée $E_b=E_{vj}$ et $\nu=0.2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_b \approx 13333\text{MPa}$).

I.5.1.6. Modèle de calcul à l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme contraint déformations donné sur la Figure I-2 :

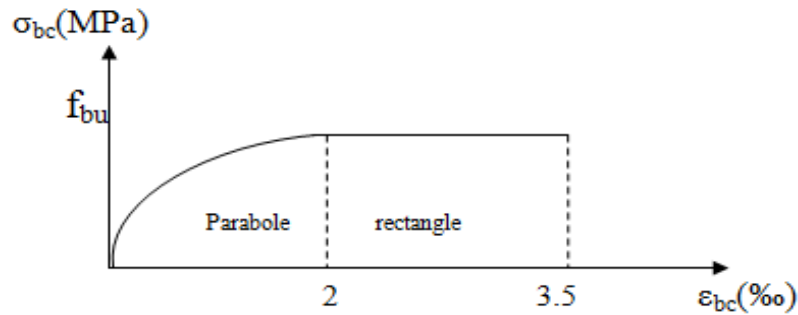


Figure I.2. Diagramme des contraintes-déformation du béton à l'ELU.

Sur cette figure :

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$\text{Où : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

- Le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentale et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges : $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h, $\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et $\theta = 0,85$.

I.5.2. L'acier :

Résiste très bien à la compression et à la traction, de plus, il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On utilise 2 types d'aciers :

- Acier à haute adhérence (HA) FeE400 $f_e = 400$ MPa
- Acier naturel rond lisse (RL) FeE500 $f_e = 235$ MPa

I.5.2.1 contraintes limites :

ELU :

- Fissurations peu nuisibles « FPN »

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1,15$ en Situation durable $\bar{\sigma}_s = 348,83$ MPa

$\gamma_s = 1$ en Situation Accidentelle $\bar{\sigma}_s = 400$ MPa

ELS :

- Fissurations préjudiciables « FP »

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ CBA93 (A.4.5.3.3).}$$

η : coefficient de fissuration

Avec $\eta = 1,6$ pour les aciers HA et 1 pour les aciers RL

I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier noté $E_s = 2 \times 10^5 \text{Mpa}$
Pour l'acier naturel :

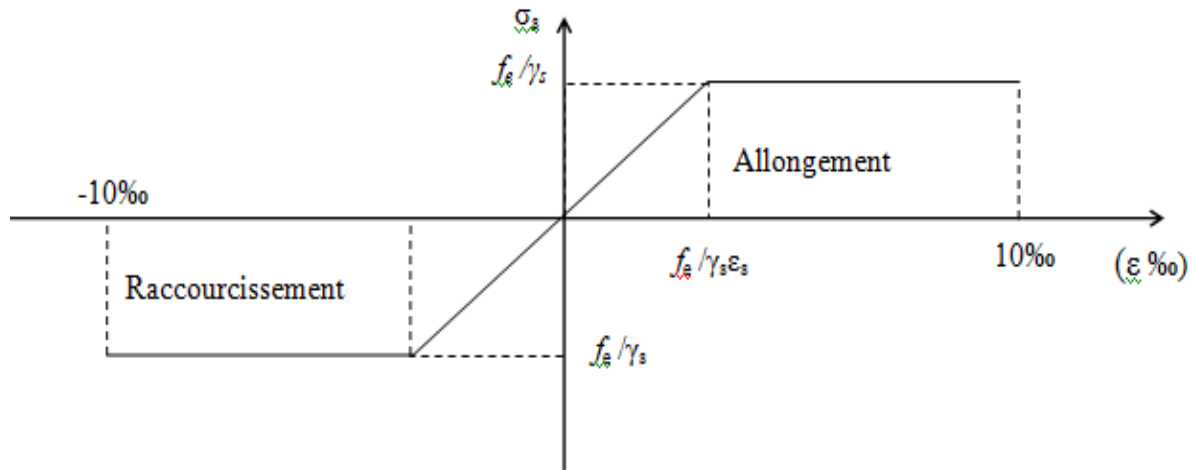


Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

I.6. Hypothèses de calcul :

a) ELS :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum.

b) ELU :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à :
 $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion simple et $\epsilon_{bc} = 2,5\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$
- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».

INDODUCTION

L'objectif de pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différents actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93.

II.1 pré dimensionnement des éléments non structuraux

II.1.1.Plancher à corps creux:

D'après le BAEL (article B.6.8.4.2.4) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

h_t : la hauteur totale du plancher

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles

$$L_{\max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm} \quad (\text{Voir la figure II.2})$$

$$h_t \geq \frac{455}{22,5} = 20,22 \text{ cm}$$

Donc on adoptera a des planchers a cops creux avec une hauteur de $(20+4) = 24 \text{ cm}$

Avec : 20 cm la hauteur du cops creux

4cm la hauteur de dalle de compression

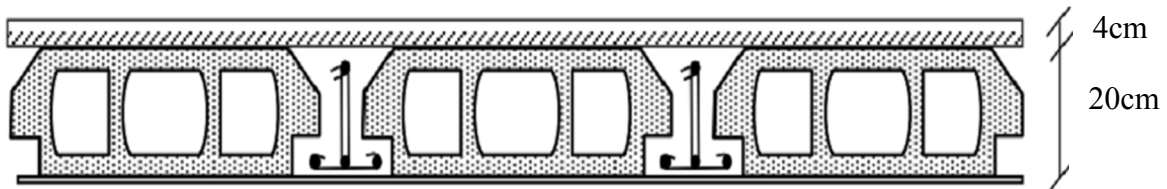


Figure II.1.Plancher à corps creux

a) Les Poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentré vers les poutres principales.

➤ Disposition des poutrelles

Les poutrelles sont disposées parallèlement au plus petit porté. Dans le cas où les travées sont identiques on prendre le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité). Dans cette structure les poutrelles sont disposées selon le premier critère comme indiqué sur la figure suivante :

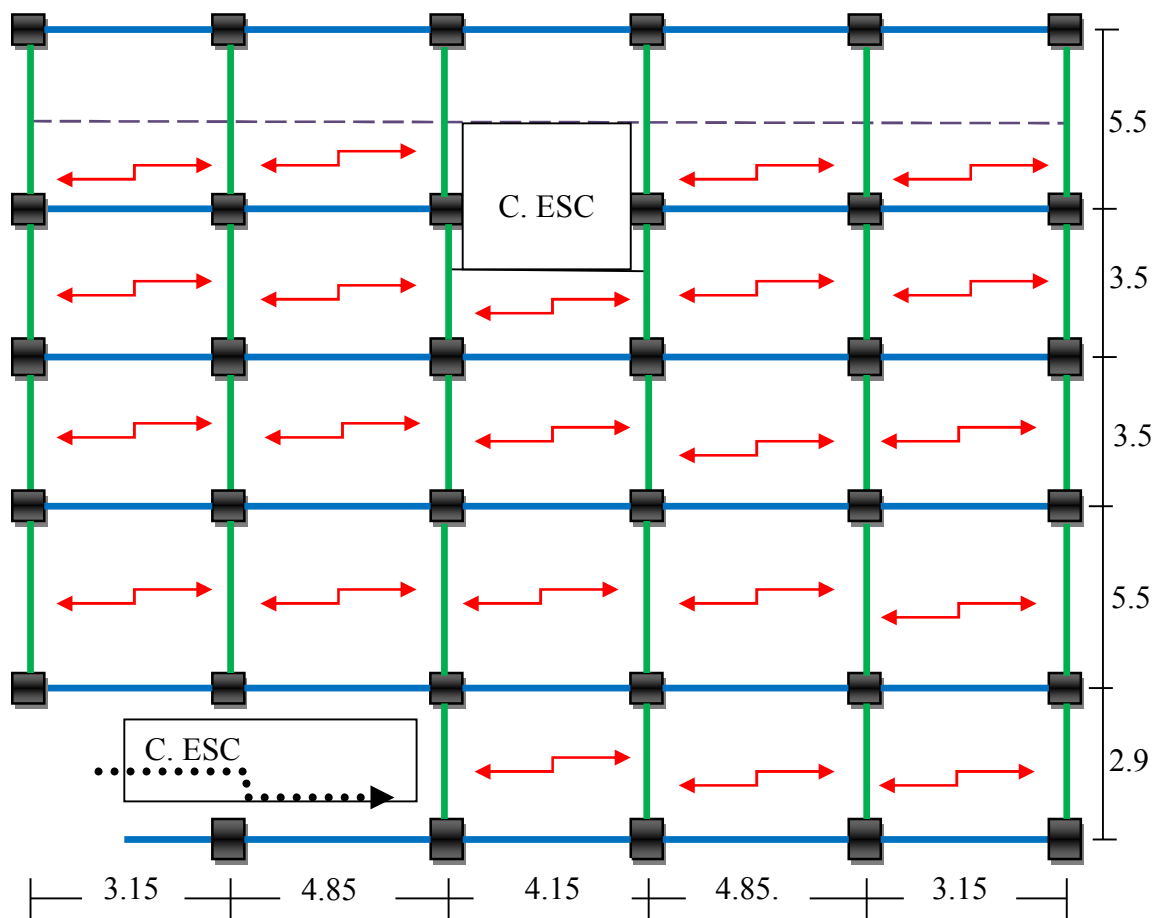


Figure. II.2. Disposition des poutrelles

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront Calculées sur plusieurs appuis, dont la hauteur totale est égale à :

$$h_{cc}=20\text{cm}, h_{ddc}=4\text{cm}.$$

$$h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 24 \text{ cm}$$

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par la relation Suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

Avec : b_0 : Largeur de la nervure, dépend de la hauteur totale du plancher

$$(0.4 \text{ à } 0.6) h_t \rightarrow 9.6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14.4 \text{ cm en prend } b_0=12 \text{ cm}$$

L_x Distance enter nus de deux poutrelles, ($L_x=65-12=53\text{cm}$).

L_y la distance minimale entre nus d'appuis dans le sens parallèle aux poutrelles,

$$L_y=L_{\min} (315-30= 285\text{cm})$$

b : largeur de la table de compression

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

h_t : hauteur totale de la poutrelle.

b_0 : largeur de la nervure,

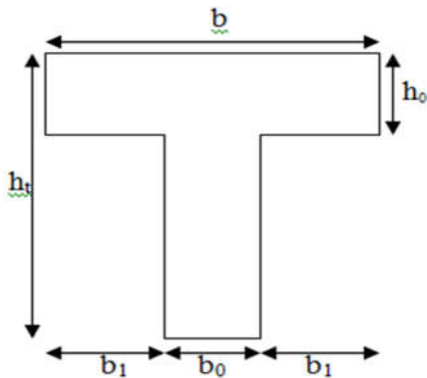


Figure II.3. Schéma d'une poutrelle

$$b \leq 2 \left[\min \left(\frac{53}{2}, \frac{28}{10} \right) \right] + 12 \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm} \quad \text{et } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5$$

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

II.1.2. Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément plan horizontal en béton armé à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres voiles) ou ponctuels (poteaux).

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Critère de Résistance :

$e \geq \frac{Lx}{20}$ Pour une dalle sur 1 ou 2 appuis parallèle à Lx

$\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$ Dalle reposant sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire pour $\rho \leq 0,4$

$\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$ Dalle reposant sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire pour $\rho > 0,4$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}$$

Avec :

Lx : La plus petite dimension du panneau.

Ly : La plus grande dimension du panneau.

b) Critère de feu : (CBA93) :

$e \geq 07 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu

c) Isolation phonique :

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

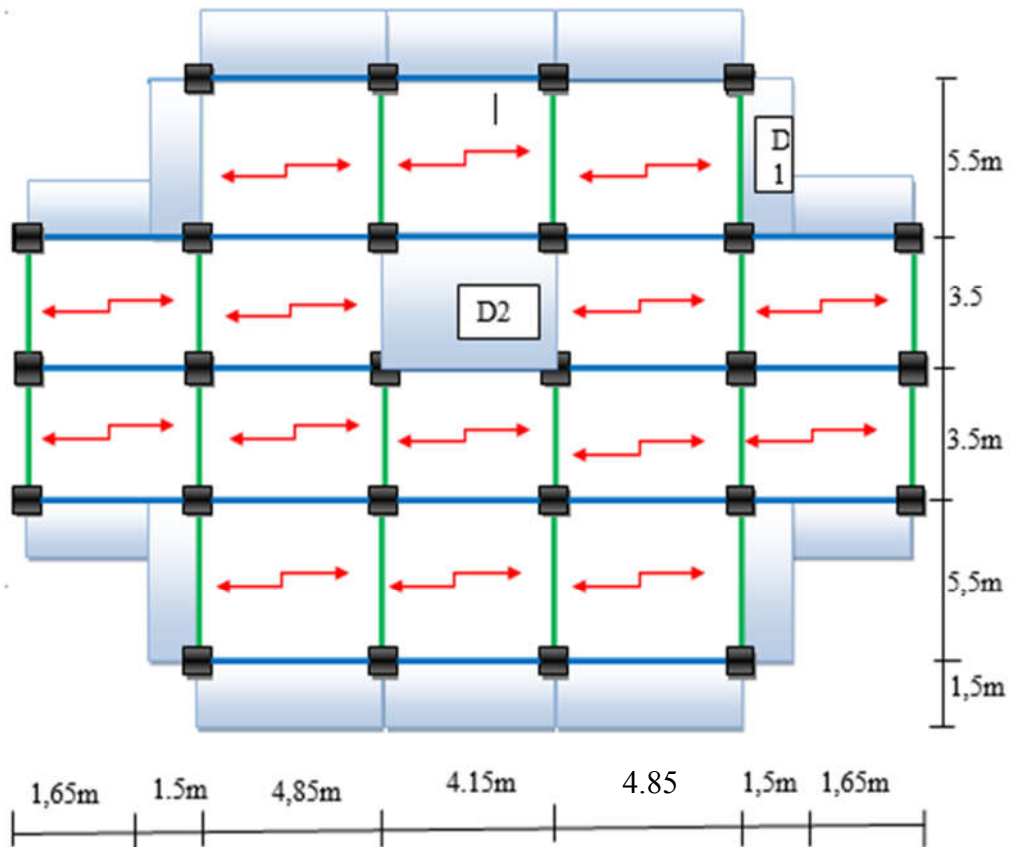


Figure II.4. Disposition des poutrelles et les plancher dalle pleine

- Les différents type des panneaux de dalle pleine

Dalle sur un seul appui : D1 (balcon étage habitation)

$L_x=1.5m$; $L_y=5m$

$e > 150/20 \Rightarrow e > 7.5cm$

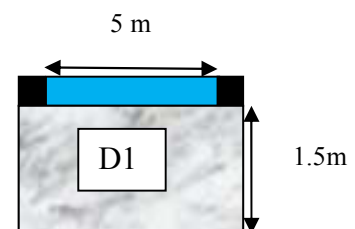


Figure II.5. Dalle sur un seul appui

Dalle sur quatre appuis D2

$$L_x=3\text{m} ; L_y=3.7\text{m}$$

$$300/45 \leq e \leq 300/40 \Rightarrow 6.66 \leq e \leq 7.5\text{cm}$$

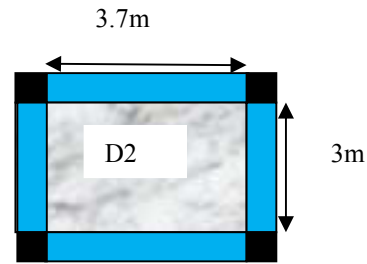


Figure II.6. Dalle sur quatre appuis

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant le critère de coupe-feu et l'isolation phonique, donc on adopte une épaisseur : $e=12\text{cm}$ pour les dalles pleines.

$E_t=15\text{cm}$ pour la dalle de l'ascenseur à cause de chargement important

II.1.3. L'acrotère :

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

Soit 'S' la section de l'acrotère :

$$S = (60 \times 10) + (5 \times 20) + (10 \times 20) \cdot 0.5 = 800\text{cm}^2$$

$$S = 0.08\text{m}^2$$

❖ Charge permanente :**➤ Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 25 \times 0.08 = 2\text{KN/ml}$$

➤ Enduit ciment :

Enduit extérieure : ($e=1.5\text{cm}$)

$$G_{\text{int}} = \gamma_c \times h \times e$$

$$G_{\text{int}} = 20 \times 0.6 \times 0.015 = 0.18\text{KN/ml}$$

Enduit intérieure : ($e=2\text{cm}$)

$$G_{\text{ext}} = \gamma_c \times h \times e$$

$$G_{\text{ext}} = 20 \times 0.6 \times 0.02 = 0.24\text{KN/ml}$$

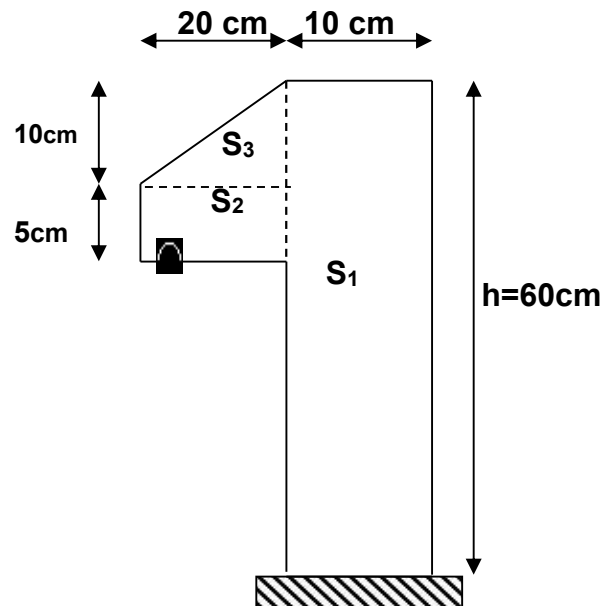


Figure II.7. Coupe de l'acrotère

$$G_{\text{tot}} = G + G_{\text{int}} + G_{\text{ext}} = 2 + 0.18 + 0.24 = 2.42 \text{ KN/ml}$$

- ❖ La charge permanente totale est estimée à : $G = 2.42 \text{ KN/m}^2$.
- ❖ D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour l'acrotère est : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.1.4. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

H : Hauteur d'étage

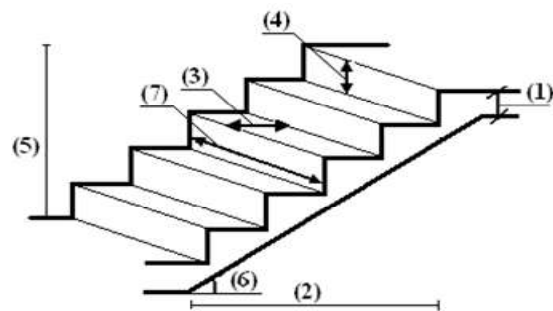


Figure II.8. Schéma de l'escalier

Dans notre projet on a trois types d'escalier

Type 1 escalier à deux volée au niveaux de RDC

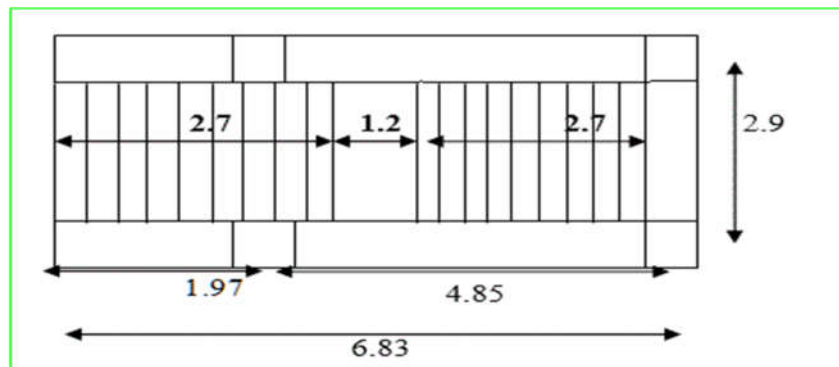


Figure. II.9. Vue en plan de l'escalier a deux volée

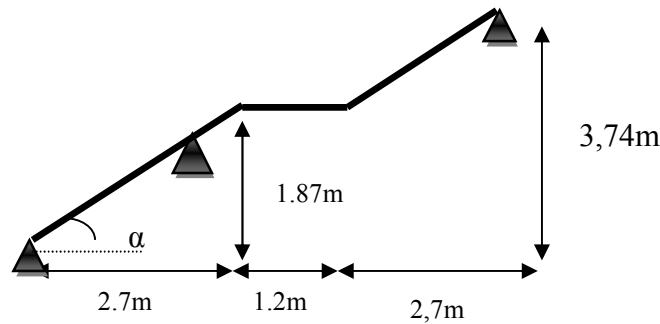


Figure II.10. Schéma statique d'escalier de RDC

❖ **Epaisseur de la paillasse (palier et volée) :**

$$L_0 = L_v + L_p.$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = \sqrt{2.7^2 + 1.87^2} + 1.2 = 4.48m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{448}{30} \leq e \leq \frac{448}{20} \Rightarrow 14.93cm \leq e \leq 22.4cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{Pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 15cm.**

❖ **Pré dimensionnement des escaliers :**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par : $59 \leq 2g+h \leq 64$(1).

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure (64) correspond à des locaux publics.

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

avec : $\begin{cases} H : \text{la hauteur de la volée} \\ L_0 : \text{la longueur projetée de la volée} \end{cases}$

Pour cette structure, on a principalement trois type d'escalier :

➤ **Première volée**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p.$

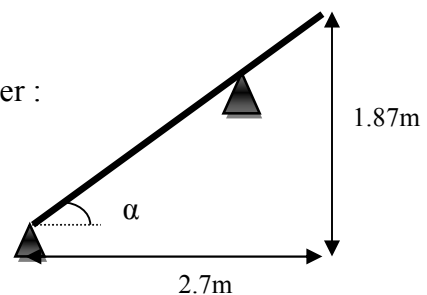


Figure. II.11. Schéma statique de la première volée d'escalier type 1

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 270 \text{ cm}$; $H = 187 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 187 + 270)n + 2 \times 187 = 0$$

$$64n^2 - 708n + 374 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 11$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 10$.

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{10} = 27. \Rightarrow g = 27 \text{ cm}.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{187}{11} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}.$$

Donc $\left\{ \begin{array}{l} \text{Le giron d'une marche est : } g=27 \text{ cm} \\ \text{La hauteur d'une contremarche est : } h=17 \text{ cm} \end{array} \right.$

$59 \text{ cm} \leq g + 2.h = 61 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$; La formule de « BLONDEL » est vérifiée

➤ **Deuxième volée**

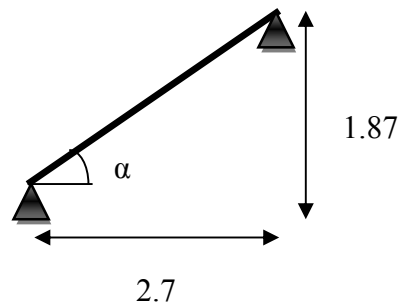


Figure II.12. Schéma statique de la deuxième volée d'escalier type 1

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 270 \text{ cm}$; $H = 187 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 187 + 270)n + 2 \times 187 = 0$$

$$64n^2 - 708n + 374 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 11$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 10$.

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{10} = 27. \Rightarrow g = 27cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{187}{11} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc $\left\{ \begin{array}{l} \text{Le giron d'une marche est : } g=27cm \\ \text{La hauteur d'une contremarche est: } h=17cm \end{array} \right.$

$59 \text{ cm} \leq g + 2.h = 61 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$; La formule de « BLONDEL » est vérifiée

Type 2 Escalier a 3 volet au niveau du s, pente 1^{ere} au 7^{eme} etages

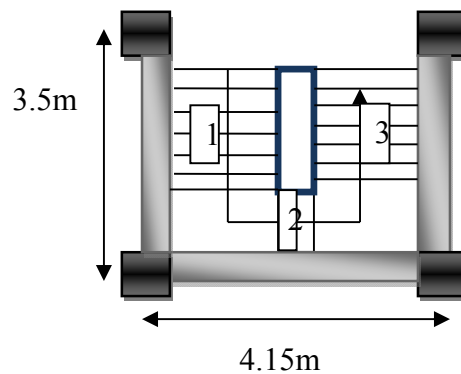


Figure II.13. Vue en plan de l'escalier à trois volée

- **Volée 1 et 3 sont identique**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$.

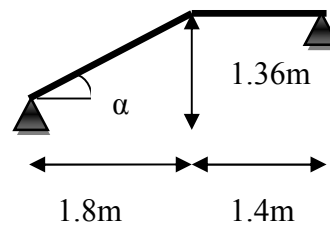


Figure II.14. Schéma statique de la volée 1 et 3 d'escalier type 2

- **Epaisseur de la pailasse**

$$\alpha = 37.07^\circ$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = 1.4 + \sqrt{1.8^2 + 1.36^2} = 3.65m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{365}{30} \leq e \leq \frac{365}{20} \Rightarrow 12.16cm \leq e \leq 18.25cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{Pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

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

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 180 \text{ cm}$; $H = 136 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 180)n + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 516n + 272 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 8$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 7$.

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{180}{7} = 25.71 \Rightarrow g = 26 \text{ cm}.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}.$$

Donc $\left\{ \begin{array}{l} \text{Le giron d'une marche est : } g=26 \text{ cm} \\ \text{La hauteur d'une contremarche est : } h=17 \text{ cm} \end{array} \right.$

$59 \text{ cm} \leq g + 2.h = 60 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$; La formule de « BLONDEL » est vérifiée

➤ **Deuxième volée**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

avec : $\left\{ \begin{array}{l} L_v : \text{longueur de la volée.} \\ L_p : \text{longueur du palier du départ.} \\ L'_p : \text{longueur du palier d'arrivée.} \end{array} \right.$

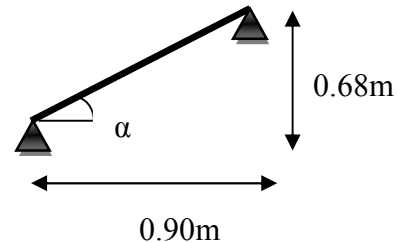


Figure II.15. Schéma statique de la 2eme volée d'escalier type 2

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 90 \text{ cm}$; $H = 68 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 68 + 90)n + 2 \times 68 = 0$$

$$64n^2 - 290n + 136 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 4$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 3$.

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h):**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{90}{3} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{68}{4} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17 \text{ cm}$.

Type 3 Escalier balancé (RDC Sous pente Etage 1.2et 3)

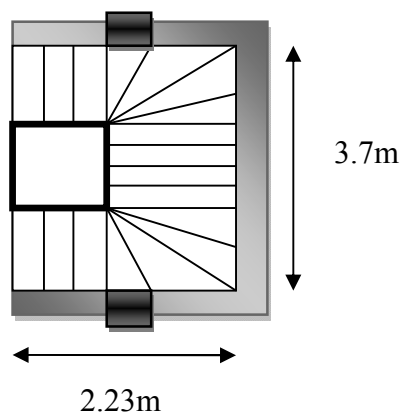


Figure II.16. Vue en plan de l'escalier à trois volées

On appliquant la même méthode, on aura les résultats résumés dans les tableaux suivants

- **1^{ère} volée**

H(m)	h (cm)	n	g (cm)	L ₀ (m)	l _p (m)	L(m)	α	E (cm)
0.64	16	4	30	0.9	1.3	2.52	35.41	15

- **2^{ème} volée**

H(m)	h (cm)	n	g (cm)	L ₀ (m)	L(m)	α	E (cm)
1.76	16	11	30	1.18	2.11	56.8	15

- **3^{ème} volée**

H(m)	h (cm)	n	g (cm)	L ₀ (m)	l _p (m)	L(m)	α	E (cm)
0.64	16	4	30	0.9	1.3	2.52	35.41	15

II.2.Évaluations des charges et les surcharges

➤ Évaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers :

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

❖ Plancher

Tableau II.1.Évaluation des charges et surcharges sur les plancher

Tableau II.1 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.						
plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.30	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					6.20	
Plancher Courant à usage d'habitation et de service	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (20+4)			3.30	2.5 pour le plancher étage service
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	9	0.1	0.9	
Total					5.68	
Plancher à usage commercial	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	5 pour le plancher commercial (RDC)
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.03	0.54	
	4	Plancher à corps creux (20+4)			3.30	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	9	0.1	0.9	
Total					5.86	

❖ Dalle pleine

Tableau II.2 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers dalles pleines.						
Dalle pleine	N°	Description	Epaisseur e(m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine de l'ascenseur et terrasse inaccessible	1	Dalle pleine	0.15	25	3.75	3.5 pour les balcons
	2	Gravillon de protection	0.04	20	0.8	
	3	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12	
	4	Forme de pente	0.065	22	1.43	
	5	Isolation thermique	0.015	18	0.27	
	6	Enduit de plâtre	0.02	14	0.28	
	Charge permanente totale					
Dalle pleine des balcons	1	Dalle pleine	0.12	25	3.5	
	2	Mortier de pose	0.02	20	0.4	
	3	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	
	4	Lit de sable	0.02	18	0.36	
	5	Enduit de plâtre	0.02	14	0.28	
	Charge permanente totale					G =4.48

❖ Murs extérieurs

Définition : Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

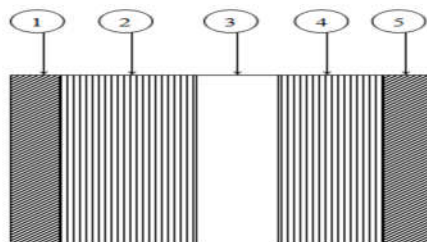


Figure II.17.Murs extérieurs

❖ Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs

Tableau II.3 : évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.

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

❖ Acrotère

Tableau II.4.Évaluation des charges permanentes revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	e (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)
60	10	0.08	2	0.42	2.42

❖ Les escaliers

- Les paliers

Tableau. II.5.Charge permanente revenant au pallier

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Paillasse	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
				Σ = 5.27

- **La volée**

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma \times \frac{e}{\cos \alpha}$
- Poids d'une marche : $\gamma \times (h/2)$

Tableau II.6. Charge permanente revenant à la volée

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	0.02 h/g	20	0.23
3	Mortier de pose h	0.02	20	0.4
4	Mortier de pose v	0.02 h/g	20	0.23
5	Marches	h/2	22	1.87
6	Palliasse	e/cos34.70	25	4.38
7	Enduit de plâtre	0.02/cos34.70	10	0.23
				$\Sigma = 7.74$

II.3.Éléments structuraux

II.3.1. Les poutres :

a. Les poutres principales

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

➤ Pré dimensionnement

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

Avec : h_{pp} : Hauteur de la poutre principale

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appui, $L_{max} = (550-30) = 520\text{cm}$

$$\text{Danc : } \frac{520}{15} = 34.66\text{cm} \leq h_{pp} \leq \frac{520}{10} = 52\text{cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{pp} = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \frac{h_{pp}}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 article 7.5.1)}$$

b. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : h_{ps} : Hauteur de la poutre secondaire

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appui, $L_{max} = (485 - 30) = 455 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \frac{455}{15} = 30.33 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq \frac{455}{10} = 45.5 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Vérification des exigences de RPA 99 (article 7.5.1).

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{ps} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie} \\ \frac{h_{ps}}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales : $b \times h = (30, 40) \text{ cm}^2$**

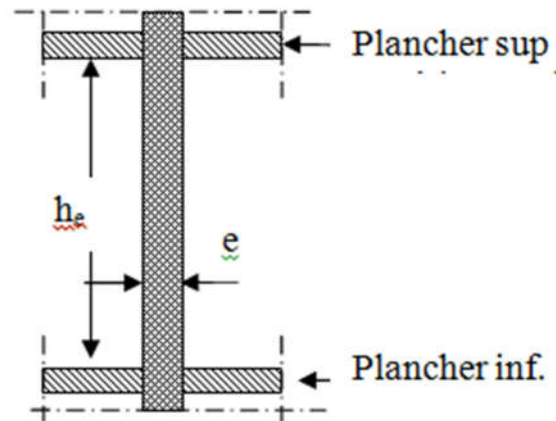
✓ **Poutres secondaires : $b \times h = (30, 35) \text{ cm}^2$**

II.3.2. Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \text{RPA (article 7.7 .1)} \\ L \geq 4 \times e \end{array} \right.$$



. Figure II.18. Coup de voile en élévation

Pour le RDC :

$$h_e = 374 - 40 = 334 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{334}{20} = 16.7 \text{ cm}$$

On adopte :

Pour le RDC l'épaisseur de 20 cm. $e = 20 \text{ cm}$.

Pour étage courante :

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm}$$

On adopte :

Pour les étages courants l'épaisseur de 15 cm.

II.3.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux porteurs du système planché, ils seront dimensionnés en compression centrée selon les règles du RPA99 et le BAEL91.

La structure possède 3 types de poteaux :

- Poteaux intérieurs.
- Poteaux de rive.
- Poteaux d'angle.

Ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min } (b, h) \geq h_e / 20 \dots\dots\dots \text{RPA article (7.4.1)} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

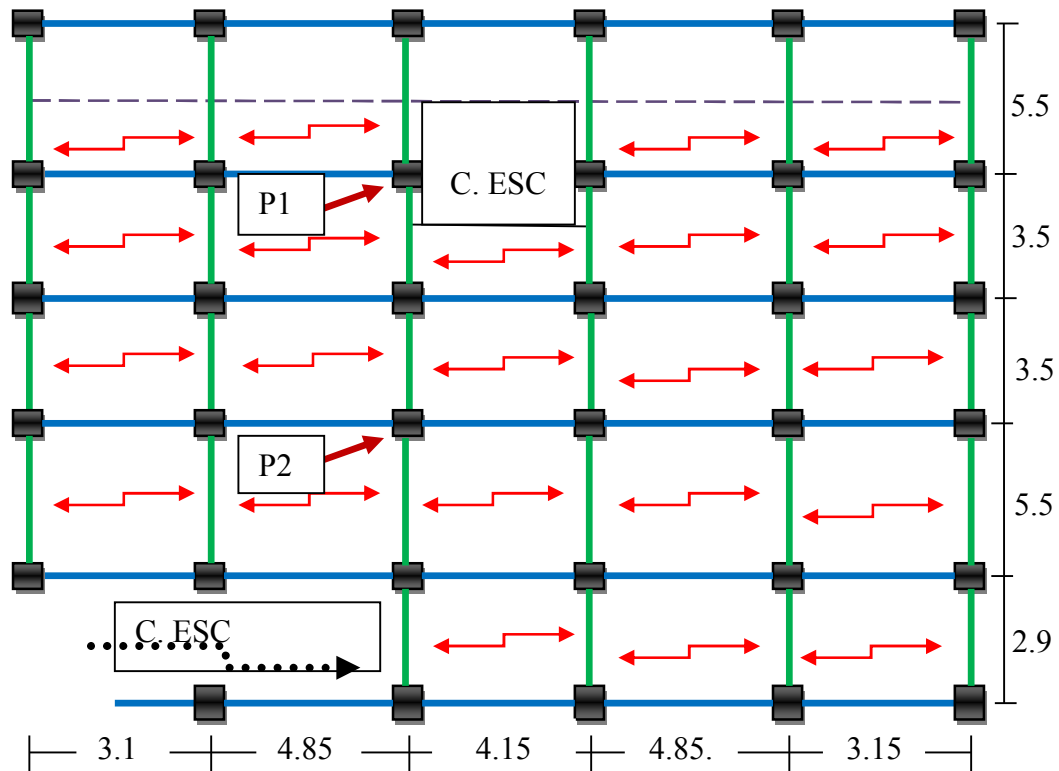


Figure II.19. La position des poteaux choisis pour la descente de charge

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont :

Tableau II.7:sections des poteaux des différents niveaux	
Niveaux	Sections des poteaux (a*b)
Sous-sol, RDC et S.Pente	(50*50)
1 et 2	(45*45)
3 et 4	(40*40)
5 et 6	(35*35)
7	(30*30)

II.4. La descente de charge

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation, et pour pouvoir pré dimensionner ces éléments.

G : Charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

❖ La loi de dégression [DTR B.C.22].

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment ; Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des plancher des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0,9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0,8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5 Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

La descente de charge va se faire pour les 2 poteaux intermédiaire (p1 et p2) pour trouver la configuration la plus défavorable (voir figure. II.19) en se référant à la surface afférente.

II.4.1 Calcul de charges revenantes au poteau (P1)

❖ **Calcul des surfaces afférentes**

• **Terrasse inaccessible**

$S_{CC} = 14.53m^2$

$S_{DP} = 3.07m^2$

$S_T = 17.60m^2$

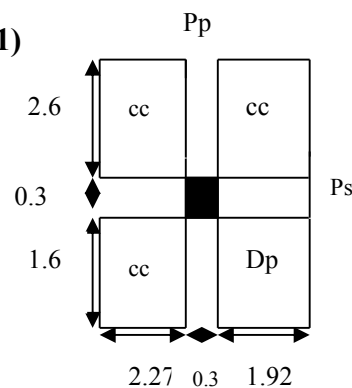


Figure II.20. Surface afférente du poteau p1 terrasse inaccessible et étages courant

• **Etages courant**

$S_{CC} = 17.60m^2$

• **Etages 1.2 et 3**

$S_{CC} = 13.60m^2$

$S_{ESC} = 4.87m^2$

$S_T = 18.47m^2$

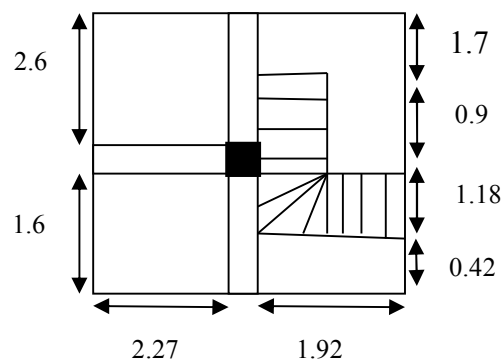


Figure II.21. Surface afférente du poteau p1 étages 1.2 et 3

• **Etages S. Pente et RDC**

$$S_{CC} = 13.18m^2$$

$$S_{ESC} = 4.87m^2$$

$$S_T = 18.05m^2$$

❖ **Les charges et surcharges:**

• **L'escalier**

$$G=7.74 \times 4.87 = 37.69KN$$

$$Q=4.87 \times 2.5 = 12.17KN$$

• **Les murs :**

$$G=1.23 \times 4.25 = 5.22KN$$

• **Poids des poutres**

$$G_{PP} = \gamma \times V_{PP}$$

$$G_{PP} = 25 \times (L_{PP} \times b \times h)$$

$$G_{PP} = 25 \times (4.2 \times 0.3 \times 0.4) = 12.6KN$$

$$G_{PS} = 25 \times (L_{PS} \times b \times h)$$

$$G_{PS} = 25 \times (4.19 \times 0.3 \times 0.35) = 10.99KN$$

Avec : L_{PP} = longueur de la poutre principale

L_{PS} = longueur de la poutre secondaire

• **Poids des poteaux**

$$G = \gamma \times S \times h_p$$

Avec $\begin{cases} S : \text{la surface de poteau (b} \times \text{h)} \\ h_p : \text{hauteur d'étage} \end{cases}$

Tableau II.8. Poids propre des poteaux

Étage	S.sol, RDC	S.Pente	1 ^{ere} .2 ^{ème}	3 ^{ème} 4 ^{ème}	5 ^{ème} 6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section (cm²)	(50×50)	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)	(30×30)
Poids(KN)	23.37	19.12	15.49	12.27	9.37	6.88

Évaluation de la surcharge << Q >> :

L'article 6.2 du D.T.R.B.C2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptés dans le nombre d'étage de la loi de dégression, le schéma ci-après (**Figure II.9**) indiquera les différents niveaux d'intervention des charges dans la dégression,

Nous exposerons dans le tableau qui suit l'évaluation de la dégression de la surcharge d'exploitation <<Q>> :

Tableau II.9:évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau P1) (D.T.R B.C2.2.ART.7.1)				
NATURE	Q (KN/m²)	Cumule (KN /m²)		Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	1	1	17.60
étage 7	1	1.5+1	2.5	44
étage 6	1.5	1+0.95*(1.5+1.5)	3.85	67.76
étage 5	1.5	1+0.90*(1.5+1.5+1.5)	5.05	88.88
étage 4	1.5	1+0.85*(1.5+1.5+1.5+1.5)	6.1	107.36
étage 3	2.5	6.1+0.80 (2.5-1) +1	8.3	146.08
étage 2	2.5	8.3+0.75(2.5-1)+1	10.425	183.48
étage 1	2.5	10.425+0.7(2.5-1)+1	12.475	219.56
s.pente	2.5	12.475+0.65(2.5-1)+1	14.45	267.42
rdc	5	14.45+5	19.45	342.32

Tableau II.10. Résultat de la descente de charge pour le poteau P1

N°	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Terrasse inaccessible.	113.21	17.60
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires	10.99	44
	Poteaux	6.88	
	Σ	143.68	17.60
N2	Venant de N1.	143.68	44
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	9.37	
	Plancher corps creux	99.96	
	Murs	5.22	44
	Σ	281.82	

N3	Venant de N2.	281.82	67.76
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	9.37	
	Plancher étage courant	99.96	
	Murs	5.22	
	Σ	419.96	67.76
N4	Venant de N3.	419.96	88.88
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	10.64	
	Plancher étage courant.	99.96	
	Murs	5.22	
	Σ	559.37.	88.88
N5	Venant de N4.	559.37	107.36
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	10.64	
	Plancher étage courant.	99.96	
	Murs	5.22	
	Σ	698.78	107.36
N6	Venant de N5.	698.78	146.08
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	15.49	
	Plancher étage service.	76.25	
	Murs	5.22	
	C .escalier	37.69	
	Σ	857.02	146.08
N7	Venant de N6.	857.02	183.48
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	15.49	
	Plancher étage service.	76.25	
	Murs	5.22	
	C .escalier	37.69	
	Σ	1015.26	183.48
N8	Venant de N7.	1015.26	219.56
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	19.12	
	Plancher étage service.	76.25	
	Murs	5.22	
	C .escalier	37.69	
	Σ	1177.13	219.56

N9	Venant de N8.	1177.13	267.42
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	23.37	
	Plancher étage service.	74.86	
	Murs	5.22	
	C .escalier	37.69	
	Σ	1341.86	267.42
N10	Venant de N9.	1337.61	342.32
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	23.37	
	Plancher étage commerce.	77.23	
	Murs	5.22	
	C. escalier	37.69	
	Σ	1508.96	342.32

4.2 Calcul de charges revenantes au poteau (P2)

❖ Calcul des surfaces afférentes

• Terrasse inaccessible

$S_{CC} = 17.60m^2$

$S_T = 17.60m^2$

• Etages courant

$S_{CC} = 14.53m^2$

$S_{ESC} = 3.22m^2$

$S_T = 17.75m^2$

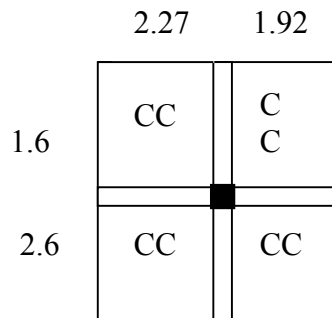


Figure II.22. Surface afférente du poteau p2 T. Inaccessible

• Etages 1.2et3

$S_{CC} = 14.53m^2$

$S_{ESC} = 3.22m^2$

$S_T = 17.75m^2$

• Etages S.Pente

$S_{CC} = 14.53m^2$

$S_{ESC} = 3.22m^2$

$S_T = 17.75m^2$

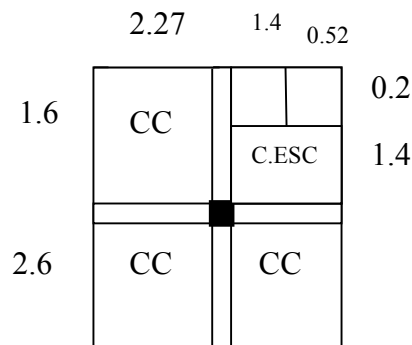


Figure II.23. Surface afférente du poteaux P2 étages courant et S.pente

• Etages RDC

$S_{CC} = 17.60m^2$

$S_T = 17.60m^2$

❖ **Les charges et surcharges :**• **L'escalier**

$$G=7.74 \times 1.26 + 5.27 \times 1.96 = 20.08KN$$

$$Q=3.22 \times 2.5 = 8.05KN$$

• **Les murs :**

$$G=1.23 \times 4.25 = 5.22KN$$

• **Poids des poutres**

$$G_{PP} = \gamma \times V_{PP}$$

$$G_{PP} = 25 \times (L_{PP} \times b \times h)$$

$$G_{PP} = 25 \times (4.2 \times 0.3 \times 0.4) = 12.6KN$$

$$G_{PS} = 25 \times (L_{PS} \times b \times h)$$

$$G_{PS} = 25 \times (4.19 \times 0.3 \times 0.35) = 10.99KN$$

Avec : L_{PP} = longueur de la poutre principale

L_{PS} = longueur de la poutre secondaire

• **Poids des poteaux**

$$G = \gamma \times S \times h_p$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} S : \text{la surface de poteau (b} \times \text{h)} \\ h_p : \text{hauteur d'étage} \end{array} \right.$

Tableau II.11. Poids propre des poteaux

Étage	S.sol,RDC	S.Pente	1 ^{ere} .2 ^{ème}	3 ^{ème} 4 ^{ème}	,5 ^{ème} 6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section (cm ²)	(50×50)	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)	(30×30)
Poids(KN)	23.37	19.12	15.49	12.27	9.37	6.88

Évaluation de la surcharge << Q >> :

Tableau II.12:évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau P2)
(D.T.R B.C2.2.ART.7.1)

NATURE	Q (KN/m ²)	Cumule (KN /m ²)		Q (KN)
terrasse inaccessible	1	1	1	17.60

étage 7	1	1.5+1	2.5	47.44
étage 6	1.5	1+0.95*(1.5+1.5)	3.85	74.30
étage 5	1.5	1+0.90*(1.5+1.5+1.5)	5.05	98.18
étage 4	1.5	1+0.85*(1.5+1.5+1.5+1.5)	6.1	119.07
étage 3	2.5	6.1+0.80(2.5-1)+1	8.3	158.12
étage 2	2.5	8.3+0.75(2.5-1)+1	10.425	195.84
étage 1	2.5	10.425+0.7(2.5-1)+1	12.475	232.22
s.pente	2.5	12.475+0.65(2.5-1)+1	14.45	267.28
RDC	5	14.45+5	19.45	355.28

Tableau II.13. Résultats de la descente de charge du poteau P2 (la cage d'escalier)

N°	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Terrasse inaccessible. Poutres principales. Poutres secondaires Poteaux	109.12 12.6 10.99 6.88	17.60
	Σ	139.59	
N2	Venant de N1. Poutres principales. Poutres secondaires. Poteaux. Plancher corps creux Murs C .escalier	139.59 12.6 10.99 9.37 82.53 5.22 20.08	47.44
	Σ	280.38	
N3	Venant de N2. Poutres principales. Poutres secondaires. Poteaux. Plancher étage courant Murs C .escalier	281.82 12.6 10.99 9.37 82.53 5.22 20.08	74.30
	Σ	421.17	
N4	Venant de N3. Poutres principales. Poutres secondaires. Poteaux. Plancher étage courant. Murs C .escalier	421.17 12.6 10.99 10.64 82.53 5.22 20.08	98.18
	Σ	563.23	
N5	Venant de N4. Poutres principales. Poutres secondaires. Poteaux.	559.37 12.6 10.99 10.64	119.07

	Plancher étage courant.	82.53	
	Murs	5.22	
	C .escalier	20.08	
	Σ	705.29	119.07
N6	Venant de N5.	705.29	158.12
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	15.49	
	Plancher étage service.	82.53	
	Murs	5.22	
C .escalier	20.08		
	Σ	853.20	158.12
N7	Venant de N6.	853.20	195.84
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	15.49	
	Plancher étage service.	82.53	
	Murs	5.22	
C .escalier	20.08		
	Σ	1000.11	195.84
N8	Venant de N7.	1000.11	232.22
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	19.12	
	Plancher étage service.	82.53	
	Murs	5.22	
C .escalier	20.08		
	Σ	1151.10	232.22
N9	Venant de N8.	1151.10	267.28
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	23.37	
	Plancher étage service.	82.53	
	Murs	5.22	
C .escalier	20.08		
	Σ	1305.89	267.28
N10	Venant de N9.	1337.61	355.28
	Poutres principales.	12.6	
	Poutres secondaires.	10.99	
	Poteaux.	23.37	
	Plancher étage commerce.	103.14	
	Murs	5.22	
	Σ	1461.20	355.28

Remarque : le Poteau le plus défavorable est le Poteau p1. Donc on fait les vérifications nécessaires pour ce Poteau.

II.5. Vérification :

Selon le BAEL (Art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (1508.96) + 1.5 \times (342.32) = 2550.57 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base $N_u^* = 2805.63 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

II.5.1. Vérification à la compression simple

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 f_{c28}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \rightarrow B \geq \frac{28056 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.197 \text{ m}^2 \rightarrow B \geq 0.197 \text{ m}^2$$

A la base : $B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2 \rightarrow$ c'est vérifiée

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.14. Résultats de vérification à la compression simple pour les poteaux

NIVEAU	N_u (KN)	B_{cal} (m ²)	B_{adop} (m ²)	Observation
7 ^{ème}	242.40	0.017	0.09	Vérifie
6 ^{ème}	491.10	0.034	0.122	Vérifie
5 ^{ème}	735.44	0.051	0.122	Vérifie
4 ^{ème}	977.31	0.068	0.16	Vérifie
3 ^{ème}	1214.83	0.085	0.16	Vérifie
2 ^{ème}	1513.60	0.106	0.202	Vérifie
1 ^{ème}	1810.40	0.127	0.202	Vérifie
S pente	2110.31	0.148	0.25	Vérifie
RDC	2433.90	0.171	0.25	Vérifie
Sous-sol	2805.63	0.197	0.25	Vérifie

II.5.2. Critère de stabilité de forme

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

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

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'élanement 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'élanement. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec :

l_f : Longueur de flambement. Avec $l_f = 0.7 l_0$ (BAEL 91 art B.8.3.31)

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

D'après l'expression donnée par le BAEL 91 (art B.8.4.1)

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

Il faut vérifier que $B_{radop} \geq B_{rcal}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.15. Résultat de vérification au flambement pour les poteaux

NIVEAU	l_0 (m)	l_f (m)	$I(m^4) \times 10^{-3}$	i (m)	λ	α	N_u (KN)	$B_{rcal}(m^2)$	$B_{radop}(m^2)$
7 ^{ème}	2.66	1.862	0.675	0.086	21.651	0.789	242.40	0.0139	0.0784
6 ^{ème}	2.66	1.862	1.250	0.101	18.435	0.805	491.10	0.0277	0.1089
5 ^{ème}	2.66	1.862	1.250	0.101	18.435	0.805	735.44	0.0415	0.1089
4 ^{ème}	2.66	1.862	2.133	0.115	16.191	0.815	977.31	0.0545	0.1444
3 ^{ème}	2.66	1.862	2.133	0.115	16.191	0.815	1214.83	0.0677	0.1444
2 ^{ème}	2.66	1.862	3.417	0.129	14.434	0.822	1513.60	0.0836	0.1849
1 ^{ème}	2.66	1.862	3.417	0.129	14.434	0.822	1810.40	0.1001	0.1849

Sous pente	2.66	1.862	5.208	0.144	12.930	0.827	2110.31	0.1159	0.2304
RDC	3.34	2.338	5.208	0.144	16.236	0.815	2433.90	0.1357	0.2304
Sous-sol	3.34	2.338	5.208	0.144	16.236	0.815	2805.63	0.1564	0.2304

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

II.5.2.Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

$$\text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b, h)} \geq h_e/20$$

$$0,25 < b/h < 4$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux

Conclusion

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

Donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (20+ 4) *cm*

- Dalle pleine

$$\left\{ \begin{array}{l} e= 12 \text{ cm pour les balcon} \\ e=15\text{cm pour la dalle d'ascenseur} \end{array} \right.$$

- Épaisseur des paillasse $e = 15\text{cm}$

- Voile

$$\left\{ \begin{array}{l} e= 20 \text{ cm pour RDC et s.sol} \\ e=15\text{cm pour étage courant et etage service} \end{array} \right.$$

- Poutres Principales (30×40) *cm*²

- Poutres Secondaires (30×35) *cm*²

-Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.16. Dimensions des poteaux

Étage	RDC, S.SOL SOUS PENTE	1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section (<i>cm</i> ²)	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30

Introduction

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

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

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

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

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

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

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Plancher corps creux :

III.1.1.1. Étude des poutrelles :

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

❖ Méthode de calcul :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

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

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

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

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

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

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

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

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

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

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

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

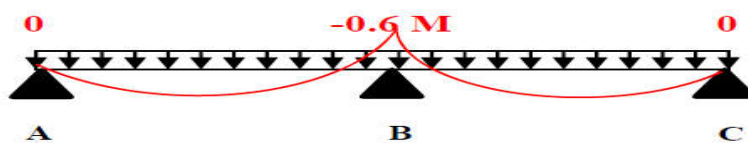


Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

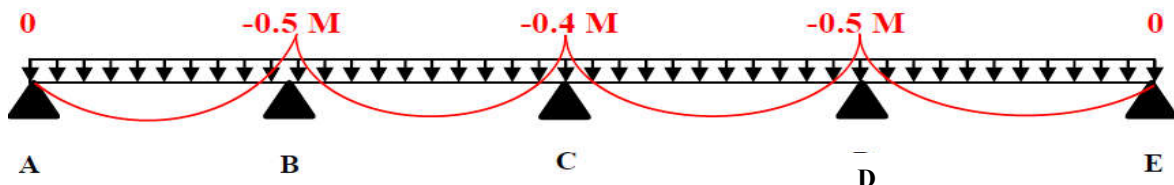


Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

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

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

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

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

• Évaluation de l'effort tranchant :

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

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

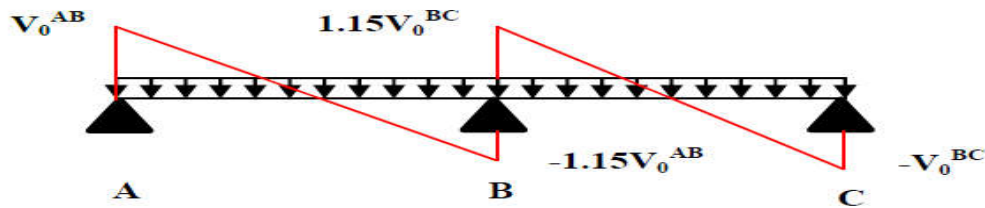


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

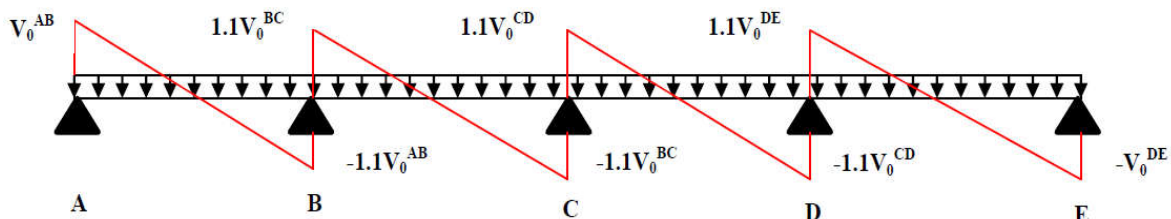


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

b) Méthode de Caquot :

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

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

➤ Calcul des moments :

1). Moment en travée :

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

2). En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Tel que :

- ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.
- ✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

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

• **L'effort tranchant :**

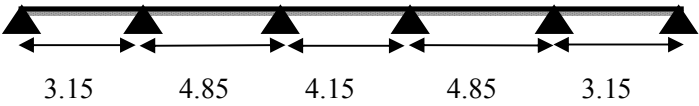
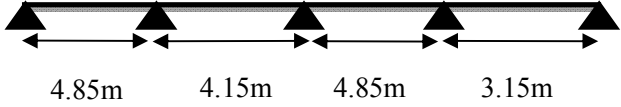
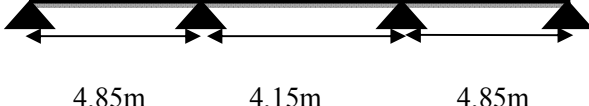
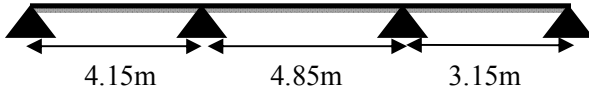
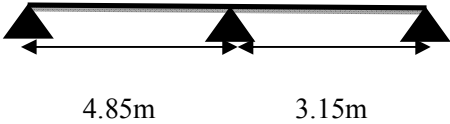
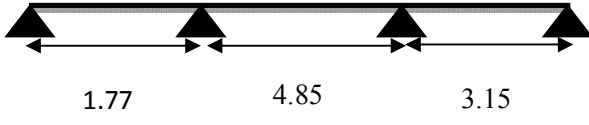
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

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

• **Les Différents types de poutrelles :**

Dans notre cas on a choisis les différents types des poutrelles selon le critère de la petite portée et le tableau suivant montre les différents types dans tous les niveaux

Tableau III.1. Les différents Types de poutrelles

Types	Schéma statique
1^{er} type Plancher RDC(Commerce), étage courant, et étage service (bureaux)+Plancher Terrasse inaccessible	
2^{ème} type Plancher service (bureaux)	
3^{ème} type Plancher Terrasse inaccessible et étage courant	
4^{ème} type Plancher RDC(Commerce), et étage service (bureaux)	
5^{ème} type Plancher RDC(Commerce), étage courant, et étage service (bureaux) +Plancher Terrasse inaccessible	
6^{ème} type Plancher étage service	

❖ **Exposé un cas de calcul :**

Calcul des sollicitations :

À l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

À l'ELS :

$$q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

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

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.20	1.00	9.87	6.41	7.20	4.68
Etages d'habitation	5.68	1.5	9.91	6.44	7.18	4.66
Etages Service	5.68	2.5	11.41	7.42	8.18	5.31
Etages commerce RDC	5.86	5	15.41	10.01	10.86	7.05

➤ **Calcul des sollicitations**

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente un seul exemple. On prendra comme exemple les poutrelles types 5 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux suivants.

❖ **Exemples de calcul :**• **Application de la méthode forfaitaire pour 5^{ème} type de plancher étages d'habitation :**

Étude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 5).

a. **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :** pour étages d'habitation

$$G = 5.68 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$- \quad Q = 1.5 \leq \text{Min} (2 \times 5.68, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- I = constant.....vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 4.85/3.15 = 1.54 \notin [0.8 \text{ et } 1.25]$condition non vérifiée.
- F.P.N.....vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis.

• **Application de la méthode de Caquot minoré pour 5 ème type de poutrelle du plancher étage courant**

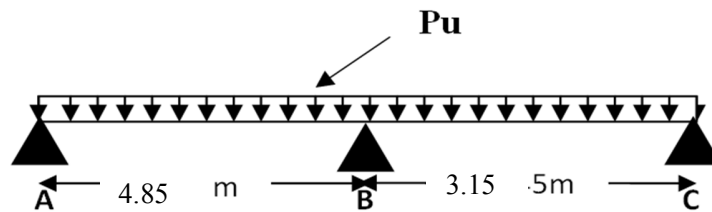


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle Type5

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.68 = 3.78 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.77 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G' + Q) \times 0.65 = 3.43 \text{ KN/m}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles après minoration de G

Désignation	G (KN/m ²)	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU			ELS		
				Qu (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Pu' (KN/ml)	qs (KN/m ²)	Ps (KN/ml)	Ps' (KN/ml)
Etage commerce (RDC)	5.86	3.90	5	15.41	10.01	8.29	10.86	7.05	5.78
Étages d'habitation	5.68	3.78	1.5	9.91	6.44	4.77	7.18	4.66	3.43
Plancher terrasse inaccessible	6.20	4.13	1	9.87	6.41	4.59	7.20	4.68	3.33
Plancher service	5.68	3.78	2.5	11.41	7.42	5.75	8.18	5.31	4.08

A l'ELU :**a. Moments aux appuis :**

$M_A = M_C = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$ Mais seulement le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration Pour équilibrer le moment fléchissant, donc : $M_A = M_C = -0.15M_0$

$$M_{0\max}^{\text{ELU}} = \frac{P'_U \times L^2}{8} = \frac{4.77 \times 4.85^2}{8} = 14.02 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0\max}^{\text{ELS}} = \frac{P'_S \times L^2}{8} = \frac{3.43 \times 4.85^2}{8} = 10.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_A^{\text{ELU}} = M_C^{\text{ELU}} = -0.15 M_0^{\text{ELU}} = -0.15 \times 14.02 = -2.10 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_A^{\text{ELS}} = M_C^{\text{ELS}} = -0.15 M_0^{\text{ELS}} = -0.15 \times 10.08 = -1.51 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

L'appui B :

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$Lg' = Lg = 4.85 \text{ m}, \quad M_B = - \frac{4.77 \times (4.85^3 + 3.15^3)}{8.5 \times (4.85 + 3.15)} = -10.19 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Ld' = Ld = 3.15 \text{ m}$$

a. Moments en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x); \quad \text{tel que } x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l}$$

Travée AB :

$$x = \frac{4.85}{2} - \frac{0 - (-10.19)}{6.44 \times 4.85} = 2.09 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.44 \times 2.09}{2} \times (4.85 - 2.09) = 18.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 18.57 + \left(-10.19 \times \frac{2.09}{4.85} \right) = 14.18 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{3.15}{2} - \frac{-10.19 - (0)}{6.44 \times 3.15} = 2.07 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.44 \times 2.07}{2} \times (3.15 - 2.07) = 7.19 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 7.19 - 10.19 \times \left(1 - \frac{2.07}{3.15}\right) = 3.69 \text{ KN.m}$$

c. Effort tranchant :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.44 \times 4.85}{2} + \frac{-10.19 - 0}{4.85} = 13.51 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.44 \times 4.85}{2} + \frac{-10.19 - 0}{4.85} = -17.71 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.44 \times 3.15}{2} + \frac{0 + 10.19}{3.15} = 13.37 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{-6.44 \times 3.15}{2} + \frac{0 + 10.19}{3.15} = -6.90 \text{ KN}$$

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage d'habitation (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	4.85	6.44	0	-10.19	14.18	13.51	-17.71
	BC	3.15	6.44	-10.19	0	3.69	13.37	-6.90

A l'ELS :

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans les tableaux :

Tableau III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage d'habitation (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	4.85	4.66	0	-7.34	2.09	10.29
	BC	3.15	4.66	-7.34	0	2.07	2.69

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse inaccessible, plancher étage courant, plancher étage commerce et service par la méthode **Caquot minorée** sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commerce (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	4.85	10.01	0	-17.74	21.24	20.63	-27.95
	BC	3.15	10.01	-17.74	0	5.13	21.39	-10.14

Tableau III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commerce (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	4.85	7.05	0	-12.37	2.06	15.03
	BC	3.15	7.05	-12.37	0	2.13	3.66

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	4.85	7.42	0	-12.31	16.10	15.46	-20.53
	BC	3.15	7.42	-12.31	0	4.07	15.59	-7.78

Tableau III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	4.85	5.31	0	-8.73	2.08	11.57
	BC	3.15	5.31	-8.73	0	2.10	2.95

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	4.85	6.41	0	-9.83	14.26	13.53	-17.58
	BC	3.15	6.41	-9.83	0	3.80	13.21	-6.98

Tableau III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 5)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	4.85	4.68	0	-7.13	2.10	10.42
	BC	3.15	4.68	-7.13	0	2.06	2.78

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible(type1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type1	AB	3.15	6.41	0	-6.90	4.87	7.91	-12.28
	BC	4.85	6.41	-6.90	-7.14	11.84	15.51	-15.60
	CD	4.15	6.41	-7.14	-7.14	6.66	13.30	-13.30
	DE	4.85	6.41	-7.14	-6.90	11.84	15.60	-15.51
	EF	3.15	6.41	-6.90	0	4.87	12.28	-7.91

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.15	4.68	0	-5.00	1.23	3.57
	BC	4.85	4.68	-5.00	-5.18	2.41	8.66
	CD	4.15	4.68	-5.18	-5.18	2.07	4.89
	DE	4.85	4.68	-5.18	-5.00	2.43	8.66
	EF	3.15	4.68	-5.00	0	1.91	3.57

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.15	10.01	0	-12.45	6.97	11.82	-19.71
	BC	4.85	10.01	-12.45	-12.88	16.78	24.20	-24.38
	CD	4.15	10.01	-12.88	-12.88	8.67	24.38	-24.20
	DE	4.85	10.01	-12.88	-12.45	16.78	24.38	-24.20
	EF	3.15	10.01	-12.45	0	6.97	19.71	-11.82

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.15	7.05	0	-8.68	1.18	4.95
	BC	4.85	7.05	-8.68	-8.98	2.41	11.91
	CD	4.15	7.05	-8.98	-8.98	2.07	6.21
	DE	4.85	7.05	-8.98	-8.68	2.43	11.91
	EF	3.15	7.05	-8.68	0	1.97	4.95

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.15	7.42	0	-8.64	5.39	8.94	-14.42
	BC	4.85	7.42	-8.64	-8.94	13.03	17.93	-18.06
	CD	4.15	7.42	-8.94	-8.94	7.03	15.39	-15.39
	DE	4.85	7.42	-8.94	-8.64	13.03	18.06	-17.93
	EF	3.15	7.42	-8.64	0	5.39	14.42	-8.94

Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.15	5.31	0	-6.13	1.20	3.88
	BC	4.85	5.31	-6.13	-6.34	2.41	9.39
	CD	4.15	5.31	-6.34	-6.34	2.07	5.10
	DE	4.85	5.31	-6.34	-6.13	2.43	9.39
	EF	3.15	5.31	-6.13	0	1.94	3.88

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage d'habitation (type1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.15	6.44	0	-7.18	4.80	7.87	-12.42
	BC	4.85	6.44	-7.18	-7.42	11.65	15.58	-15.68
	CD	4.15	6.44	-7.42	-7.42	6.45	13.66	-13.66
	DE	4.85	6.44	-7.42	-7.18	11.65	15.68	-15.56
	EF	3.15	6.44	-7.18	0	4.80	12.42	-7.87

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage d'habitation (type 1)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.15	4.66	0	-5.15	1.22	3.49
	BC	4.85	4.66	-5.15	-5.33	2.41	8.47
	CD	4.15	4.66	-5.33	-5.33	2.07	4.71
	DE	4.85	4.66	-5.33	-5.15	2.43	8.47
	EF	3.15	4.66	-5.15	0	1.92	3.49

Tableau III.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.85	7.42	0	-12.49	16.02	15.42	-20.57
	BC	4.15	7.42	-12.49	-8.94	5.30	16.25	-15.54
	CD	4.85	7.42	-8.94	-8.64	13.03	18.05	-17.93
	DE	3.15	7.42	-8.64	0	5.39	14.42	-8.94

Tableau III.21. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type 2)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.85	5.31	0	-8.86	2.07	11.51
	BC	4.15	5.31	-8.86	-6.34	2.19	3.87
	CD	4.85	5.31	-6.34	-6.13	2.43	9.39
	DE	3.15	5.31	-6.13	0	1.94	3.88

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commerce (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	4.15	10.01	0	-15.80	14.38	16.96	-24.57
	BC	4.85	10.01	-15.80	-12.45	15.34	24.96	-23.58
	CD	3.15	10.01	-12.45	0	6.97	19.71	-11.81

Tableau III.23. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commerce (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	4.15	7.05	0	-11.01	1.69	10.18
	BC	4.85	7.05	-11.01	-8.68	2.49	10.92
	CD	3.15	7.05	-8.68	0	1.97	4.95

Tableau III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage service (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 4	AB	4.15	7.42	0	-10.96	10.96	12.75	-18.04
	BC	4.85	7.42	-10.96	-8.64	12.03	18.47	-17.52
	CD	3.15	7.42	-8.64	0	5.39	14.42	-8.94

Tableau III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage service (type 4)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X (m)	M_t (KN.m)
Type 4	AB	4.15	5.31	0	-7.77	1.71	7.88
	BC	4.85	5.31	-7.77	-6.13	2.49	8.69
	CD	3.15	5.31	-6.13	0	1.94	3.88

Tableau III.26. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service (type 6)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 6	AB	1.77	7.42	0	-7.67	0.33	2.23	-10.90
	BC	4.85	7.42	-7.67	-8.64	13.66	17.79	-18.19
	CD	3.15	7.42	-8.64	0	5.39	14.42	-8.94

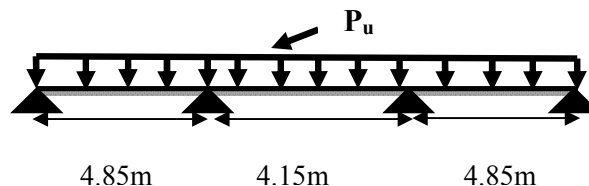
Tableau III.27. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service (type 6)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X (m)	M_t (KN.m)
Type 6	AB	1.77	5.31	0	-5.44	0.30	0.25
	BC	4.85	5.31	-5.44	-6.13	2.39	9.85
	CD	3.15	5.31	-6.13	0	1.94	3.88

III.1.1.2. Poutrelles Type 3 :

❖ Exemples de calcul :

- Application de la méthode forfaitaire pour 3ème type de plancher étages d'habitation :

**Figure III.6.** Schéma statique de la poutrelle Type 3

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

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : pour étages d'habitation

$$G = 5.68 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

- $Q = 1.5 \leq \text{Min}(2 \times 5.68, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$ vérifiée.
- $L_i / l_{i+1} = 4.85 / 4.15 = 1.16 \in [0.8 \text{ et } 1.25 \dots]$ vérifiée.
- F.P.N. vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées

➤ **Calcul des moments**

• **Moments isostatiques**

$$M_0 = ql^2/8$$

Tableau. III.28. Les moments isostatiques des poutrelles du plancher d'habitation (Type 3).

Travée	L (m)	q_u (KN/M)	q_s (KN/M)	ELU	ELS
				M_0 (KN.M)	M_0 (KN.M)
A-B	4.85	6.44	4.66	18.93	13.70
B-C	4.15			13.86	10.03
C-D	4.85			18.93	13.70

• **Moments sur les appuis**

a) **Appuis de rive**

$$M_A = M_D = 0$$

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

À l'ELU :

$$M_A = M_D = -0.15 \times 18.93 = -2.83 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_A = M_D = -0.15 \times 13.70 = -2.05 \text{ KN.m}$$

b) **Moments sur appuis intermédiaire :**

À l'ELU :

$$M_B = M_C = -0.5 \times 18.93 = -9.46 \text{ KN.m}$$

À l'ELS:

$$M_B = M_D = -0.5 \times 13.70 = -6.85 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Les moments aux appuis sont négatifs, mais dans le calcul des moments en travées on les remplace avec leurs valeurs absolues.

- **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \quad \alpha = 0.208$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.0623$$

$$1.2 + 0.3\alpha = 1.2624$$

À l'ELU :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha); 1.05] M_0$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

$$a) \text{ Travée A-B} : \begin{cases} M_t^{AB} \geq 15.37 \\ M_t^{AB} \geq 11.94 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 15.37 \text{ KN.m}$$

$$b) \text{ Travée B-C} : \begin{cases} M_t^{BC} \geq 6.56 \\ M_t^{BC} \geq 7.36 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 7.36 \text{ KN.m}$$

$$c) \text{ Travée C-D} : \begin{cases} M_t^{CD} \geq 15.37 \\ M_t^{CD} \geq 11.94 \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} = 15.37 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$a) \text{ Travée A-B} : \begin{cases} M_t^{AB} \geq 11.12 \\ M_t^{AB} \geq 8.64 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 11.12 \text{ KN.m}$$

$$b) \text{ Travée B-C} : \begin{cases} M_t^{BC} \geq 3.80 \\ M_t^{BC} \geq 5.32 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 5.32 \text{ KN.m}$$

$$c) \text{ Travée C-D} : \begin{cases} M_t^{CD} \geq 11.12 \\ M_t^{CD} \geq 8.64 \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} = 11.12 \text{ KN.m}$$

- Les efforts tranchants :

À L'ELU :

$$\text{a) Travée A-B : } V_A = \frac{6.44 \times 4.85}{2} = 15.61 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -17.17 \text{ KN}$$

$$\text{b) Travée B-C : } V_B = 1.1 \times \frac{6.44 \times 4.15}{2} = 14.69 \text{ KN}$$

$$V_C = -V_B = -14.69 \text{ KN}$$

$$\text{c) Travée C-D : } V_C = 1.1 \times \frac{6.44 \times 4.85}{2} = 17.17 \text{ KN}$$

$$V_D = -15.61 \text{ KN}$$

Les résultats des types des poutrelles de plancher terrasse inaccessible et plancher étage courant par la **méthode forfaitaire** sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.29. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étages d'habitation (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	4.85	6.44	18.94	0	-9.46	15.37	15.61	-17.17
	BC	4.15	6.44	13.86	-9.46	-9.46	7.36	14.69	-14.69
	CD	4.85	6.44	18.93	-9.46	0	15.37	17.17	-15.61

Tableau III.30. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étages d'habitation (type3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4.85	4.66	13.70	0	-6.85	11.12
	BC	4.15	4.66	10.03	-6.85	-6.85	5.32
	CD	4.85	4.66	13.70	-6.85	0	11.12

Tableau III.31. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	4.85	6.41	18.86	0	-9.42	14.09	15.54	-17.09
	BC	4.15	6.41	13.81	-9.42	-9.42	7.19	14.63	-14.63
	CD	4.85	6.41	18.86	-9.42	0	15.09	17.09	-15.54

Tableau III.32.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4.85	4.68	13.76	0	-6.88	11.00
	BC	4.15	4.68	10.07	-6.88	-6.88	5.24
	CD	4.85	4.68	13.76	-6.88	0	11.00

Tableau III.33.Sollicitations maximal des poutrelles des différents plancher

Poutrelles	ELU			ELS			V _U (KN)
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)	
Terrasse inaccessible	-2.83	-9.83	15.09	-2.05	-7.13	11.00	17.09
Etages courant	-2.83	-10.19	14.18	-2.05	-7.34	11.12	17.71
Etages service	-2.53	-12.49	16.10	-1.79	-8.86	11.57	20.57
Etages commerce	-3.65	-17.74	21.24	-2.54	-12.37	15.03	27.95

❖ Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Exemple de calcul tarasse inaccessible :

$$\begin{aligned}
 M_{Travée}^{Max} &= 15.09 \text{ KN.m} & M_{Travée}^{Max} &= 11.00 \text{ KN.m} \\
 \text{ELU : } M_{Appuis}^{Max} &= \begin{cases} -2.83 \text{ KN.m (rive)} \\ -9.83 \text{ KN.m (int)} \end{cases} & \text{ELS : } M_{Appuis}^{Max} &= \begin{cases} -2.05 \text{ KN.m (Rive)} \\ -7.13 \text{ KN.m (int)} \end{cases} \\
 V^{Max} &= 17.09 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

a) -En travée :

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

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 (0.22 - 0.02) = 0.0738 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.0738 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_t^{\max} = 15.09 \times 10^{-3} \text{ MN.m.}$$

$M_{tu} > M_t^{max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous amène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{15.09 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.22^2} = 0.0337 < 0.186.$$

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

$$\text{On a : } \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l), \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 100 \zeta_l}, \zeta_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$$\text{Acier Fe400} \Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3}, \alpha_l = 0.668, \mu_l = 0.392.$$

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

Calcul de A_t :

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha); \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.0337)}}{0.8} = 0.041 \Rightarrow Z = 0.22(1 - 0.4 \times 0.041).$$

$$Z = 0.216 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{15.09 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 2.00 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \Rightarrow \text{On choisit } A_t = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2.$$

b) -Aux appuis :

Appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section ($b_0 \times h$).

b.a.) Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ap.int}}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{9.83 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.12 \times 0.22^2} = 0.119 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l), \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 100 \zeta_l}, \zeta_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3}, \alpha_l = 0.668, \mu_l = 0.392.$$

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

$$A_{ap.int} = \frac{M_{ap.int}}{Z \times f_{st}}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.119)}}{0.8} = 0.158 \Rightarrow Z = 0.22(1 - 0.4 \times 0.158)$$

$$Z = 0.206m.$$

$$A_{ap.int} = \frac{9.83 \cdot 10^{-3}}{0.206 \cdot 348} = 1.37 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 0.12 \cdot 0.22 \cdot 2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap.int} > A_{min} \Rightarrow \text{On choisit } A_{ap.int} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

Appuis de rive :(calcul forfaitaire).

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ap.int} \rightarrow A_{ap.int} \\ M_{ap.rive} \rightarrow A_{ap.rive} \end{array} \right\} \rightarrow A_{ap.rive} = \frac{M_{ap.rive} \times A_{ap.int}}{M_{ap.int}} = \frac{2.83 \cdot 10^{-3} \cdot 1.57 \cdot 10^{-4}}{9.83 \cdot 10^{-3}} = 0.45 \text{ cm}^2.$$

On choisit $A_{ap.rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$.

c.) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 17.09 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{17.09 \cdot 10^{-3}}{0.12 \cdot 0.22} = 0.64 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}. \quad (\text{fissuration peu nuisible.})$$

$$\tau < \tau_{adm} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{ C'est vérifié.}$$

d.) Choix des armatures transversales.

$$\Phi_t \leq \min\left(\Phi_t^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(10, \frac{240}{35}, \frac{120}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t = 6.85 \text{ mm}.$$

On fixe $A_t = \text{étrier } \Phi 6 \Rightarrow A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

$$e.) \text{ L'espace } : \begin{cases} \textcircled{1} S_t \leq \min(0.9 * d; 40cm) \\ \textcircled{2} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \\ \textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8 f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha) * A_t}{b_0 (\tau - 0.3 f_{tj} * k)} \end{cases}$$

$$\textcircled{1} \Leftrightarrow S_t \leq 19.8cm$$

$$\textcircled{2} \Leftrightarrow S_t \leq 1552.48cm.$$

Flexion simple, FPN, pas de reprise de bétonnage $\Leftrightarrow K = 1$.

Flexion simple, armatures droites $\Leftrightarrow \alpha = 90^\circ$.

$$\textcircled{3} \Leftrightarrow S_t \leq 84.16cm.$$

On prend $S_t = 15cm$.

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ **BAEL91(Art A.5.1.2.1.1)**

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

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 17.09 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.87 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ **CBA93(Art A.5.1.3.1.2)**

$$A_s = 0.79 + 2.36 = 3.15 cm^2.$$

$$1.15 \times 17.09 \times 10^{-3} / 400 = 0.49 cm^2$$

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

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d).$$

$$A_s = 2.36 + 1.57 = 3.93 cm^2.$$

$$1.15 / 400 (17.09 - 9.83 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.22) = -0.93 cm^2$$

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

Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ **CBA93(Art A.5.1.3. 1)**

Avec : $a = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$

$V_u = 0.01709 \text{ MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.12 \times 25 = 0.158 \text{ MN}$ Condition vérifiée.

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

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

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ BAEL91(Art 4.5.2)}$$

En travée :

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 * 2.36 * 10^{-4} (0.22 - 0.04) = -1.172 * 10^{-4} \text{ m}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure) calcule comme une section en T

Position de l'axe neutre y

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

$$6 y^2 + 247.4 y - 1202.8 = 0 \dots\dots\dots (1).$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.39 \text{ cm}$.

Calcul de I:

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

$$I = 12810.01 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11.00 * 10^{-3}}{12810.01 * 10^{-8}} * 0.0439 = 3.76 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = -7.13 \text{KN.m} < 0 \Rightarrow$ Le calcul se fait pour une section ($b_0 * h$).

Position de l'axe neutre :

Calcul de y : $\frac{b_0}{2} y^2 - 15 A_{st} (d - y) = 0$.

$$6y^2 + 23.55y - 518.1 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 7.53 \text{cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b_0 * y^3}{3} + 15 A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 6638.15 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.13 * 10^{-3}}{6638.15 * 10^{-8}} * 0.0753 = 8.05 \text{Mpa}.$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

• Etat limite de déformation

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

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

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

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

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{445} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.062$. non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{485}{500} = 0.97 \text{cm}.$$

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

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Évaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 * G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

$$M_{jser} = 0.75 * \frac{q_{jser} * l^2}{8}; M_{gser} = 0.75 * \frac{q_{gser} * l^2}{8}; M_{pser} = 0.75 * \frac{q_{pser} * l^2}{8}.$$

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.39cm.$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

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

$$v = \frac{\frac{12 \times 24^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15(2.36 * 22)}{(12 * 24) + (65 - 12) * 4 + 15 * 2.36} = 8.70cm$$

$$v = 8.70cm.$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$I_0 = 33647.76cm^4 \dots\dots\dots \text{(Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4\text{))}.$$

$$A_s = 2.36cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 * 22} = 0.009.$$

$$\lambda_f = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{(2b + 3b_0) * \rho} = \frac{0.05 * 0.65 * 2.1}{(2 * 0.65 + 3 * 0.12) * 0.009} = 4.56 \dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_f = \frac{2}{5} * 4.56 = 1.82 \dots\dots \text{Déformation différée.}$$

- **Calcul des déformations E_i et E_v :**

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

$$E_i = 32164.20MPa.$$

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.
 $E_v = 10721.40 \text{ MPa}$.

- **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) :**

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

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

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Évaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vg}}$$

$$q_{jser} = 0.65 * G' = 0.65 * 3.3 = 2.14 \text{ KN/m.}$$

$$q_{gser} = 0.65 * G = 0.65 * 6.20 = 4.03 \text{ KN/m.}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.20 + 1.00) = 4.68 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 4.71 \text{ KN .m}$$

$$M_{gser} = 8.88 \text{ KN .m}$$

$$M_{pser} = 10.32 \text{ KN .m}$$

$$y = 4.39 \text{ cm}$$

$$I_0 = 33647.76 \text{ cm}^4$$

$$I = 12810.01 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.009$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * 2.1}{(2 + 3 * \frac{0.12}{0.65}) * 0.009} = 4.56$$

$$= 97.12 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = 15 * \frac{8.88 * 10^{-3} (0.22 - 0.0439)}{12810.01 * 10^{-8}} = 183.11 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = 15 * \frac{10.32 * 10^{-3} (0.22 - 0.0439)}{12810.01 * 10^{-8}} = 212.80 \text{Mpa.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.009 * 97.12 + 2.1} = 0.34$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.009 * 183.11 + 2.1} = 0.57$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.009 * 212.80 + 2.1} = 0.40$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 * 33647.76}{1 + 4.56 * 0.34} = 14512.44 \text{cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 * 33647.76}{1 + 4.56 * 0.57} = 10283.54 \text{cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 * 33647.76}{1 + 4.56 * 0.40} = 13106.42 \text{cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 * 33647.76}{1 + 1.82 * 0.57} = 18166.55 \text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.71 * 10^{-3} * 4.85^2}{10 * 32164.20 * 14512.44 * 10^{-8}} = 0.0023 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{8.88 * 10^{-3} * 4.85^2}{10 * 32164.20 * 10283.54 * 10^{-8}} = 0.0063 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{10.32 * 10^{-3} * 4.85^2}{10 * 32164.20 * 13106.42 * 10^{-8}} = 0.0057 \text{m}$$

$$f_{gv} = \frac{10.32 * 10^{-3} * 4.85^2}{10 * 10721.40 * 18166.55 * 10^{-8}} = 0.012 \text{m}$$

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

$$\Delta f_t = 0.012 - 0.0023 + 0.0057 - 0.0063 = 0.0091 \text{m}$$

$$\Delta f_t = 0.91 \text{cm} < f_{adm} = 0.97 \text{cm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée.}$$

Récapitulation des planchers restants :

Pour les autres types de poutrelles, leur ferrailage est exposé dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Ferrailage des poutrelles plancher habitation

Plancher d'habitation	$M_t = 14.18KN.m$				$M_a^{int} = -10.19KN.m$				$M_a^{riv} = -2.83KN.m$			
	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	μ_{bu}	α	z(m)	A (cm ²)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)
	0.031	0.04	0.21	1.88	0.22	0.16	0.205	1.42	0.034	0.043	0.216	0.39
Plancher Service	$M_t = 16.10KN.m$				$M_a^{int} = -12.49KN.m$				$M_a^{riv} = -2.53KN.m$			
	0.045	0.057	0.214	2.15	0.188	0.263	0.196	1.81	0.038	0.049	0.215	0.36
Plancher commerce	$M_t = 21.24KN.m$				$M_a^{int} = -17.174KN.m$				$M_a^{riv} = -3.65KN.m$			
	0.059	0.076	0.213	2.85	0.268	0.40	0.184	2.63	0.054	0.07	0.213	0.56

Tableau III.35. Choix des barres de ferrailage étage habitation

Plancher	En travée	En appuis intermédiaire	En appuis de rive
Habitation	3T10=2.36cm ²	1T12+1HA10=1.92cm ²	1HA10=0.79cm ²
Services	3T10=2.36cm ²	1T12+1HA10=1.92cm ²	1HA10=0.79cm ²
Commerces	3T12=3.39cm ²	2T14=3.08cm ²	1HA14=1.54cm ²

-Vérification au cisaillement :

-Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles on prend $A_t = 2 * \Phi 6 = 0.57cm^2$.

L'espacement $S_t = 15cm$ pour toutes les poutrelles.

➤ Vérification a l'ELS :

a) Etat limite de compression de béton :

Tableau III.36. Vérification des états limites de compression de béton

Plancher	En travée			En appuis			$\bar{\sigma}$ (Mpa)
	M_t	I	σ	M_a	I	σ	
	(KN.m)	(cm ⁴)	(Mpa)	(KN.m)	(cm ⁴)	(Mpa)	
Habitation	11.12	12811	3.80	7.34	16058	2.25	15
Services	11.57	17397	3.39	8.86	14234	2.86	12
Commerces	15.03	17397	4.42	12.37	14234	3.99	12

b) Etat limite de déformation :

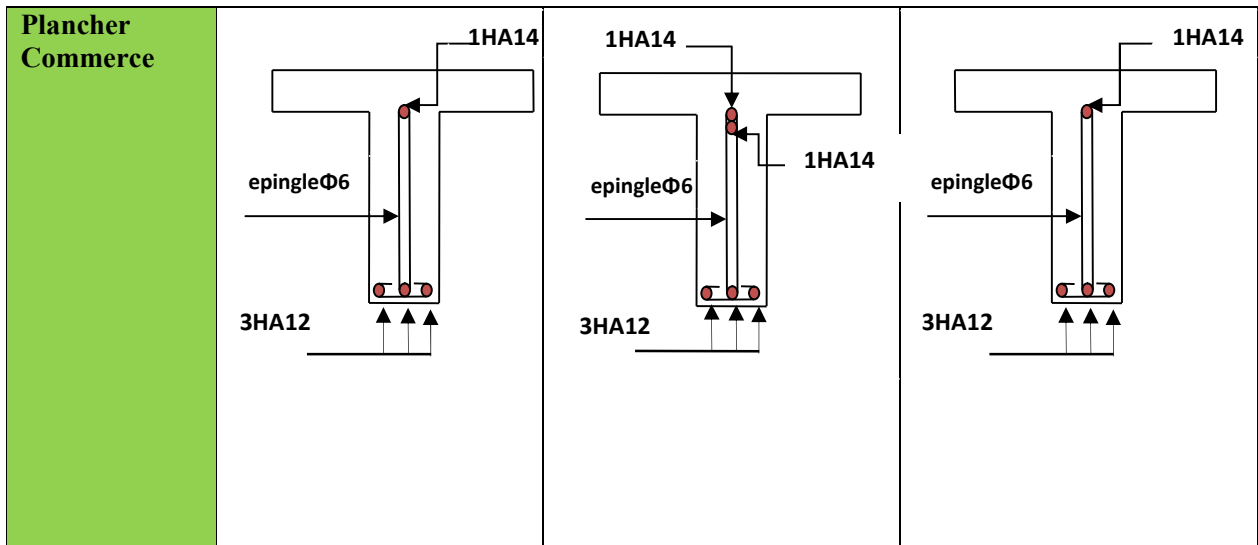
Tableau III.37.Vérification de la flèche pour lesplancher

Niveaux	Etage Courant	Etage bureau	Etage Commerciale
$L_{\max}(\text{cm})$	4.85	4.85	4.85
$M_{jKN.m}$	3.53	3.53	3.53
$M_{gKN.m}$	6.10	6.10	6.28
$M_{qKN.m}$	7.70	8.78	11.57
$I_{\theta}(\text{cm}^4)$	33022	33022	35677
ρ	0.08	0.008	0.012
λ_i	4.59	4.59	3.20
λ_v	1.83	1.83	1.28
$\sigma_j^{(MPA)}$	73.01	73.01	51.46
$\sigma_g^{(MPA)}$	125.90	125.90	91.38
$\sigma_p^{(MPA)}$	158.99	181.17	168.33
μ_j	0.21	0.219	0.22
μ_g	0.44	0.443	0.45
μ_p	0.52	0.571	0.65
$I_{f_{ij}}(\text{cm}^4)$	18059	18059	22802
$I_{f_{ig}}(\text{cm}^4)$	11952	11952	1589
$I_{f_{ip}}(\text{cm}^4)$	10595	10009	12632
$I_{f_{vg}}(\text{cm}^4)$	20006	20006	24714
$f_{ij}(\text{cm})$	0.14	0.14	0.11
$f_{ig}(\text{cm})$	0.37	0.37	0.28
$F_{ip}(\text{cm})$	0.52	0.63	0.66
$F_{vg}(\text{cm})$	1.01	0.66	0.55
$\Delta f(\text{cm})$	0.66	0.78	0.81
$f_{adm}(\text{cm})$	0.97	0.97	0.97
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Les schémas de ferrailage des déférentes poutrelles est représenté dans le tableau suivant

Tableau III.38. Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher Habitation			
Plancher Service			



✓ **Ferraillage de la dalle de compression :**

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

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

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

On choisit :

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

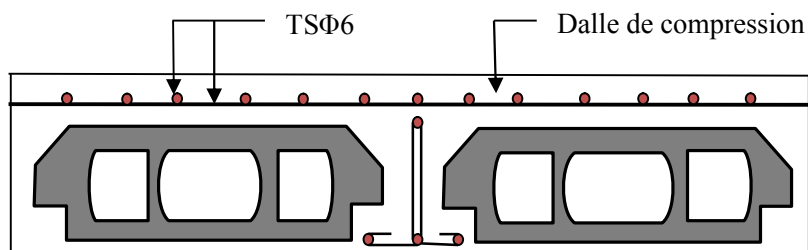


Figure III.7. Schéma de ferraillage de la dalle de compression

III.1.1.3) Etude des dalles pleines:

Les dalles sont des pièces minces et planes, elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, ou murs.

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

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

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

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

a) dalle sur un seul appui (balcon) :

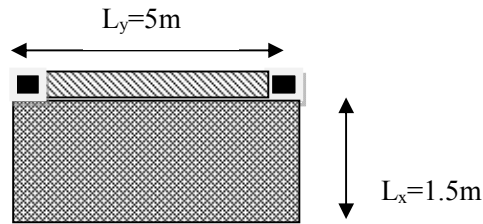


Fig. III.8.dalle sur un seul appui

Il s'agit de panneau de dalle qui repose sur 01 appui :

- **Évaluation des charges :**

$Q_g = 1 \text{ KN/m}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde corps).

$$Q_{gu} = 1.35 * 1 = 1.35 \text{ KN}$$

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

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

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.29 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G + Q = 7.98 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 1.5 \text{ m}$$

$$L_y = 5 \text{ m}$$

Les sollicitations

$$M_U = - \frac{P_u \times l^2}{2} - Q_{gu} \times l$$

$$M_U = -14.72 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{gu} = 18.28 \text{ Kn}$$

- **Ferraillage.**

- ✓ **Armatures principales**

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

Les résultats sont montrés sur le tableau suivant :

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 12 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$, $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$.

Tab.III.39 : ferrailage de panneau sur 01 appui.

M(KN.m)	μbu	α	Z (m)	A calculé(cm ² /ml)	A adopté(cm ² /ml)
-13.28	0,103	0.070	0,097	4.35	4T12=4.52

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

✓ **Armatures secondaires**

$$A_{\text{sec}} = \frac{A_{\text{min}}}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.51 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T10 = 2.36 cm².

✓ **Espacement des barres**

// à l_x : $St \leq \min(2.12, 25\text{cm}) = 24 \text{ cm}$.

// à l_y : $St \leq \min(3.12, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$.

On prend:

Parallèle à l_x : $St = 25 \text{ cm}$.

Parallèle à l_y : $St = 33 \text{ cm}$.

Vérifications:[BAEL91]

✓ **l'effort tranchant**

$b = 100 \text{ cm}$, $d = 10\text{cm}$, $V_u = 18.28 \text{ kn}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{18.28}{1000 * 1 * 0.1} = 0.182 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / \delta b = 1,166 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

✓ **condition de non fragilité**

$$\rho < 0,4 \rightarrow A_{\text{min}} = \rho_0 b.e$$

$A_{\text{min}} = 0.96 \text{ cm}^2 < 2.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$

• **à l'ELS :**

la contrainte dans le béton

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

$$M_{\text{ser}} = -\frac{p_s \times l^2}{2} - Q_{gs} \times l - \frac{7.98 \times 1.5^2}{2} - 1 * 1.5 = -10.47 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.1 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 4.22 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

-La contrainte dans l'acier

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right); \left(110 \sqrt{\eta \times f_{yt}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 258.27 \text{ MPa}.$$

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.}$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{10.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 201.63} = 5.19 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.38$

$$A_{st} = 5.95 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Re-vérification de la contrainte dans l'acier**

Tableau III.40 Ré-vérification de la contrainte dans l'acier

Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
13.83	3.47	5332.01	192.33	201.63

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{1,5} = 0,08 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{1}{20} \right] = 0,05 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0061 > \frac{2}{f_c} = 0,005 \dots\dots\dots \text{NON vérifier}$$

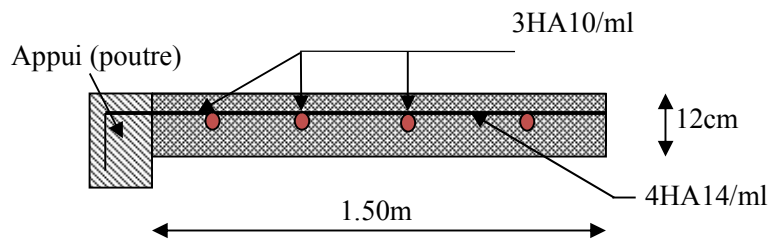
Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

• **Vérification de la flèche :**

TableauIII.41. Vérification de la flèche

f_{gi} (m)	f_{gv} (m)	f_{ji} (m)	f_{pi} (m)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	Observation
0.00269	0.00448	0.00013	0.00354	0.519	0.6	vérifiée

Schéma de ferrailage



FigIII.9. Schéma ferrailage de la dalle sur un seul appui

c) Dalle sur quatre appuis :

il s'agit de panneau D2dalle qui repose sur 4 appuis :

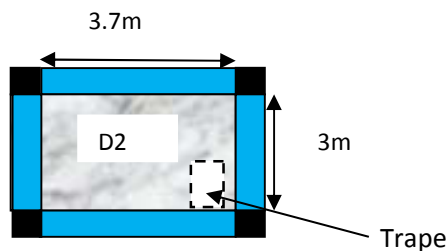


Figure III.10. Panneaux de dalle sur 4 appuis

$L_x=3m$

$L_y= 3.7m$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.81 \geq 0.4$

La dalle travaille dans les deux sens

- **Calcul des sollicitations**

A l'ELU

On a : $G = 6.65 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.47 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS

$$q_s = G + Q = 7.65 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul a l'ELU**

$$v = 0. \rho = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \text{ (annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0550 \times 10.47 \times 3^2 = 5.18 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.6135 \times 5.18 = 3.18 \text{ KN.m}$$

- **Moment En travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 5.18 = 3.88 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 3.18 = 2.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_x = -0.5 \times 5.18 = -2.59 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillages**

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

- **la condition de non fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = A_a^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \text{ avec : } f_e E 400 \rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.31 \text{ (cm}^2\text{)} \\ A_y^{min} = A_a^{min} = 1.2 \text{ (cm}^2\text{)} \end{cases}$$

les résultat de ferrailage sont résumée dans le tableau suivant:

Tableau III.42. Résultats de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

Sens		M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ² /ml)
travée	x-x	3.18	0.016	0.020	0.128	0.86	1.31	4HA8= 2.01
	y-y	2.38	0.009	0.012	0.129	0.53	1.2	3HA8= 1.51
appui	x-x	2.59	0.010	0.013	0.129	0.57	1.2	3HA8= 1.51
	y-y							

- **Espacement des armatures**

sens x-x: $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \rightarrow$ on adopte $St_x=33\text{cm}$.

sens y-y: $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) \rightarrow$ on adopte $St_y=33\text{cm}$.

- **Vérification l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\rho > 0.4 \rightarrow V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 10.96 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 5.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{10.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.084 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$condition vérifiée.

- **Calcul a l'ELS**

$$v=0. \rho=0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0617 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases} \text{ (annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0617 \times 7.65 \times 3^2 = 4.24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.7246 \times 4.24 = 3.07 \text{ KN.m}$$

- **Moment En travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 4.24 = 3.18 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 3.07 = 2.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_x = -0.5 \times 4.24 = -2.12 \text{ KN.m}$$

Vérifications à L'ELS

1) Etat limite de compression de béton

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.43. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
Sens principale x-x	3.18	2.21	2996,8	2.35	15	Vérifier	172.05	201.63	vérifier
Sens secondaire y-y	2.30	2.21	2996,8	1.70	15	Vérifier	124.67	201.63	vérifier
En appuis x-x	2.12	2.21	2996,8	1.56	15	Vérifier	114.70	201.63	vérifier

2) Etat limite de déformation

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

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e}$$

Sens x-x

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

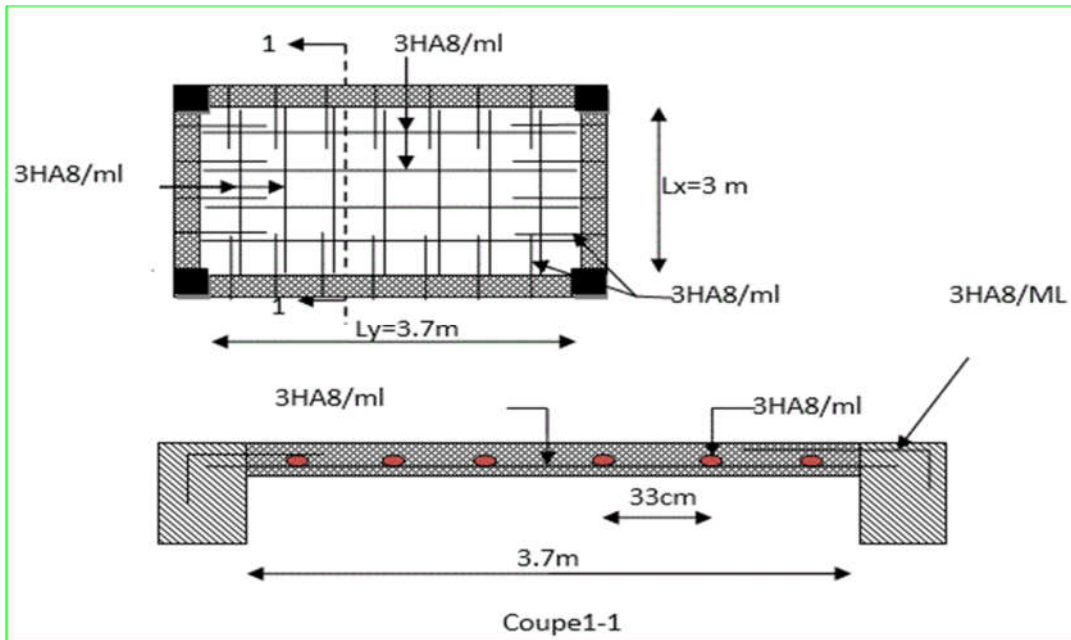
$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{3} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h_t}{l} = 0.05 < \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} = 0.0018 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau III.44. Vérification de la flèche

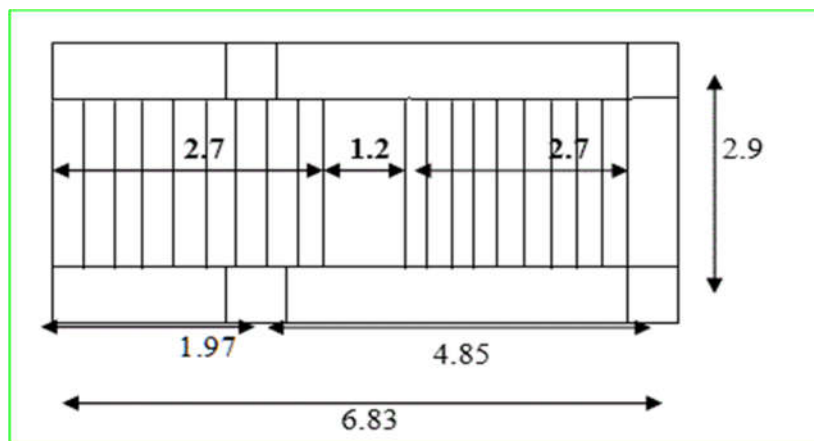
localisation	f_{gi} (cm)	f_{gv} (cm)	f_{ji} (cm)	f_{pi} (cm)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	Observation
Sens x	0.047	0.141	0.026	0.054	0.122	0.6	Vérifiée
Sens y	0.052	0.156	0.029	0.059	0.134	0.74	Vérifiée

Schéma de ferrailage panneau D2:**Figure III.11.** Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.**III.2.Étude des escaliers :**

- **Définition :**

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons 3 types d'escalier

Type 1 escalier a deux volée au niveaux de RDC**Figure III.12.** Vue en plan de l'escalier a deux volée

Ce type se calcule comme suit

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G=7.74 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- **La charge permanente sur le palier d'escalier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.27 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Calcul à l'ELU:

- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 7.74) + (1.5 \times 2.5) = 14.20 \text{ KN/ml.}$$

- **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.27) + (1.5 \times 2.5) = 10.86 \text{ KN/ml.}$$

Schéma statique

- **Calcul des sollicitations :**

Calcul des réactions :

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 29.33 \text{ KN.}$$

$$R_D = 31.13 \text{ KN.}$$

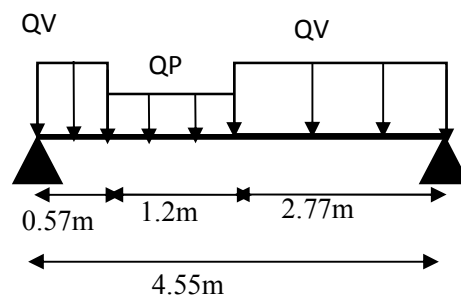
Calcul des moments :

- **1^{er} tronçon : $0 < x < 2.77 \text{ m}$**

$$M = 31.33x - 7.10x^2$$

$$T = 14.20x - 31.33$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M=0 \text{ KN.m.} \\ T=-31.33 \text{ KN.} \end{array} \right.$$



$$\text{Pour } x=2.92 \rightarrow \begin{cases} M=32.30 \text{ KN.m} \\ T=-8.00 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.20 \text{ m}$$

Donc $M^{\max} = 34.56 \text{ KN.m}$.

- Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 34.56 = -17.28 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 34.56 = 29.37 \text{ KN.m.}$$

- Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tab III.45. Tableau de ferraillage de la partie de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis

En travée							
Mu(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
29.37	0.122	0.163	0.121	6.97	1.56	9.24=6HA14	16.5
En appui							
17.28	0.072	0.093	0.125	3.97	1.56	4.52=4HA12	25

- Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = 31.33 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{31.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.241 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : $A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 16.5\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

- **Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

- **La charge qui revient sur la volée et sur le palier :**

$$q_v = G_v + Q_v = 7.74 + 2.5 = 10.24\text{KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.27 + 2.5 = 7.77\text{KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.46. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
21.10	22.42	2.20	24.54	20.86	4.77	13005.49	7.65	15	vérifiée
En appui									
21.10	21.1	2.20	24.54	12.27	3.63	7797.2	7.01	15	vérifiée

- **Etat de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{15}{455} = 0.0329 < \frac{1}{16} = 0.0625.$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.47. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L	f_{ji} (cm⁴)	f_{gi} (cm⁴)	f_{pi} (cm⁴)	f_{gv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4.55	0.049	0.013	0.021	0.028	0.029	0,091

• Schéma de ferrailage

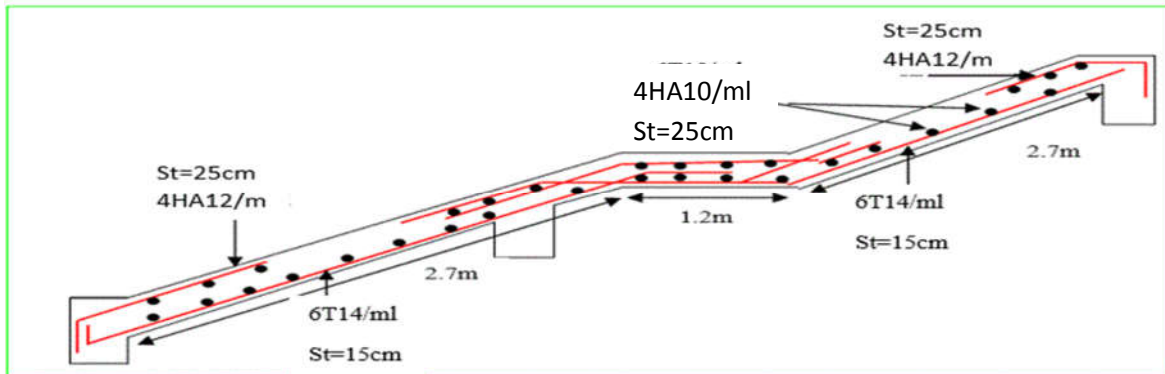


Fig. III.13. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1

• Type2 : Escalier a 3 volées

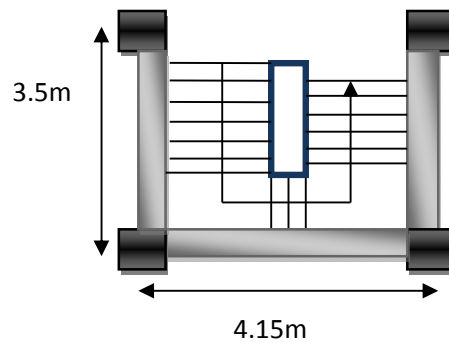
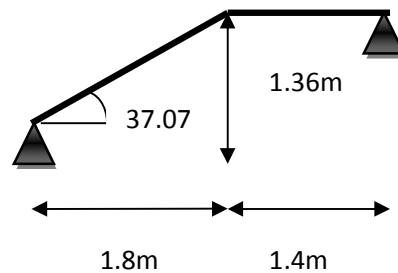


Figure III.14. Vue en plan de l'escalier à trois volées

Ce type se calcule comme suit

• La charge permanente sur la volée d'escalier :

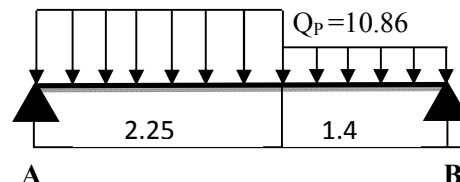
$$\begin{cases} G=8.08 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$



• La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.27 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$Q_v = 14.65 \text{ KN/ml}$$



Calcul à l'ELU:

• La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.08) + (1.5 \times 2.5) = 14.65 \text{ KN/ml}.$$

- **La charge qui revient sur le palier :**

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.27) + (1.5 \times 2.5) = 10.86 \text{ KN/ml.}$$

- **Schema statique:**

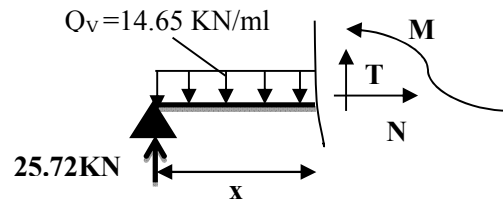
- **Calcul des sollicitations:**

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 25.72 \text{ KN.}$$

$$R_B = 22.44 \text{ KN.}$$



Calcul des moments :

- **1^{er} tronçon : $0 < x < 2.25 \text{ m}$**

$$M = 25.72 x - 7.32 x^2$$

$$T = 14.65x - 25.72$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN.m.} \\ T=-25.72 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=2.25 \rightarrow \begin{cases} M=20.78 \text{ KN.m} \\ T=7.24 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.75 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 22.57 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 22.57 = -11.28 \text{ KN.m.}$$

$$M_i = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 22.57 = 19.18 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.48. Tableau de ferraillage de la partie de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
19.18	0.0801	0.104	0.0124	4.42	1.56	4.52=4HA12	16.5
En appui							
11.28	0.047	0.060	0.126	2.55	1.56	3.14=4HA10	25

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

$$T = 25.72 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{25.72 \times 10^3}{1 \times 0.13} = 0.197 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

Lacharge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 8.08 + 2.5 = 10.58 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.49. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
18.55	16.12	1.75	16.26	14.96	3.63	7797.2	6.45	15	vérifiée
En appui									
18.5 5	16.1 2	1.7 5	16.26	14.96	3.0 5	5608.7	3.55	15	vérifiée

- **Etat de déformation :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{15}{345} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625.$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.50. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	A_s (cm²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm⁴)	I₀ (cm⁴)
3.65	4.52	5.30	10.29	13.82	7545.7	189551
Y (cm)	f_{ji} (cm⁴)	f_{gi} (cm⁴)	f_{pi} (cm⁴)	f_{gv} (cm⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
3.63	0.010	0.048	0.085	0.094	0.012	0,73

- **Schéma de ferrailage**

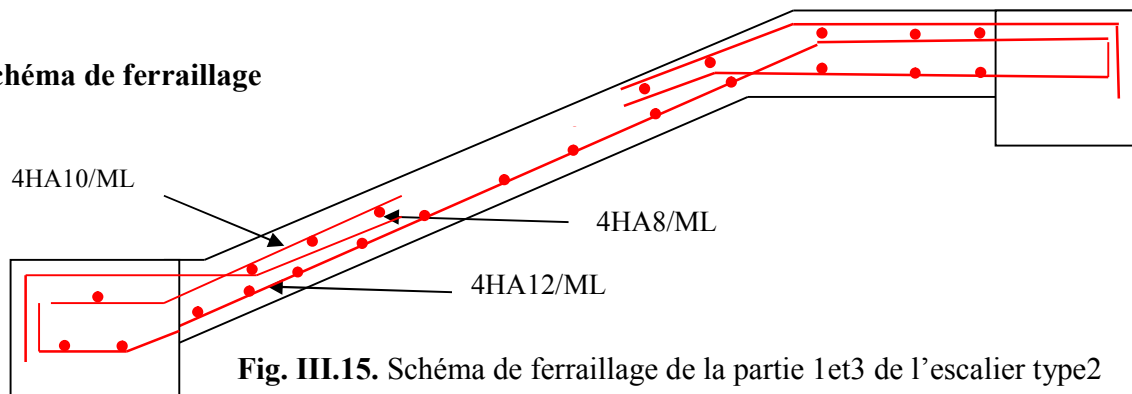


Fig. III.15. Schéma de ferrailage de la partie 1 et 3 de l'escalier type 2

2^{ème} Partie

- **La charge permanente sur la volée d'escalier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G=8.08 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Ce type se calcule comme une console.

Calcul a l'ELU :

- **La charge qui revient sur la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 8.08) + (1.5 \times 2.5) = 14.65 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.51 : Résultats de ferrailage de la 2^{ème} partie :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
14.36	0.059	0.077	0.125	3.27	1.56	5HA10/ml 3.93	4HA8/ml 2.01

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 15, 25 \text{ cm})$$

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

On a choisi 5HT10, soit $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$ Vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.157 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa.}$$

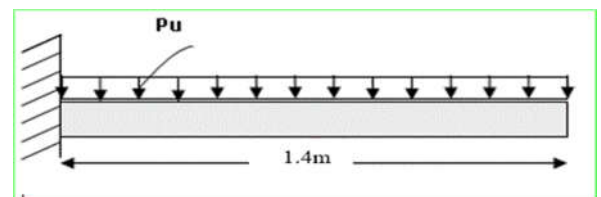
Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (8.08+2.5) = 10.58 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(10.58 \times 1.40^2)/2] = 10.36 \text{ KN. m.}$$



- **Vérification de σ_{bc} :**

Calcul de y :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.93) y - (15 \times 3.93 \times 10) = 0$$

$$y = 3.36 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,36^3 + 15 \times 3.93 (13 - 3,36)^2$$

$$I = 6742.6 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{10.36 \times 10^{-3}}{6742.6 \times 10^{-8}} \times 0.0336 = 5.18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

- **La flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.4} = 0.107 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$2 \cdot \frac{A_s}{b \times d} = 0,0030 > \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Ferraillage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 5 \text{ HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{st}^y = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Schéma de ferrailage :

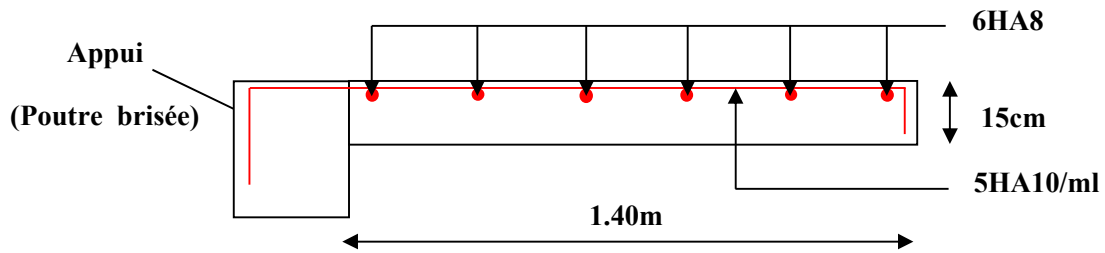


Fig. III.16. Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.

1. Etude de l'escalier type 3 (balancé) :

On a: $G_v=7.74 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

❖ Combinaison de charges :

ELU: $q_v=14.20 \text{ KN/m}$;

ELS: $q_v=10.24 \text{ KN/m}$;

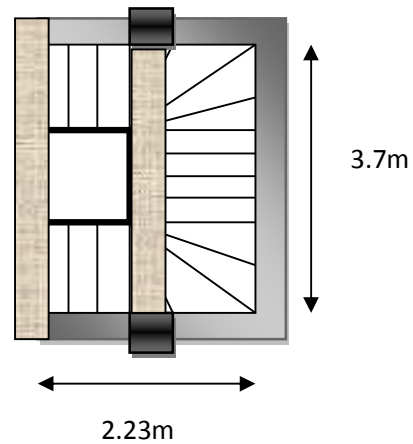


Fig. III.17.vu en plan de l'escalier balancé

a) Les sollicitations :

ELU	ELS
$M_u=11.47 \text{ KN.m}$	$M_s=8.30 \text{ KN.m}$
$V^{\max}=14.56 \text{ KN}$	$V^{\max}=13.08 \text{ KN}$

Ferrailage :

Tableau. III.52.: Ferrailage de la volée 1.

Positio n	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	A adoptée (cm^2)	St (cm)
Travée	2.55	0.047	0.06	0.126	2.61	1.56	4HA10 = 3.14	25

Armature de répartition :

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$; $S_t=25 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.112 < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$

Pas de risque de cisaillement

A P'ELS

Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau. III.53. Vérification de l'état limite de compression du béton.

sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	8.30	3.05	5608.77	4.51	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

conditions vérifié.

La Vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage :

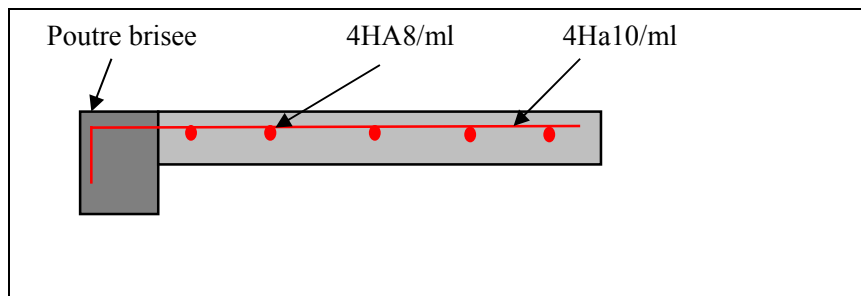


Figure. III.18. Schéma de ferrailage l'escalier type 3

III.3. Etude de la poutre palière

La poutre palière constitue un appui pour l'escalier principale, elle est soumise à la flexion simple et à la torsion.

Dimensionnement :

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

$$L = 2.90 \text{ m}$$

Soit : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

La poutre palière est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_A = 22.35 \text{ KN/m} \quad R_B = 31.08 \text{ KN/m}$$

Avec :

- R_A : charge ramenée par le paillasse 1.
- R_B : charge ramenée par le paillasse 2.

Calcul des sollicitations

Par la méthode RDM on obtient :

$$M_0 = 26.68 \text{ KN.m} ; V_u = 36.81 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrillages correspondants ainsi que la contrainte de cisaillement.

Tableaux.54. Moments au niveau de la poutre palière

	Moment (kN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	τ_{FS} (MPa)
En travée	$0.85 M_0 = 21.34$	2.26	0,44
En appui	$-0.5 M_0 = -13.34$	1.39	0,44

➤ Vérifications à L'ELU

▪ Condition de non fragilité

$$A_t = 2.26 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

$$A_a = 1.39 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$$

❖ Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armatures longitudinales en torsion

Le moment de torsion $M_T = -19.40 \text{ KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui A
D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19.40 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0.0625 \times 400} = 3.88 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.40 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 3.10 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 3.13 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19.40 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_l = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_a = 1.39 \text{ cm}^2$$

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

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$\text{➤ On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un étrier } \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

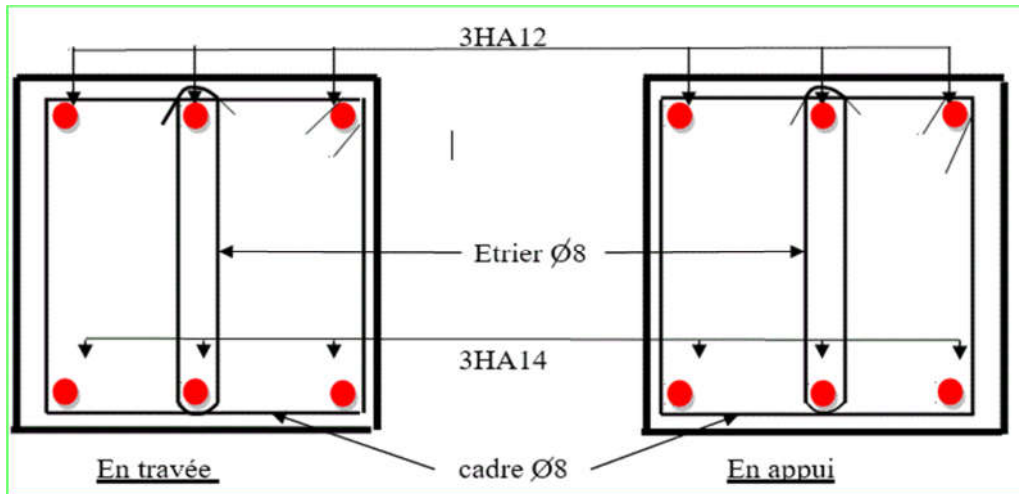


Fig.III.19.schéma de ferrailage de la poutre palière

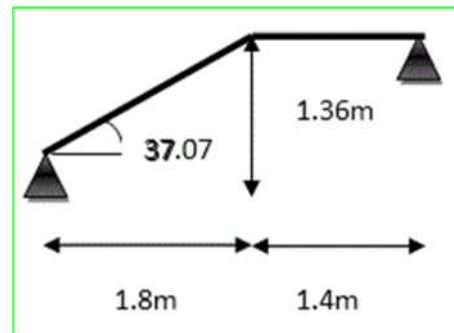
III.4. : Calcul de la poutre brisée Escalier type 2

Dimensionnement :

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

$$L=3.65\text{m} \quad \alpha=37.07$$

$$24.37 < h < 36.5$$



Exigences du RPA99/2003

$$h \geq 30 ; \quad b \geq 20 ; \quad \frac{h}{b} < 4$$

Soit: $h=30\text{ cm}$; $b=35\text{ cm}$

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0=25 \times 0.3 \times 0.35=2.625 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1=25 \times 0.3 \times 0.35 / \cos 37.07^\circ = 3.29 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_A=25.72 \text{ KN/ml.}$$

$$R_B=24.60 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des sollicitations :

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau.III.55. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

R _A (KN)	R _B (KN)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Vu(KN)
20.70	27.69	34.74	17.37	27.57	45.88

Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :

Tableau.III.56. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis.

M _U (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)
En travée					
27.57	0.019	0.024	0.33	1.19	2.42
En appui					
17.37	0.0123	0.0155	0.327	1.19	1.52

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.46 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc la condition est vérifiée.

Armatures transversales à la flexion simple :

Soit St=20 cm

St=20 cm < min(0.9 d; 40 cm) = 29.7 cm Condition vérifiée.

$$A_t = 0.4 \times b \times \frac{St}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) \times b \times St}{0.8 \times f_e} = -0.016 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc : A_t=0.6 cm²

Calcul à la torsion :**Le moment de torsion :**

Le moment maximum aux appuis : 11.28KN.m

$$M_t = M_t * L/2 = 20.58$$

Le moment de torsion.

Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} ; \quad e = \frac{h}{6} = 5.83 \text{ cm} ; \quad \Omega = (b - e)(h - e) = 705.04 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{20.58 \times 10^{-3}}{2 \times 0.070504 \times 0.0583} = 2.50 \text{ MPA}$$

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.46)^2 + (2.50)^2} = 2.54 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \quad ; \quad \text{avec: } U = 2[(b - e) + (h - e)] = 106.68 \text{ cm}$$

U : Périmètre de la section de la poutre palière.

$$A_l = \frac{20.58 \times 10^{-3} \times 1.0668 \times 1.15}{2 \times 0.070504 \times 400} = 4.47 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega} \quad ; \quad \text{on fixe } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{20.58 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.070504 \times 400} = 0.83 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage de la poutre brisée :**

✓ **Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_t = 0.6 + 0.83 = 1.43 \text{ cm}^2; \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Soit : 2φ8=2.00 cm²

✓ **Armatures longitudinales :**

En appui :

$$A_l^a = A_t^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}} = 0.6 + \frac{4.47}{2}$$

$$\Rightarrow A_l^a = 2.83 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 = 3.39 cm²

En travée :

$$A_l^t = A_t^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}} = 2.42 + \frac{4.47}{2}$$

$$\Rightarrow A_l^t = 4.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 2HA14+1HA16=5.09 cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes :**

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.57.Calcul à l'ELS .

RA(KN)	RB(KN)	M0(KN.m)	Ma (KN .m)	Mt(KN.m)
21.37	24.37	14.28	7.14	10.71

Calcul de y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_{sc}(y - d') - 15A_{st}(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 15 \times 4.62(y - 2) - 15 \times 4.62(32 - y) = 0$$

$$15y^2 + 137.1y - 2353.2 = 0$$

$$y = 8.76 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_{sc}(y - d')^2 + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 50539.63 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = 1.86 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuire donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

❖ La flèche :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{35}{365} = 0.095 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.95 > \frac{M_t}{15M_0} = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} = 0.0047 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

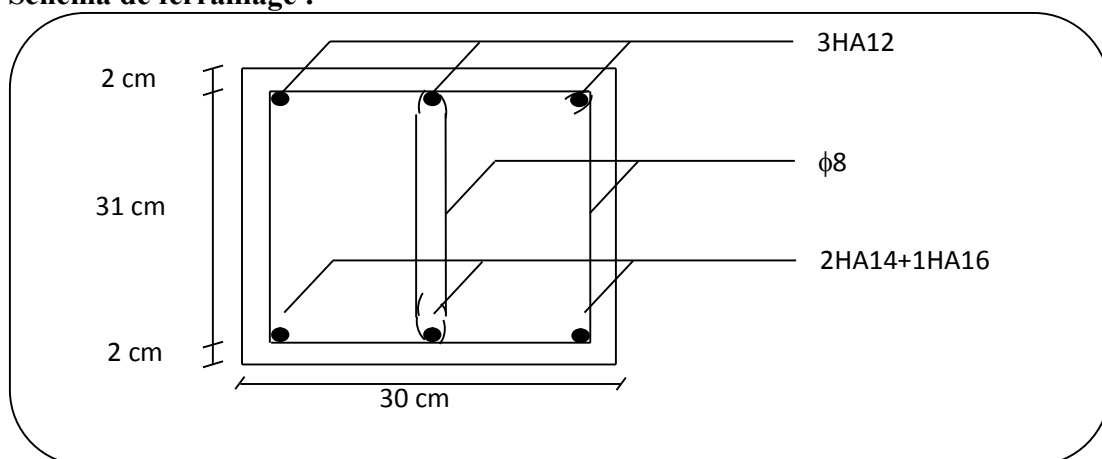
❖ Schéma de ferrailage :

Fig.III.20.schéma de ferrailage de la poutre brisé

III.5. Calcul de la poutre brisée de l'escalier type 3

Dimensionnement :

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

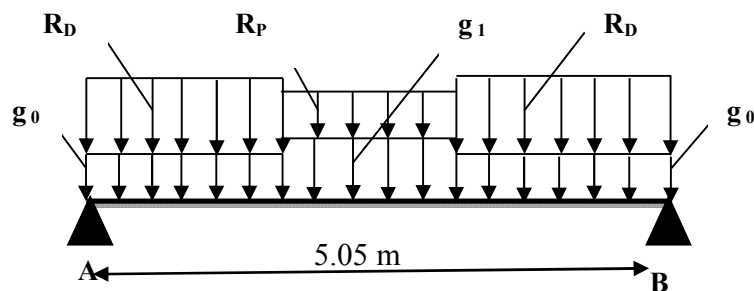
$$L = 1.4 + (1.80 / \cos 37.07^\circ) + 1 = 5.05 \text{ m}$$

$$\frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33.66 \leq h \leq 50.5$$

Donc soit $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 45 \text{ cm}$.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

1. Calcul à la flexion simple :



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.45 = 4.5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.45 / \cos 37.07^\circ = 5.63 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D = 25.72 \text{ KN/ml.}$$

$$R_P = 24.60 \text{ KN/ml.}$$

• Calcul des sollicitations :

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.58. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
58.32	58.32	0.92	49.02	24.51	41.66	58.32

- **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

Tableau III.59. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis :

Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{min} (cm ²)	A calculée (cm ²)
En travée					
41.66	0.0415	0.0529	0.411	2.02	2.91
En appui					
24.51	0.024	0.0303	0.414	2.02	1.70

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{58.32 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.42} = 0.347 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit St=20 cm

St=20 cm < min (0.9 d ; 40 cm)=37.8 cm Condition vérifiée.

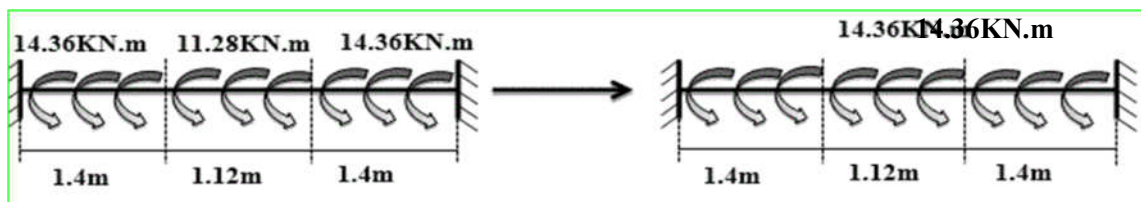
$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.4 \times 0.2}{400} = 0.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{0.8 f_e} = \frac{(0.347 - 0.3 \times 2.1) \times 0.4 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.70 \text{ cm}^2 < 0.$$

Donc $A_t = 0.80 \text{ cm}^2$

2. Calcul à la torsion :

Le moment de torsion :



Moment maximum aux appuis : **14.36 KN.m**

$$M_t = 14.28 \text{ KN.m}.$$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{14.36 \times 3.92}{2} = 27.98 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 40 = 6.66 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (40 - 6.66) \times (45 - 6.66) = 1278.25 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_T = \frac{27.98 \times 10^{-3}}{2 \times 0.127825 \times 0.0666} = 1.64 \text{ MPa.}$$

On doit vérifier que

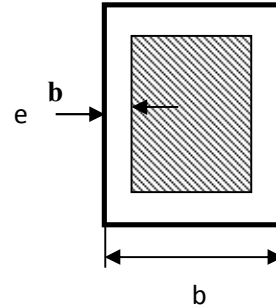
$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.347)^2 + (1.64)^2} = 1.67 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$



• **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(40 - 6.66) + (45 - 6.66)] = 143.36 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{41.66 \times 10^{-3} \times 1.4336 \times 1.15}{2 \times 0.127825 \times 400} = 6.71 \text{ cm}^2.$$

• **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $St=20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_T \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{41.66 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 0.127825 \times 400} = 0.93 \text{ cm}^2.$$

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion \ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.80 + 0.93 = 1.73 \text{ cm}^2.$$

$$St = 20 \text{ cm}.$$

Armatures longitudinales :**En appui :**

$$A_l^a = A_t^{flexion \ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_l^a = 2.02 + \frac{6.73}{2} = 5.38 \text{ cm}^2.$$

En travée :

$$A_l^t = A_t^{flexion \ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_l^t = 2.91 + \frac{6.73}{2} = 6.27 \text{ cm}^2.$$

Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.60. Calcul à l'ELS :

R_A(KN)	R_B(KN)	X(m)	M₀(KN.m)	M_a (KN .m)	M_t(KN.m)
44.45	44.45	1.30	45.16	22.58	38.38

- **Vérification de σ_{bc} :**

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_{sc} (y - d') - 15 A_{st} (d - y) = 0$$

$$\frac{40}{2} y^2 + 15 \times 6.88 \times (y - 3) - 15 \times 8.01 \times (42 - y) = 0$$

$$20y^2 + 223.35y - 5355.9 = 0$$

$$y = 11.70 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_{sc} (y - d')^2 + 15A_{st} (d - y)^2$$

$$I = \frac{40 \times 11.7^3}{2} + 15 \times 6.88 \times (11.7 - 3)^2 + 15 \times 8.01 \times (42 - 11.7)^2$$

$$I = 150151.98 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{38.38 \times 10^{-3}}{150151.98 \times 10^{-8}} \times 0.1170 = 2.99 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Pas de risque de fissuration du béton.

la fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{stn} est pas nécessaire.

• **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{45}{392} = 0.114 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h_t}{l} = 0.114 > \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{38.38}{15 \times 45.16} = 0.056 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

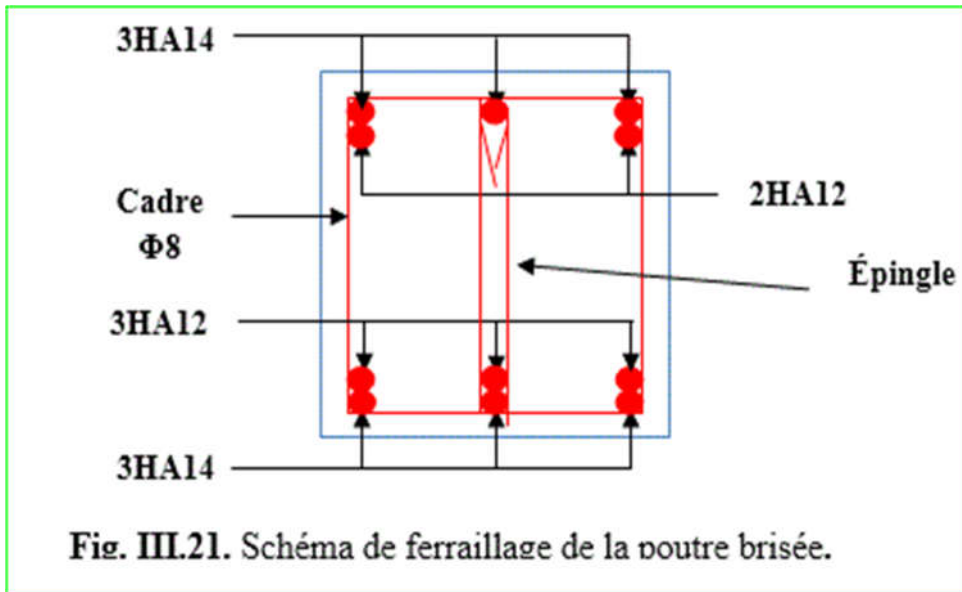
$$3. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{8.01}{40 \times 42} = 0.0047 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **Choix de ferrailage :** Pour A_f on choisit 3HA12+3HA14=8.01cm².

Pour A_f' on choisit 3HA14+2HA12=6.88cm².

Pour A_t on choisit 1 cadre +1 épingle de $\Phi 8$ =2.01 cm².

Schéma de ferrailage :**III.6. : Etude de la poutre de chaînage :**

Les poutres de chaînages sont des poutres continues en béton armé, elles ceignent les façades à chaque au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale, il doit régner sur tout l'épaisseur du mur .il a pour but :

- ❖ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ❖ Rigidité longitudinal pour tenir compte des risques de fissurations.

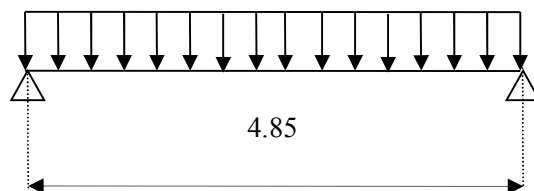


Figure III.22 : Schéma statique de la poutre de chaînage

- Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3).

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max} = 4.15m$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{485}{15} \leq h_t \leq \frac{485}{10}$$

$$\Rightarrow 32.33 \leq h_t \leq 48.5$$

- Hauteur minimale $h \geq 15cm$.
- Largeur minimale $b \geq \frac{2}{3}$ del'épaisseur de mur.

On opte : $(b \cdot h) = (30 \cdot 35)cm^2$.

• **Sollicitations :**

- ❖ $G_{pc} = 25 \cdot 0.30 \cdot 0.35 = 2.62KN/ml$
- ❖ $G_{mur} = 2.93 \cdot (3.06 - 0.35) = 7.94KN/ml$

$$ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_{pc} + G_{mur}) \\ q_u = 14.25KN/ml \\ M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = 41.89KN.m \\ V_u = q_u \cdot \frac{l}{2} = 34.55KN. \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_s = (G_{pc} + G_{mur}) = 10.56KN \\ M_s = q_s \cdot \frac{l^2}{8} = 31.04KN.m \end{cases}$$

-Correction des moments :

$$\text{Travée} \begin{cases} M_{tu} = 0.85M_u = 35.60KN.m \\ M_{ts} = 0.85M_s = 29.36kN.m \end{cases}, \quad \text{Appuis} \begin{cases} M_{au} = -0.5M_u = -20.94KN.m \\ M_{as} = -0.5M_s = -15.52KN.m \end{cases}$$

• **Ferraillage :**

Tab III.61 : résultat de ferraillage de la poutre de chaînage.

	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Travée	35.60	0.023	0.029	0.326	3.13	3HA12=3.39	$0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19$
Appuis	20.94	0.0135	0.016	0.328	1.83	3HA10=2.36	$0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.348 \text{Mpa} < \bar{\tau} = 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{Mpa}$$

-Calcul de l'espacement :

$$A_t = 1 \text{cadre } \emptyset 8 + 1 \text{étrier } \emptyset 8 = 4 \emptyset 8 = 2.01 \text{cm}^2$$

$$\textcircled{1} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = 0.67 \text{m} \quad \textcircled{2} S_t \leq \min[0.9 * d; 40 \text{cm}] = 0.297 \text{m}$$

$$\textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha) A_t}{b (\tau_u - 0.3 * K * f_{c28})} ; \left\{ \begin{array}{l} FN \\ K = 1 \text{ carsans reprise de bétonnage} \Rightarrow S_t = 25 \text{cm.} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

-Vérification des contraintes :

- **Etats limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \quad \frac{b}{2} y^2 + 15 * A_s * y - 15 * d * A_s = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2. \sigma_{bc}^{adm} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

En travée : $y=9.01 \text{cm}$ $I=36579.52 \text{cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.23 \text{Mpa} < \sigma_{bc}^{adm} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$

En appuis : $y=7.72 \text{cm}$ $I=27224.37 \text{cm}^4 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.40 \text{Mpa} < \sigma_{bc}^{adm} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \text{Vérifiée}$

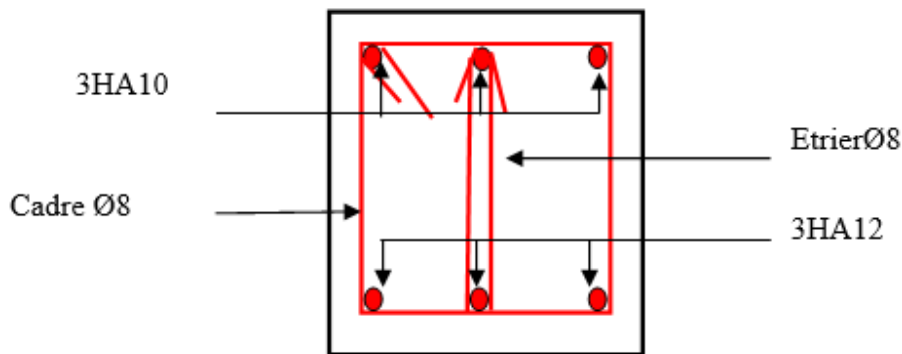


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.7.: L'ascenseur :

- **Définition:**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s=1,10$ m
- $T_s=2,00$ m
- $H_k=2,20$ m
- $P_M=1500$ daN
- $D_M=4300$ daN
- $F_c=5000$ daN
- $v = 0,63$ m/s

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 \text{ daN}$$

III.7.1. : Etude de la dalle pleine de la locale machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

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

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

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

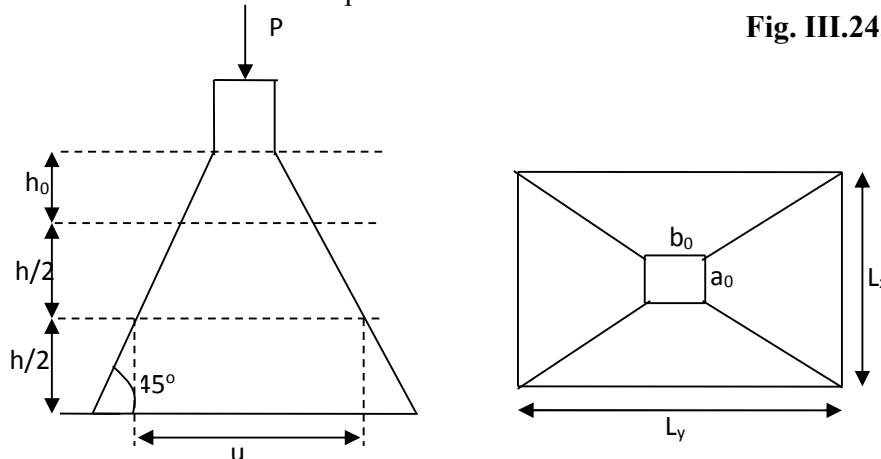


Fig. III.25. Schéma représentant la surface d'impact.

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

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

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

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

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

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 110 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} l_x = 110 \text{ cm} \\ l_y = 200 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Evaluation des moments sous charge concentrée :**

➤ **M^{x1} et M^{y1} du système :**

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M_1 et M_2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [Annexe III]

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,55 \quad \frac{U}{l_x} = 1,00 \frac{V}{l_y} = 0,55$$

D'où : $M_1 = 0,0715$

$M_2 = 0,0215$

$$q^u = 1,35 \times P \rightarrow q^u = 85,05 \text{ KN (avec } P = 63 \text{ KN)}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 6,08 \text{ KN.m / ml.} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 1,82 \text{ KN.m / ml.} \end{cases}$$

➤ **M^{x2} et M^{y2} du système :**

M_{x2}, M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

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

$\rho=0.55 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0894 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe II}]$$

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

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

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

$$\Rightarrow q^u = 1,35 \times 6,65 + 1,5 \times 1 = 10,47 \text{ KN/ml.zz}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0894 \times 10,47 \times (1,1)^2 = 1,13 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,2500 \times 1,13 = 0,283 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,08 + 1,13 = 7,21 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1,82 + 0,283 = 2,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **.Ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$ ($d^x=13\text{cm}$;

$$d^y=11.8\text{cm})$$

$$M^{tx}=0.85 \times M^x = 6.12 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty}=0.85 \times M^y = 1.78 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0.4 \times M^x = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 2.88 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.62.Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie :

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A^t_{calculée}$ (cm ² /ml)	$A^t_{adoptée}$ (cm ² /ml)	$A^a_{calculée}$ (cm ² /ml)	$A^a_{adoptée}$ (cm ² /ml)
X-X	6.12	2.88	1.38	3T10=2.36	0.64	4T8=2,01
Y-Y	1.78	2.88	0.68	4T8=2,01	0.64	4T8=2,01

Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A^x_{min} = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{min} = 1.47 \text{ cm}^2 > A_s = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.55 > 0.4$$

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

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

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{min} \leq A_s$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = 85.05 \text{ KN} \\ \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 495 \text{ KN} \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3 \times u} = 25,69 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{97.6}{3 \times 1.1} = 29.575 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{29.575 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{25,77 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,198 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à l'ELS :

Moment engendré par le système de levage :

$$Q^{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 4.50 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

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

$$\mu_x = 0,0936 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,4150 \text{ KN.m}$$

$$M^{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.866 \text{ KN.m.}$$

$$M^{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.359 \text{ KN.m.}$$

La Superposition des Moments:

$$M^x = 5.36 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 1.71 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M^{tx}=4.55\text{KN.m} \quad M^{ax} = 2.14 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty}=1.45 \text{ KNm} \quad M^{ay} = 2.14 \text{ KN.m}$$

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

(On prend $M^t = 4.55 \text{ KN.m}$)

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 2.70\text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s(d-y)^2 = 4411.68\text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.78\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240\text{Mpa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d-y) = 159.34\text{Mpa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **La flèche :**

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

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{110} = 0.136 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{4.55}{20 \times 5.36}\right] = 0.042 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.36}{100 \times 13} = 0.0018 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

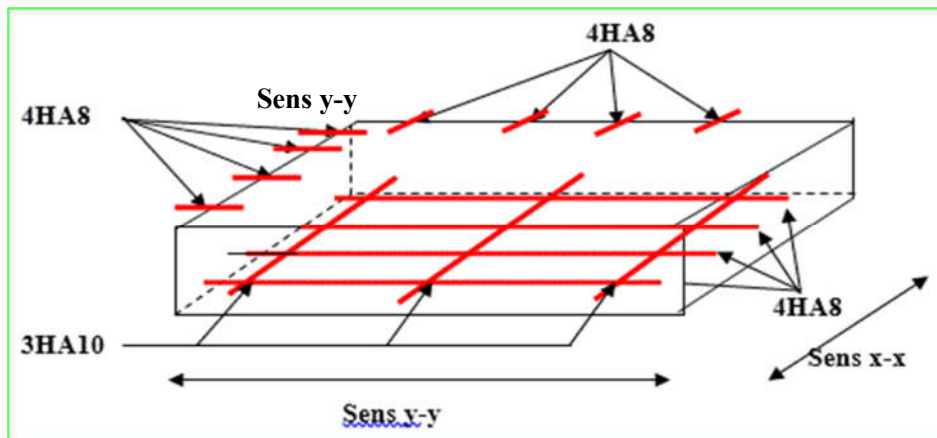


Fig. III.26. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.

III.8. : Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F^p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

• Hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

• Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 * 10 + 5 * 20 + 10 * 20 * 0,05$$

$$S_{acr} = 0,08 \text{ m}^2$$

$$G = 25 * 0,08 = 2 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

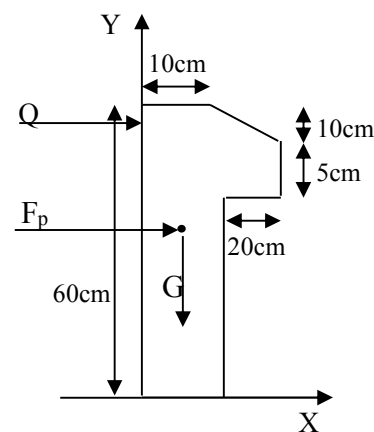


Fig. III.27. Coupe transversale de l'acrotère.

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Charge verticale :

Tableau III.63. Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.08	2.	0.42	2.42	1.00

• **Charge horizontale (Charge sismique) :**

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.42 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.42 \Rightarrow F_p = 1.16 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.07 \text{ m} \\ Y_G = 0.31 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.42 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.16 \times 0.31 \Rightarrow M_{F_p} = 0.359 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.64. Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.42	3.26	2.42
M (KN.m)	0.96	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{3.26} = 0.254m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec : e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm . L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm . 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 . h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.00864 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.254 + 0.02 + 0.00864 = 0.282 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.26 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.26 \times 0.282 = 0.919 \text{ KN.m}$$

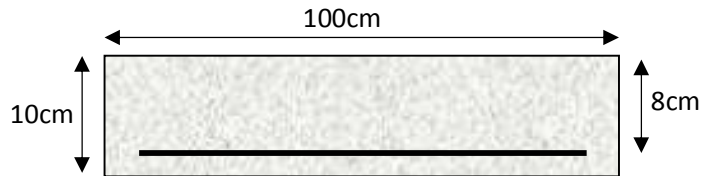


Fig. III.28. Section à ferrailer.

✓ **Ferrailage de l'acrotère :**

Calcul à l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.919 + 3.26 \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 1.01 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0111) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0139; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.01 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.36 \times 10^{-4} - \frac{3.26 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.26 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.996 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = f_p + Q = 1.16 + 1 = 2.16 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.16 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0172 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0172 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

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

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

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.16 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.297 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS :

$d = 0.12 \text{ m}$; $N_{\text{ser}} = 2.6225 \text{ KN}$; $M_{\text{ser}} = Q \times h \Rightarrow M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y_{\text{ser}}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.42) + (0.08 - 0.10/2) \Rightarrow e_1 = 0.277 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.08 - 0.277 \Rightarrow c = -0.197 \text{ m}$.

$$c = -0.197 \text{ m}; \quad y_{\text{ser}} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.197)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.197}{1} \Rightarrow P = -0.111 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.197)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.197)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0166 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.333 \Rightarrow y_{\text{ser}} = 0.136 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0094 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.42 \times 10^{-3}}{0.0094} \times 0.136 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.035 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

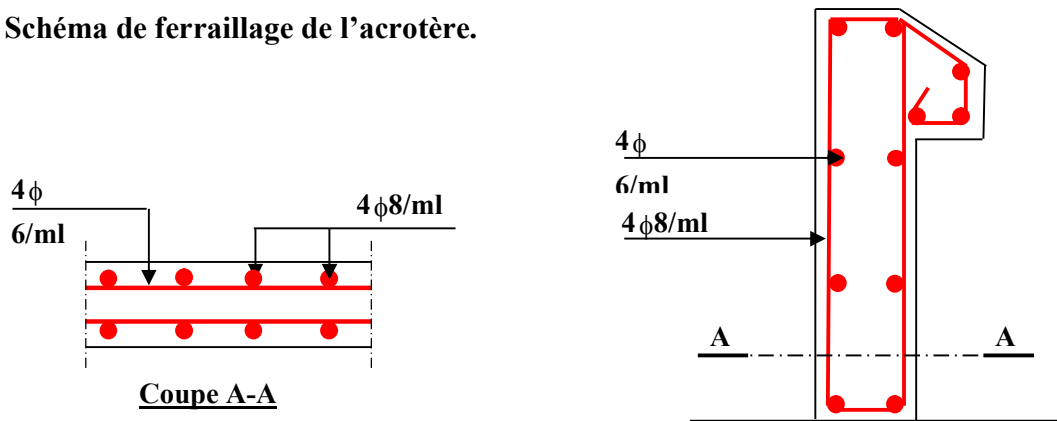


Fig. III.29. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

Conclusion

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente trois types d'escalier. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrailage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrailage a été déterminé en respectant les règles. Et nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

INTRODUCTION :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

IV.1. METHODE DE CALCUL :

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

1. Par la méthode statique équivalente.
- 2 . Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- 3 .Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.1.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale :

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 :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad \text{RPA99/2003 (Article 4.2.3)}$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99/2003 (Tableau 4.1)**

Le coefficient A représenté 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'autre 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. **RPA99/2003 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité : Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_D liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA9/2003 (Formule 4.4)}$$

Pq 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 Pq .

Critère Q	Valeurs de $P_q(x)$		Valeurs de $P_q(y)$	
	Critères observés	Critères non observés	Critères observés	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	non	0.05	non	0,05
Redondance en plan	non	0,05	non	0.05
Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de la construction	oui	0	oui	0

Donc $Q_x = Q_y = 1.15$

- 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) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de 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, dans notre cas :

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \dots\dots \text{(RPA99/2003 Tableau 4.5)}$$

D'après le SAP 2000, on trouve : $W=36260.145KN$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement η . On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \dots\dots \text{RPA99/2003 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S3)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA 99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{RPA 99/2003 (Formule 4.3)}$$

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 ζ (%) **RPA 99/2003** (Tableau 4.2)

Remplissage Léger	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

$T_c = C_T h_n^{3/4}$ **RPA 99/2003** (Formule 4-6)

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_n = 29.62m$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$C_T = 0.050$

$T = 0.050 \times (29.62)^{3/4} = 0.634 \text{ s}$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$ **RPA99/2003** (Formule 4-7)

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 20.60m, L_y = 21.40m$

$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.587s \\ T_y = 0.576s \end{cases}$

$T_x = \min(T_x; T) = 0.587s$

$T_y = \min(T_y; T) = 0.576s$

$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$ car $0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$Dx = 2.5 * 0.81 * (0.5/0.587)^{2/3} = 1.83$

$Dy = 2.5 * 0.81 * (0.5/0.576)^{2/3} = 1.85$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.587 = 0.76s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.576 = 0.75s \end{cases}$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.83 \times 1.15}{5} \times 36260.145 = 2289.28 KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.85 \times 1.15}{5} \times 36260.145 = 2314.30 KN$$

IV.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version 2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \dots \text{RPA 99/2003 (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*), le graphe donne Sa/g en fonction du temps. Les résultats sont illustrés dans la figure suivante :

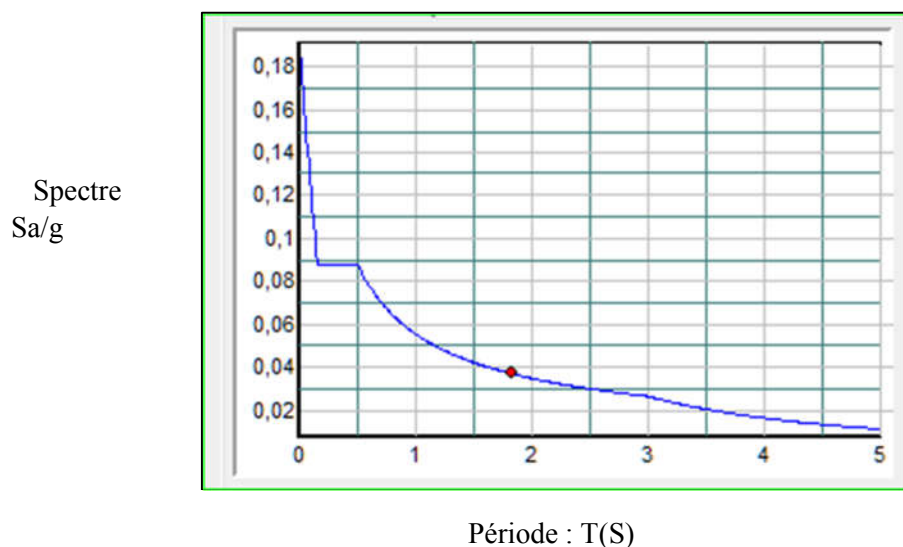


Figure IV.1 : spectre de réponse

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000.

- **Description du logiciel SAP 2000 :**

Le SAP 2000 version 14 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.2. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et vu les conditions architecturales (des locaux à usage commerciales au niveau des (RDC), on a retenu la disposition représentée ci-dessous qui a donné un bon comportement dynamique de la structure vis-à-vis de l'action sismique, et qui a permis aussi de vérifier l'interaction voile-portique exigé par le règlement en vigueur.

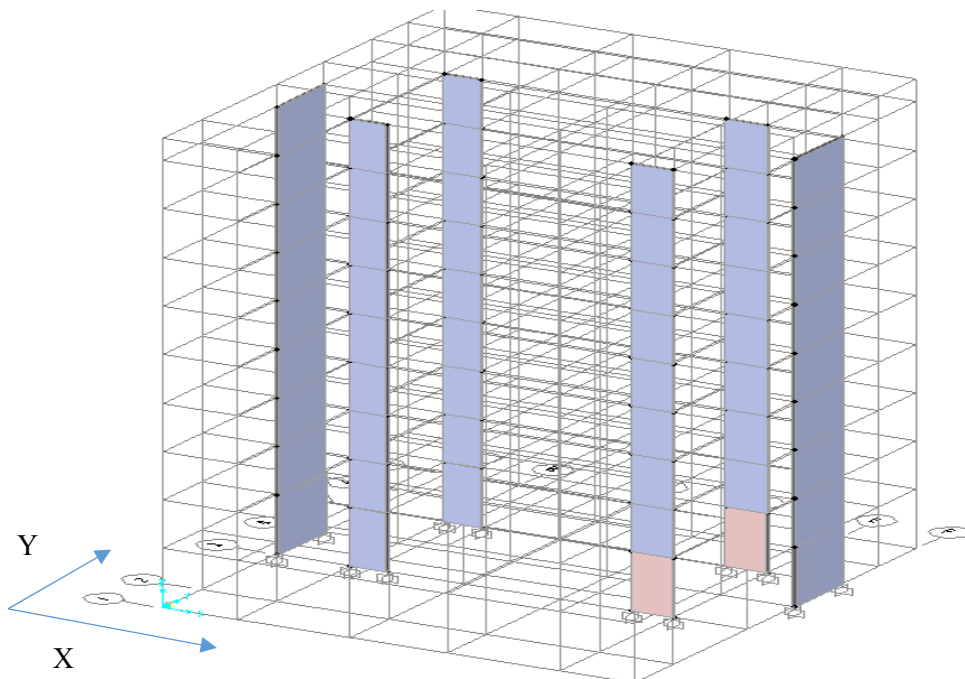
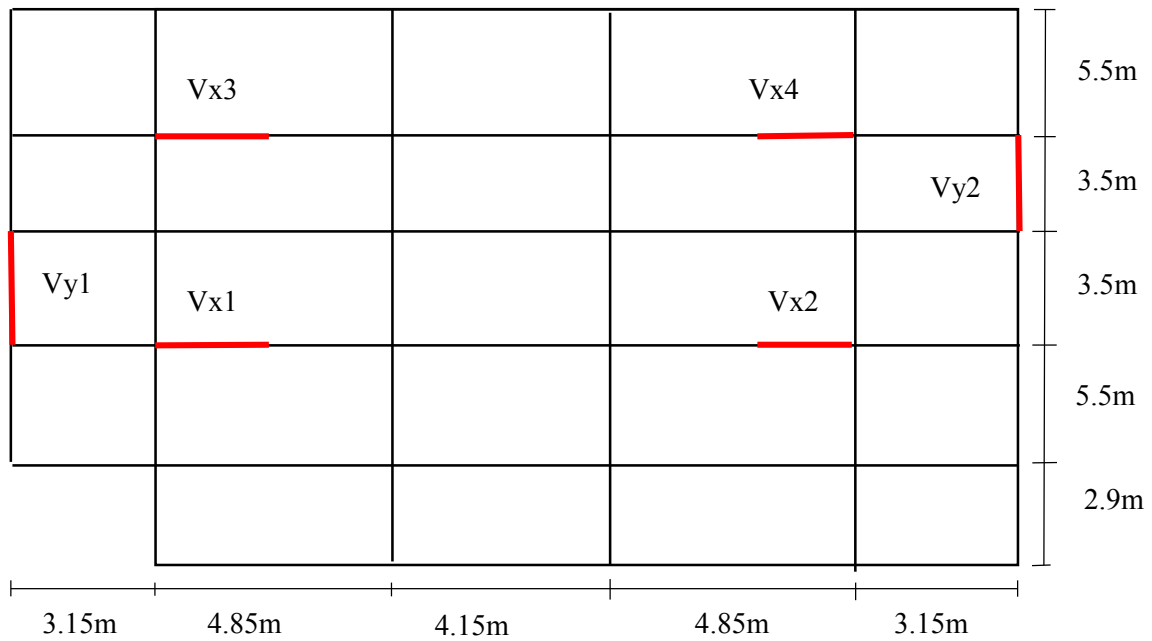


Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventement

IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par sap2000 :

Nous représentons sur ces trois figures les trois premières modes de vibrations de notre structure.

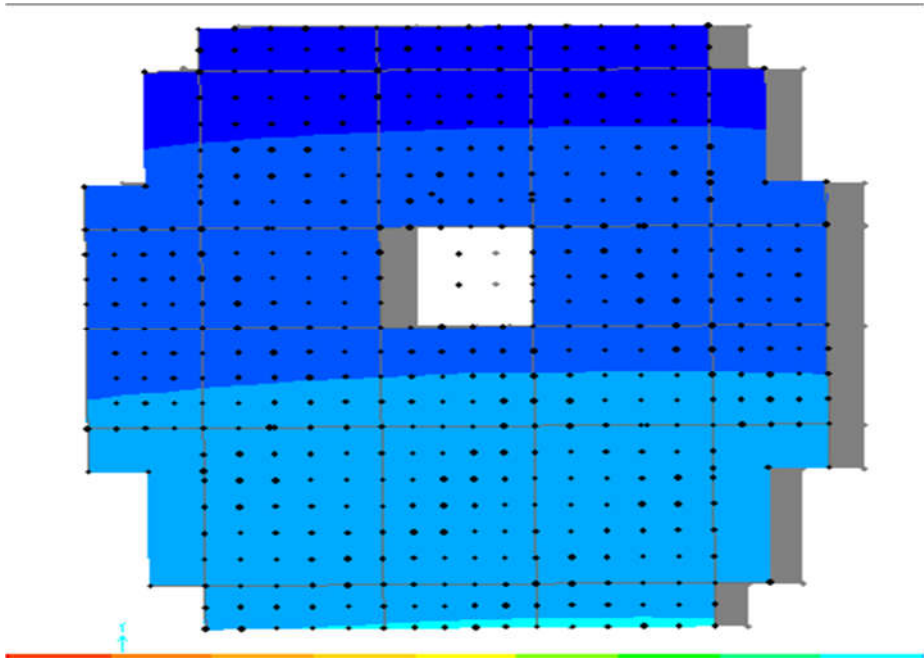


Figure VI.3.Mode 1 translation selon x-x

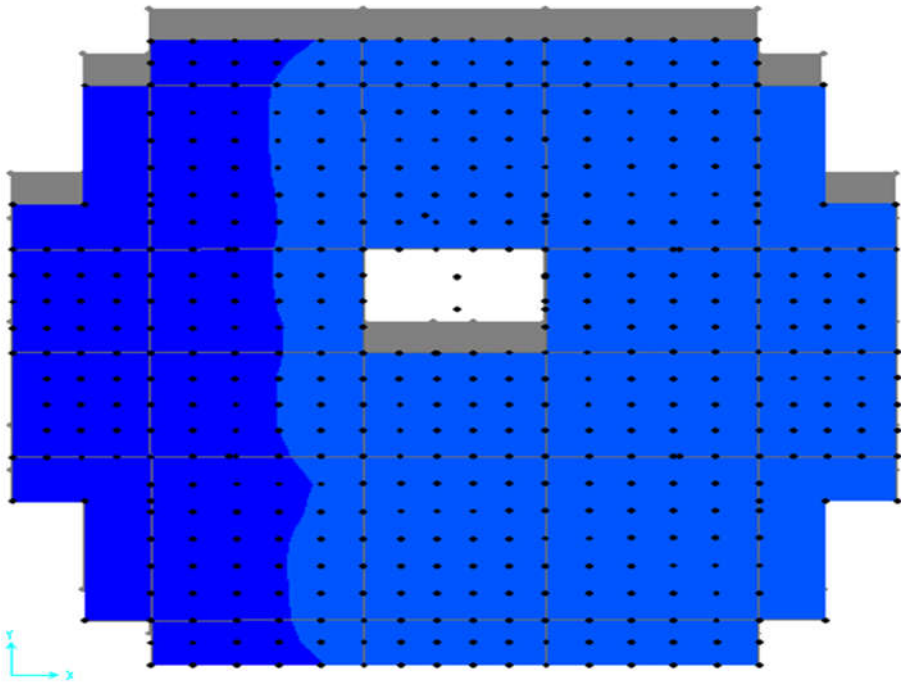


Figure VI.4 : Mode 2 translation selon y-y

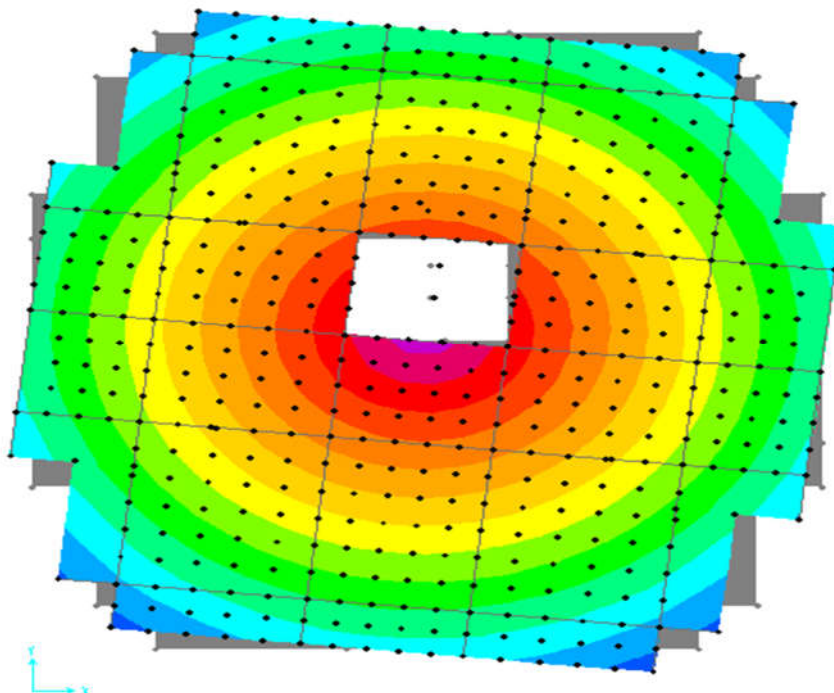


Figure V1.5 :Mode 3 rotation au tour de l'axe z-z

IV.3.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Tab. IV.3. Période de vibration et taux de participation massique

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,778091	0,70031	0,00048	2,602E-07	0,70031	0,00048
Mode	2	0,674979	0,00064	0,65342	2,611E-06	0,70095	0,65391
Mode	3	0,570892	0,00544	0,00021	4,325E-07	0,70638	0,65412
Mode	4	0,279358	0,1609	0,0000786	9	1,668E-06	0,86729
Mode	5	0,207582	0,0000475	0,0000730	2	0,86734	0,86474
Mode	6	0,196646	0,00138	2,148E-07	0,00274	0,86871	0,86474
Mode	7	0,183077	0,00071	0,0000870	0,0000369	7	8
Mode	8	0,144826	0,05066	0,0000302	2	1,454E-06	0,92009
Mode	9	0,098066	0,0000258	0,0000339	4	0,06411	3
Mode						0,92011	0,92897

❖ Analyse des résultats :

On remarque que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon (XX), et le deuxième selon (YY). Telle que montrée par les figures précédentes, la participation massique est atteinte les 90 % au huitième mode dans le sens (XX) et au neuvième mode dans le sens (YY).

IV.3.2. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tab.IV.4. Vérification de l'interaction sous charges verticale

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	36635,599	4077,298	89,985	10,014
S.P	31163,529	4124,661	88,311	11,688
1^{er} étage	25706,811	3649,631	87,567	12,432
2^{ème} étage	20467,173	3142,624	86,689	13,310
3^{ème} étage	15526,724	2705,288	85,161	14,838
4^{ème} étage	12321,819	2210,31	84,790	15,209
5^{ème} étage	9046,443	1783,381	83,532	16,467
6^{ème} étage	5988,127	1237,623	82,872	17,127
7^{ème} étage	2956,73	668,637	81,556	18,443

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tab. IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	940,61	964,618	49,369	50,630	698,721	1171,002	37,370	62,629
S,Pente	1231,345	476,376	72,104	27,895	700,558	1059,509	39,802	60,197
1 ^{er} étage	1075,752	421,131	71,866	28,133	743,768	845,067	46,812	53,187
2 ^{ème} étage	1117,394	187,086	85,658	14,341	909,074	494,814	64,754	35,245
3 ^{ème} étage	815,046	468,689	63,490	36,509	697,412	571,081	54,979	45,020
4 ^{ème} étage	776,567	333,971	69,927	30,072	645,453	449,314	58,958	41,041
5 ^{ème} étage	578,885	327,262	63,884	36,115	531,027	367,468	59,101	40,898
6 ^{ème} étage	492,498	176,171	73,653	26,346	531,504	215,675	71,134	28,865
7 ^{ème} étage	345,237	115,752	74,890	25,109	430,012	173,599	72,994	27,005

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tableau. IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,80.V_{st}$	Observation
Suivant X-X	2068.364	1831.424	Vérifiée
Suivant Y-Y	1981.80	1851.440	Vérifiée

VI.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau. IV.7. Vérification des déplacements de la structure

niveaux	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	0.0013	0.007	0	0.007	374	0.0018	0.0007	0.0035	0	0.0035	0.0009
S,P	0.0032	0.016	0.007	0.009	306	0.0029	0.0018	0.0090	0.0035	0.0055	0.0018
1er étage	0.0055	0.028	0.016	0.012	306	0.0039	0.0032	0.016	0.0090	0.0070	0.0022
2ème étage	0.0078	0.039	0.028	0.011	306	0.0036	0.0047	0.0235	0.0160	0.0075	0.0025
3ème étage	0.0104	0.052	0.039	0.013	306	0.0043	0.0065	0.0325	0.0235	0.0090	0.0029
4ème étage	0.0128	0.064	0.052	0.012	306	0.0039	0.0084	0.0420	0.0325	0.0095	0.0031
5ème étage	0.150	0.075	0.064	0.011	306	0.0036	0.0102	0.0510	0.0420	0.0090	0.0029
6ème étage	0.0169	0.085	0.075	0.010	306	0.0032	0.0119	0.0595	0.0510	0.0085	0.0027
7ème étage	0.0184	0.092	0.085	0.007	306	0.0022	0.0136	0.0680	0.0595	0.0085	0.0027

- **Analyse des résultats :** les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs

Entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

VI.3.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut-être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que } \dots\dots \text{ RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \dots\dots \text{ RPA99/2003 (Article 5.9)}$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». $v_k = \sum_{i=1}^n f_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

✓ Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

✓ Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau. IV.8. Vérification à l'effet P- Δ

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
RDC	374	35375.14	0.007	1905.22	0.0003	0.0035	1869.72	0.00017
S,P	306	30668.39	0.009	1707.72	0.0005	0.0055	1760.06	0.00003
1er étage	306	25592.07	0.012	1496.88	0.0006	0.0070	1588.83	0.00036
2ème étage	306	20706.36	0.011	1304.48	0.0005	0.0075	1403.88	0.00035
3ème étage	306	16046.15	0.013	1283.73	0.0005	0.0090	1268.49	0.00037
4ème étage	306	12808.80	0.012	1110.53	0.0004	0.0095	1094.74	0.00036
5ème étage	306	9568.74	0.011	906.14	0.0003	0.0090	898.495	0.00031
6ème étage	306	4426.69	0.010	668.66	0.0002	0.0085	747.179	0.00016
7ème étage	306	3348.61	0.007	460.98	0.0001	0.0085	625.047	0.00014

- **Analyse des résultats** : On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets

Du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

VI.3.6. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m2)	N (KN)	Combinaisons	γ	Obs
RDC	0.36	2286,014	G+Q+E _Y	0.254	Vérifiée
SP	0.36	1926.071	G+Q+E _Y	0,214	Vérifiée
1 ^{er}	0,3025	1589.506	G+Q+E _X	0,210	Vérifiée
2 ^{ème}	0,3025	1157.999	+E _Y	0,153	Vérifiée
3 ^{ème}	0,25	1068.587	+E _Y	0,170	Vérifiée
4 ^{ème}	0,25	834,172	+E _Y	0,133	Vérifiée
5 ^{ème}	0,2025	601,593	+E _Y	0,118	Vérifiée
6 ^{ème}	0,2025	392,335	+E _Y	0,077	Vérifiée
7 ^{ème}	0,16	226,205	+E _Y	0,056	Vérifiée

- **Analyse des résultats** : On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3.

Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

CONCLUSION

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même.

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

- S, Sol.RDCS, Pente: $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$,
 - 1^{ère} et 2^{ème} étages : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$,
 - 3^{ème} et 4^{ème} étages : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$,
 - 5^{ème} et 6^{ème} étages : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$,
 - 7^{ème}: $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- ❖ Les voiles : l'épaisseur adoptée pour tous les voiles de notre structure est :
- Voile RDC et S, Sol l'épaisseur de 20 cm
 - Le reste des étages c'est 15 cm
- Poutre principale : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$
 - Poutre secondaire : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

INTRODUCTION

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.1. Études des poteaux

Les poteaux se sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferraillements se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- ✓ Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003

a) Armatures longitudinales

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 25cm 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' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

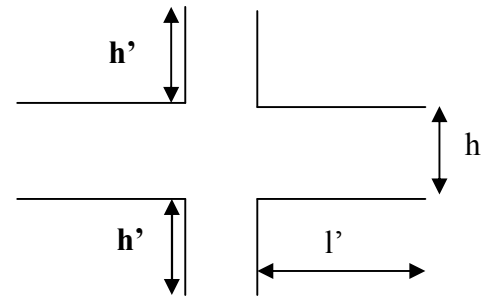


Figure. V.1. Zone nodale

➤ Les armatures longitudinales minimales et maximales

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du

RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA

Niveau	Section du poteau	A _{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S.SOL.RDC.S.P	60x60	28.8	144	216
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	55x55	24.2	121	1815
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	50x50	20	100	150
5 ^{eme} 6 ^{eme} étage	45x45	16.2	81	1215
7 ^{eme}	40x40	12.8	64	96

b) Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal

À 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversale dont la valeur est déterminée dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux

V.1.2. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
S.SOL.RDC.S.P	-2754.268	-3.0534	131.1357	-1149.533	972.153	23.7146
1er et 2eme Etage	-1927.954	-29.4155	-138.51	-1388.187	357.982	11.3232
3eme et 4eme étage	-1268.35	-60.2521	-128.4019	-959.626	239.992	2.8187
5eme 6eme Etage	-752.56	-26.7893	92.5782	-322.221	86.617	2.7065
7eme	-285.192	-32.9995	73.0018	-176.997	37.904	7.5374

V .1.3. Calcul du ferrailage :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables. Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

➤ Exemple de calcul (poteau 60*60)

$$b = 60 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm} ; d_0 = 5 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} ; f_{bu} = 18,47 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

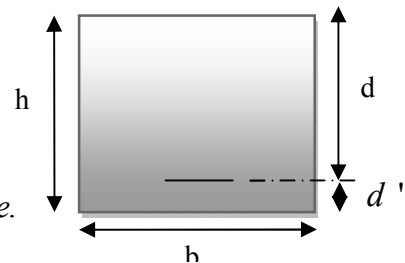


Figure. V.2. Section d'un poteau

a) Calcul sous N_{max} et $M_{cor}(ELU)$:

$$N_{max} = -2754.268 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = -3.0534 \text{ KN.m}$$

$$e_G = M/N = 0.0011 \text{ m}$$

$e_G = 0.0011 < h/2 = 0.60/2 = 0.3 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

$$M_A = M + N \times (d - h/2) = 3.053 + 2754.268 \times (0.55 - 0.6/2) = 691.71 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2754.268 \times 10^{-3} \times (0.55 - 0.05) - 691.71 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60^2 \times 14.2$$

$$0.69 < 0.82 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{691.71 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.268$$

$$\mu_{bu} = 0.268 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.40$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.461 \text{ m}$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = -36.13 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc $A=0$ Pas nécessité d'armature le béton seul suffisant

b) Calcul sous M_{max} et $N_{cor}(G+Q+Ey)$:

$$M = 131.1357 \text{ KN.m}, N = -1149.533 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.11 \text{ m.}$$

$e_G < h/2$. Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu}(I)$$

$(I) \Rightarrow 0.15 < 0.82$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 418.52 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.124 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.170 \Rightarrow z = 0.513 \text{ m} \Rightarrow A_l = 24.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -8.35 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Pas nécessité d'armature le béton seul suffisant.

c) Calcul sous N_{min} et $M_{cor}(0.8G+Ey)$:

$$M = 23.7146 \text{ KN.m} \quad N = 972.153 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.024 \text{ m}$$

$e_G < h/2$. Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu}(I)$$

$(I) \Rightarrow 0.219 < 0.82$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 219.25 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = -0.065 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.079 \Rightarrow z = 0.567 \text{ m} \Rightarrow A_l = -9.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 14.63 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures verticales pour les différents poteaux des différents niveaux.

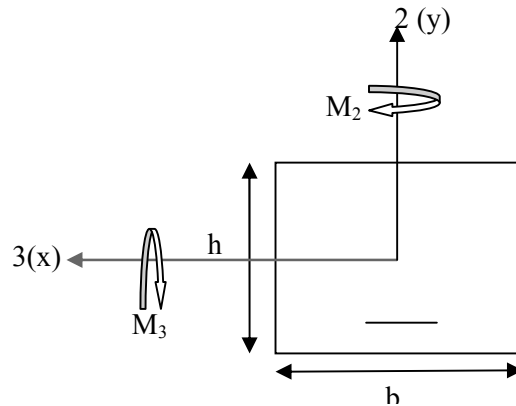


Figure. V.3. Section du poteau à étudier

Tableau V.3. Ferrailage des poteaux

Niveau	section	A(cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	barres
S/SOL.RDC S/P	60x60	14.63	28.8	44.77	4HA25+12HA16
1er et 2eme	55x55	5.53	24.2	26.51	4HA16+12HA14
3eme et 4eme étage	50x50	3.51	20	20.36	4HA16+8HA14
5eme 6eme	45x45	1.83	16.2	17.09	4HA16+8HA12
7 ^{ème} étage	40x40	3.12	12.8	14.16	4HA16+4HA14

d) Résultats de ferrailage des armatures transversales :➤ **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple de calcul le poteau du section (60×60 cm²):

$$\checkmark \text{ Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.74}{0.6} = 4.36 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3.75 \times 167.09 \times 10^{-3} \times 15}{60 \times 400} = 3.91 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \phi_{\max} \Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(14 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{\min} = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ **Quantité d'armature minimale**

On a : $3 < \lambda_g < 5$, d'où : après l'interpolation on aura

$$\text{-zone nodale : } A_t^{\min} = 0.46\% (t \times b) = 0.46\% (10 \times 60) = 2.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{-zone courante : } A_t^{\min} = 0.46\% (t \times b) = 0.46\% (15 \times 60) = 4.14 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Armatures transversales des poteaux

Niveau	S.SOL. RDC. S.P	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Section du poteau (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
$\phi_{l.\max}$ (cm)	2	2	2	2	1.6
$\phi_{l.\min}$ (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
L_0 (cm)	374	306	306	306	306
L_f (cm)	261.8	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.36	3.89	4.28	4.76	5.35
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
V_U (KN)	167.09	120.70	88.63	72.85	48.99
L_r (cm)	80	80	64	64	64
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	3.91	3.08	2.49	2.27	1.14
A_{\min}^t (cm ²) zone nodale	2.76	3.16	1.45	1.62	0.85
A_{\min}^t (cm ²) zone courante	4.14	4.73	3.45	2.42	1.27
$A_{\text{adopté}}^t$ (cm ²)	6.28	6.28	4.71	3.02	2.01
Nombre de barres	8HA10	8HA10	6HA10	6HA8	4HA8

Conformément aux règles du **RPA 99/version2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.1.4. Vérifications

➤ Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{ CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Telle que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0$)

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h \times b^3}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}}$$

Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la même manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé dans le chapitre 2.

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nu (max) (MN)	Obs.
S/sol, RDC, S/pente	60×60	3.74	2.618	4.36	0.847	31.04	0.3364	10.81	2.754	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55×55	3.06	2.142	3.89	0.831	26.51	0.2809	9.23	1.927	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50×50	3.06	2.142	4.28	0.847	20.36	0.2304	7.10	1.268	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45×45	3.06	2.142	4.76	0.846	17.09	0.1849	5.95	0.752	Vérifiée
7 ^{ème} étage	40×40	3.06	2.142	5.35	0.846	14.16	0.1444	4.93	0.285	Vérifiée

On remarque bien que $N_{\max} < N_{ul}$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

➤ **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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

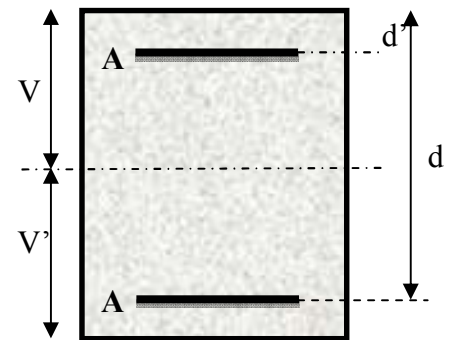


Figure V.4.Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6.Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	S.sol.RDC et S.P	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Section (cm²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
d (cm)	55	50	45	40	35
A(cm²)	31.04	26.51	20.36	17.09	14.16
V (cm)	32.86	30.11	27.17	24.46	21.75
V'(cm)	27.14	24.89	22.83	20.54	18.25
I_{gg} '(m⁴)	0.0133	0.0094	0.0063	0.0041	0.0026
N^{ser}(KN)	2012.69	1396.53	917.8	544.668	210.101
M^{ser}(KN.m)	63.667	59.005	34.54	31.81	32.72
M_G^{ser}(KN.m)	120.827	95.30	54.46	42.48	36.39
σ_{bc1}(MPa)	7.93	7.13	5.61	4.91	4.20
σ_{bc2}(MPa)	4.92	3.90	3.25	3.25	-1.39
σ_{bc}(MPa)	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielle :**

Selon le **RPA99/version2003(Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{D'où, on doit avoir :}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _r (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
S,sol. RDC.S,pente	60×60	261.8	4.36	0.04	55	167.09	0.506	1	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55×55	214.2	3.89	0.04	50	120.70	0.438	1	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50×50	214.2	4.28	0.04	45	88.63	0.394	1	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45×45	214.2	4.76	0.04	40	72.85	0.404	1	vérifiée
7 ^{ème} étage	40×40	214.2	5.35	0.075	35	48.99	0.349	1.87	vérifiée

V.1.5. Disposition constructive des poteaux

▪ **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \varphi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \varphi :$$

$$\varphi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 85 \text{ cm.}$$

$$\varphi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

▪ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2 h'$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

• *S.SOL + RDC + S.Pente* :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(54.83 ; 60 ; 60 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

• 1^{ère} + 2^{ème} :

$$L' = 90\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}.$$

• 3^{ème} + 4^{ème} :

$$L' = 90\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

• 5^{ème} + 6^{ème} :

$$L' = 90\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

• 7^{ème} :

$$L' = 90\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

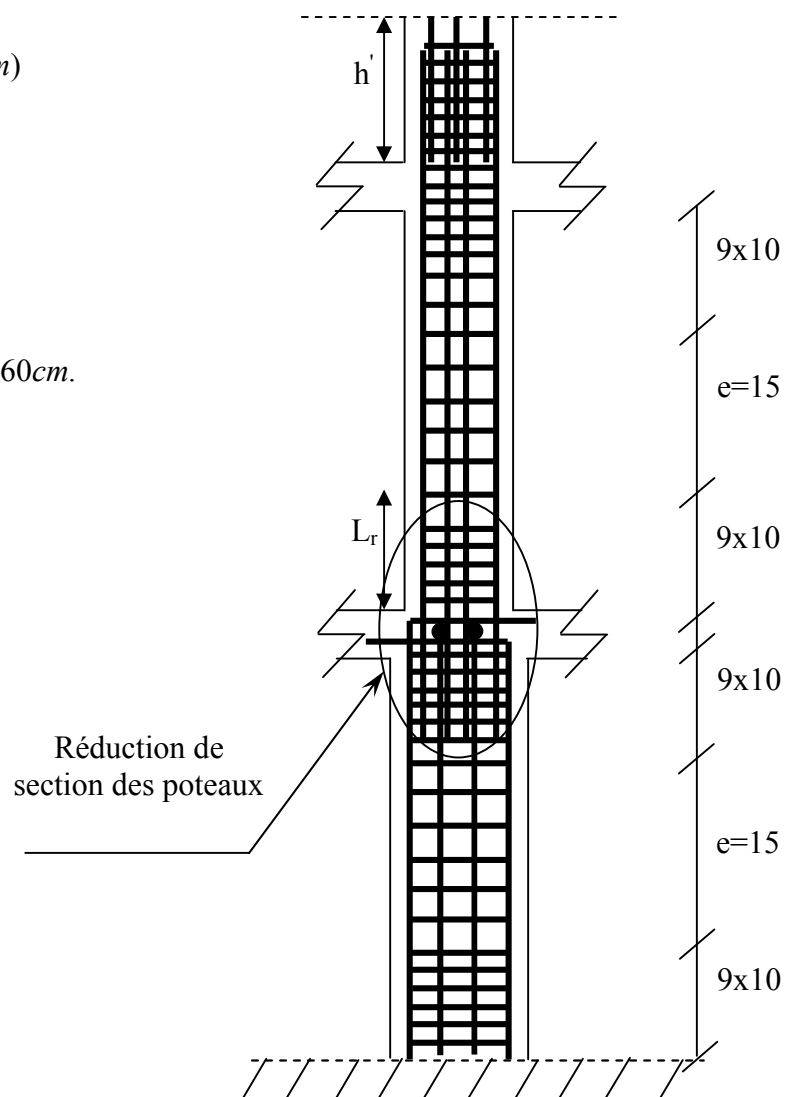


Figure V.5 ferraille la section des poteaux

Tableau V.8: Schéma de ferrailage des poteaux.

S.SOL+RDC+S.Pente	Etages 1 et 2
<p>2HA25/Fac 3HA16/Fac 60cm 4Cadres HA10</p>	<p>3HA14/Fac 2HA16/Fac 55cm 4cadres HA10</p>
Poteau (60×60)	Poteau (55×55)
Etages 3 et 4	Etages 5 et 6
<p>2HA16/Fac 2HA14/Fac 50cm 3Cadres HA10</p>	<p>2HA16/Fac 2HA12/Fac 45cm 3Cadres HA10</p>
Poteau (50×50)	Poteau (45×45)
7^{ème} étage	
<p>2HA16/Fac 1HA14/Fac 40cm 2Cadres HA8</p>	
Poteau (40×40)	

V.2. Études des poutres :

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges transmises par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$
- ❖ $G+Q$
- ❖ $G+Q\pm E$
- ❖ $0.8G\pm E$

V.2.1. Recommandation du RPA 99 / V2003 :

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% $b \times h$ en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets 90° .
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**Figure. V.6:2U** superposés (avec alternance dans l'orientation)**b) Les armatures transversales**

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de :

$$S \leq \min(h/4 ; 12 \phi_l)$$

- En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$

Avec : h : La hauteur de la poutre

✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.2.2. Les armatures longitudinales minimales et maximales données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	30×45	6.75	54	81
Secondaire	30×40	6	48	72

V.2.3. Ferrailage des poutres**➤ Armatures longitudinales**

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le fichier résultats du logiciel SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du RPA99/version2003.

➤ **Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{vec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

➤ **Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes (Terrasse inaccessible) :

$$: M_t = 71.51 \text{KN.m} \dots (\text{ELU})$$

$$M_a = -119.76 \text{KN.m} \dots (\text{ELU})$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{71.51 \times 10^6}{300 \times 430^2 \times 14.20} = 0.091$$

$$\mu_{bu} = 0.091 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.119$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.409 \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{71.51 \times 10^1}{0.409 \times 348} = 5.02 \text{cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{119.76 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.43^2 \times 14.2} = 0.152$$

$$\mu_{bu} = 0.152 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.207$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.394m$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times f_{st}} = \frac{119.76 \times 10^1}{0.394 \times 348} = 8.73cm^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.10 : Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopé} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Terrasse inaccessible	Poutre principale	30×45	Appuis	-119.78	136.29	8.73	6.75	9.24	6HA14
			Travée	71.51		5.02		8.01	3HA14+3HA12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	-85.95	55.36	7.02	6	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	71.26		5.74		6.79	6HA12
Étages courant	Poutre principale	30×45	Appuis	-139.25	135.45	10.31	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	75.48		5.31		6.79	6HA12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	-125.75	80.08	10.75	6	11.12	4HA16+2HA14
			Travée	113.31		9.55		9.71	5HA14+1HA16
Étages service	Poutre principale	30×45	Appuis	-159.59	155.79	12.03	6.75	12.06	6HA16
			Travée	75.39		5.30		6.79	6HA12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	-123.73	79.92	10.55	6	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	115.14		9.72		10.65	3HA16+3HA14
Étages commerce	Poutre principale	30×45	Appuis	-185.88	204.09	14.37	6.75	15.45	3HA16+3HA20
			Travée	96.26		6.89		8.01	3HA14+3HA12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	-73.87	93.13	5.96	6	6.79	6HA12
			Travée	70.032		5.63		6.79	6HA12

V.2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

- **Poutres principales :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54\text{cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81\text{cm}^2 > A \text{ adopté}$

- **Poutres secondaires :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2 > A \text{ adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 640\text{mm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 560\text{mm}$ on adopte $L_r = 56\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 480\text{mm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

V.2.5. Les armatures transversales :

Soit Φ diamètre des armatures transversales donnée par :

- **Les poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = 1.2 \Rightarrow \text{soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 1 \text{ cadre HA } 8 + 1 \text{ Etrier HA } = 2.01\text{cm}^2$

- **Les poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_i \leq \min(1.2; 1.14; 3\text{cm}) = 1.2 \Rightarrow \text{Soit } \phi_i = 8\text{mm}$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 1 \text{ cadre HA } 8 + 1 \text{ Etrier HA } = 2.01\text{cm}^2$

Calcul des espacements des armatures transversales Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

✓ Zone nodale :

$$S_i \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_i^{\min}\right)$$

- Poutres principales: $S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 14.4\right) = 11.25 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$
 - Poutres secondaires: $S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 14.4\right) = 10 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$
- ✓ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales: $S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$
- Poutres secondaires: $S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée pour les poutres principales}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée pour les poutres secondaires}$$

V.2.6. Vérification à l'ELU :

a). Condition de non fragilité : **BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$\text{Poutres principales} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b). Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \text{ Tel que :}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa car FPN}$$

Tableau V.11 : Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	204.09	1.58	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	93.12	0.82	3.25	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ en appui de rives : $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_1 (cm ²) Appui	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	15.45	204.09	186.88	5.86	-8.01	Vérifiée
Secondaires	10.65	79.92	123.73	2.29	-8.10	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

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

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

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

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

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 :Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Poutres	Élément	M_{ser} (KN.m)	y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appuis	-131.33	0.191	0.00202	12.41	15	vérifiée
	Travées	68.03	0.149	0.00127	7.98	15	vérifiée
Secondaires	Appuis	-32.33	0.154	0.00118	4.23	15	vérifiée
	Travées	28.39	0.154	0.00118	03.72	15	vérifiée

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

❖ **Poutres principales : Lmax=5.50m**

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{45}{550} = 0,0818 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(2) : M_t = 68.03 \text{KN.m}$$

$$G = 46.38 \text{ KN/m} ; Q = 7.43 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0,30 \times 0,45 = 3.375 \text{ KN/m}$$

$$G_t = 46.38 + 3.375 = 49.755 \text{ KN/m}$$

$$q_u = G_t + Q = 49.755 + 7.43 = 57,185 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{57,185 \times 5.5^2}{8} = 216.23 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{550} = 0,0818 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{68.03}{10 \times 216.23} = 0,0314 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(2) : \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{8.01}{30 \times 43} = 0,00620 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

❖ **Poutres secondaires : Lmax=4.85m**

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{40}{485} = 0,0824 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(2) : M_t = 28.39 \text{ KN.m}$$

$$G = 27.518 \text{ KN/m} ; Q = 6.756 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0,40 \times 0,30 = 3 \text{ KN/m}$$

$$G_t = 27.518 + 3 = 30.518 \text{ KN/m}$$

$$q_u = G_t + Q = 30.518 + 6.756 = 37.274 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{37.274 \times 4.85^2}{8} = 109.597 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{485} = 0,0824 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{28.39}{10 \times 109.597} = 0,0259 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(3) : \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{10,65}{30 \times 38} = 0,00934 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Vérification des zones nodales :**

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25, c.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \text{ RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

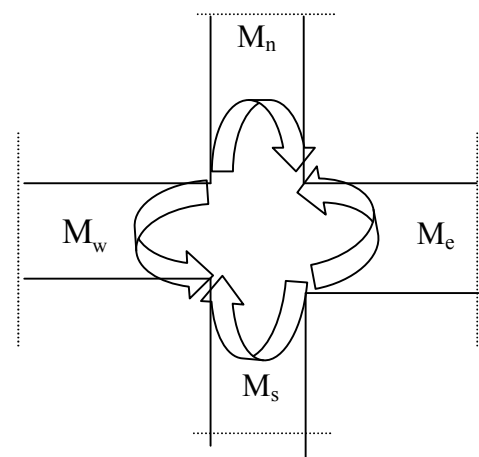


Figure. V. 7 : Les moments sur la zone nodale

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres**

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton

- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec : $z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux

Section(cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
60×60	51	31.70	562.61
55×55	46.75	14.82	241.10
50×50	42.5	14.20	210.01
45×45	38.25	12.56	166.78
40×40	34	11.12	131.57

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Commerce	P.P (45×30)	38.25	15.45	205.65
	P.S (40×30)	34	6.79	80.33
Service	P.P (45×30)	38.25	12.06	160.53
	P.S (40×30)	34	10,65	126.01
Courant	P.P (45×30)	38.25	10.65	141.76
	P.S (40×30)	34	11.12	131.57
Terrasse inaccessible	P.P (45×30)	38.25	9.24	123.12
	P.S (40×30)	34	8.01	94.77

- **Vérification**

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Vérification de la zone nodale

Niveaux	plan	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	$1,25(M_w + M_e)$ (KN.m)	Vérification
S/SOL.RDC	P.P	562.61	562.61	205.65	1125.22	514.12	Vérifiée
	P.S			80.33		200.82	Vérifiée
S/P.1^{er} 2^{ème} et 3^{ème}	P.P	241.10	241.10	160.53	482.20	401.31	Vérifiée
	P.S			126.01		315.02	Vérifiée
4^{ème} . 5^{ème} . 6^{ème} et 7^{ème}	P.P	210.01	210.01	141.76	420.02	354,40	Vérifiée
	P.S			131.57		227.80	Vérifiée
T/inaccessi ble	P.P	166.78	166.78	123.12	333.56	307.80	Vérifiée
	P.S			94.77		236.92	Vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres :

Exemple de ferrailage de la poutre principale étages courant

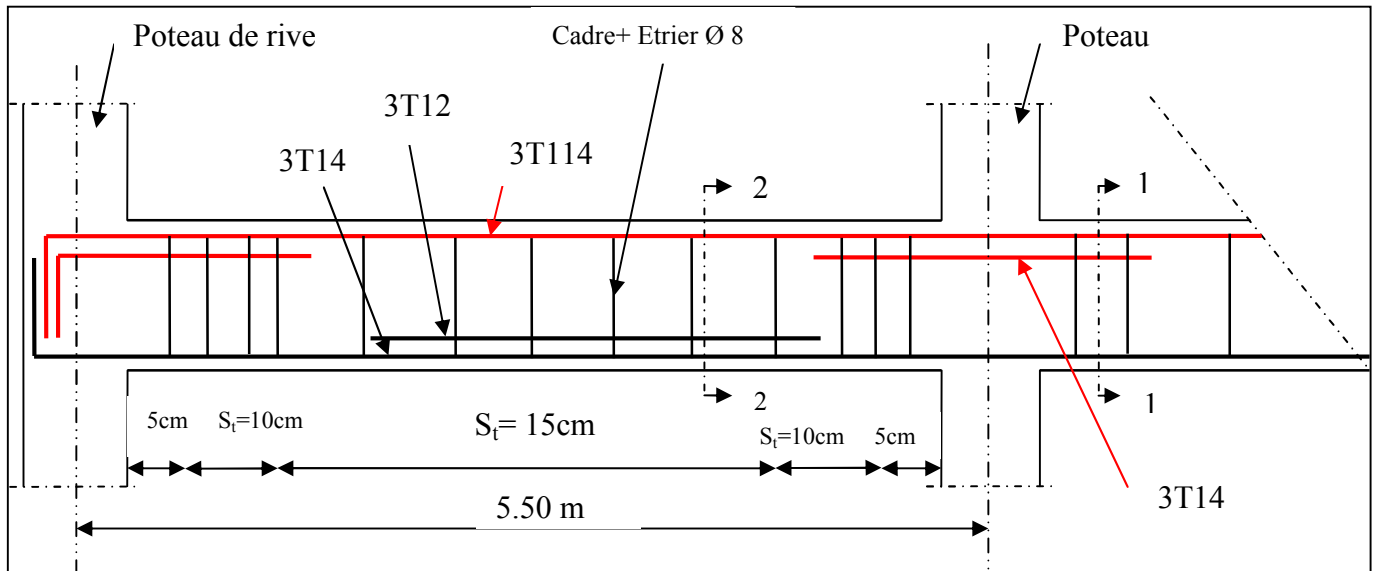
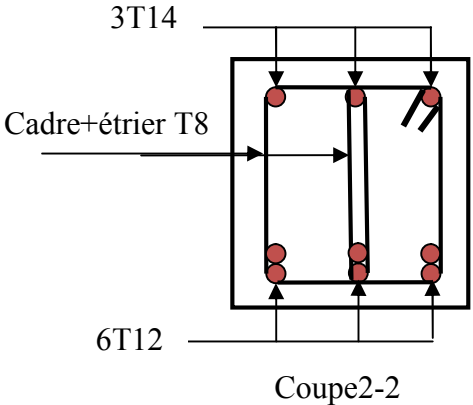
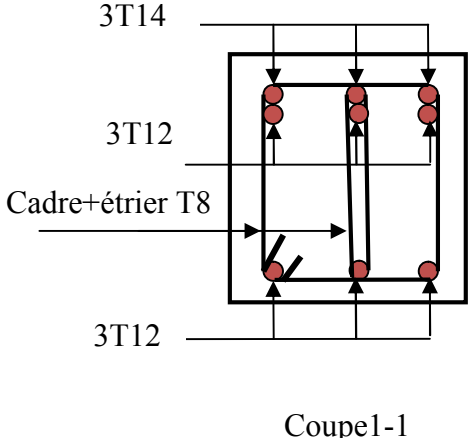
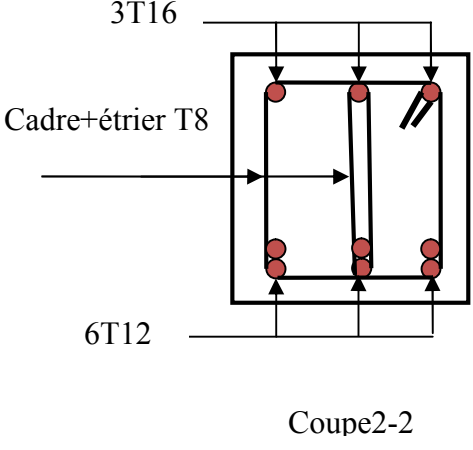
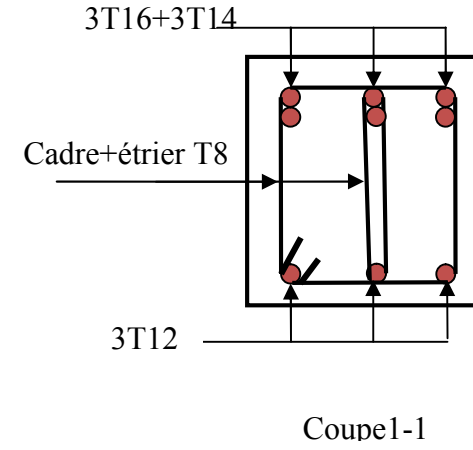
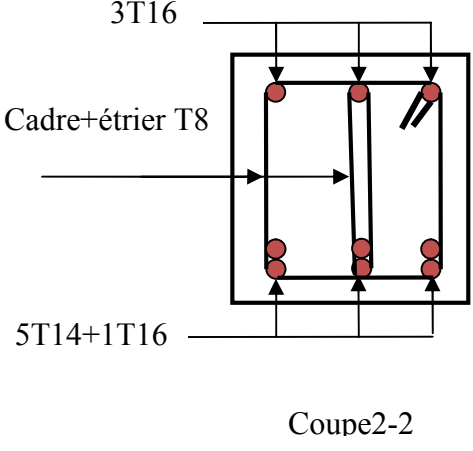
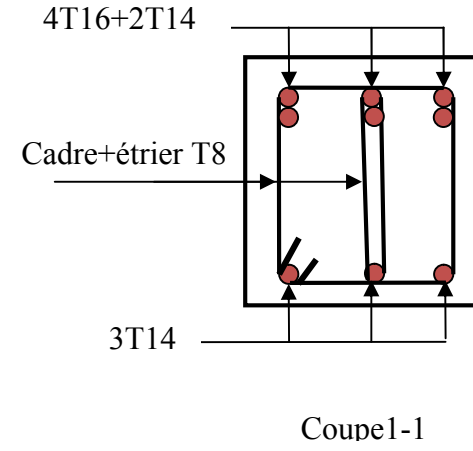


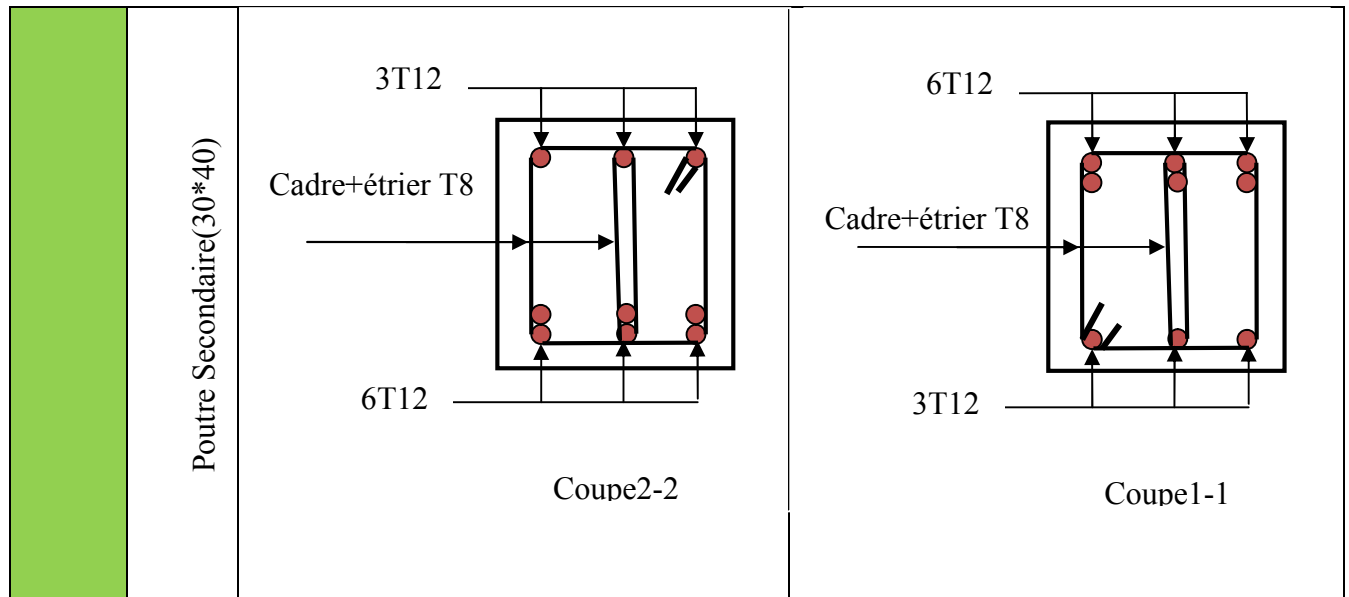
Figure V.8 : Dispositions constructives de la poutre.

Tableau V.17 :Schéma de ferrailage des poutres

Niveau	Poutre	Schéma de ferrailage des poutres	
		En travée	En appuis
Terrasse inaccessible	Poutre Principale(30*45)	<p>Coupe2-2</p>	<p>Coupe1-1</p>

	<p>Poutre Secondaire(30*40)</p>		
<p>Étage courant</p>	<p>Poutre Principale (30*45)</p>		
	<p>Poutre Secondaire(30*40)</p>		

Etage Services	Poutre Principale(30*45)	<p style="text-align: center;">Coupe2-2</p>	<p style="text-align: center;">Coupe1-1</p>
	Poutre Secondaire(30*40)	<p style="text-align: center;">Coupe2-2</p>	<p style="text-align: center;">Coupe1-1</p>
Commerce	Poutre Principale(30*45)	<p style="text-align: center;">Coupe2-2</p>	<p style="text-align: center;">Coupe1-1</p>



V.3. ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ 0.8G\pm E \\ G+Q\pm E \end{array} \right.$$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

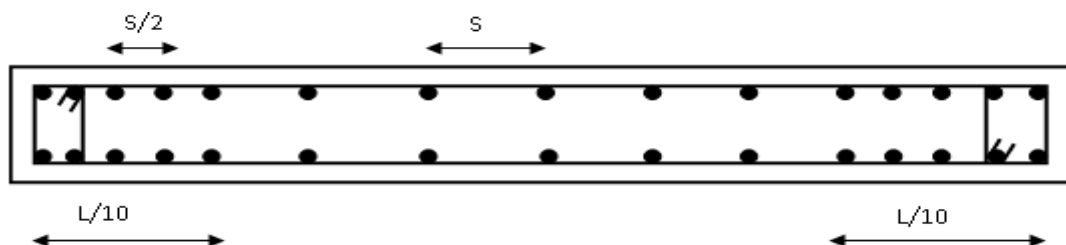


Figure.V.9. Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

b) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
- ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ Dans la zone extrême de voile.
- ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ Dans la zone courante de voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est Possible
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges

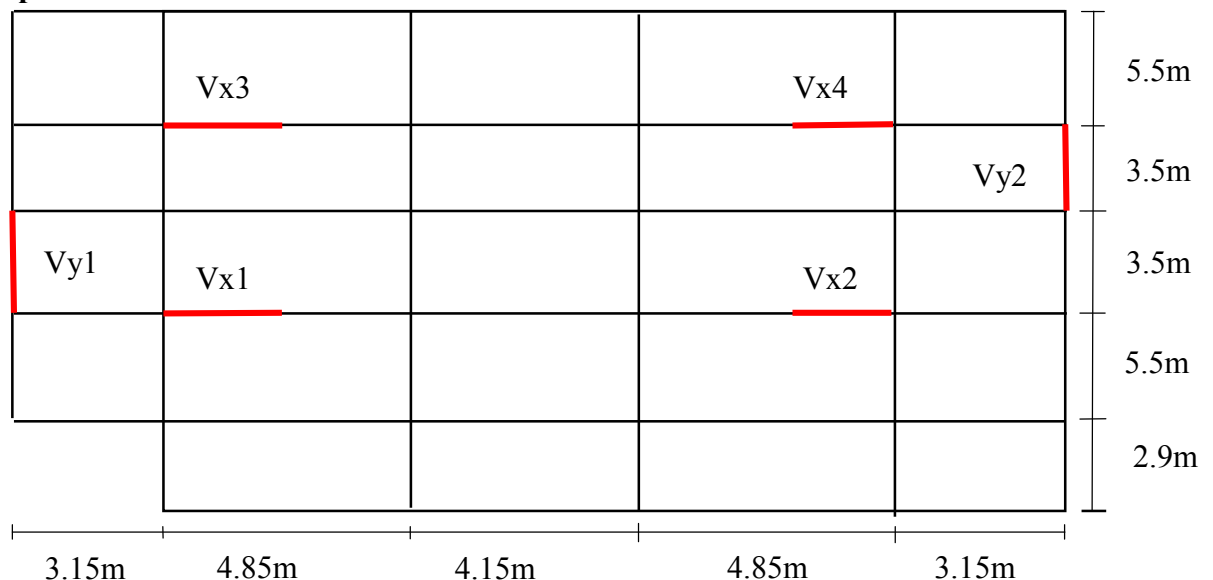
V.3.2. Disposition des voiles

Figure V.10. Schéma de répartition des voiles.

V.3.3. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles :

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel SAP 2000, Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Sens x-x' : Sollicitations max de calcul dans les voiles V_{x1} , V_{x2} , V_{x3} et V_{x4}

Tableau. V.18 : Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{xx}=1.3\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	Voile	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		$V_d(\text{KN})$
		N(KN)	M(K.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC+S.p ente+S.so l	V_{x1}	966.75	68.89	275.40	852.75	80.036	216.17	147.484
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V_{x1}	796.84	15.97	111.69	493.33	307.44	113.73	77.22
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	V_{x1}	593.09	18.21	140.04	320.46	189.38	136.54	92.14
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{x1}	399.44	20.89	72.40	188.58	101.85	67.62	68.49
7 ^{ème}	V_{x1}	193.91	19.09	40.96	41.86	8.53	37.43	22.90

Sens y-y' : Sollicitations max de calcul dans les voiles V_{y1} et V_{y2} .

Tableau V.19 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{yy}=2.9\text{m}$ dans tous les niveaux

Niveau	Voile	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>		$V_d(\text{K})$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC+S.pe nte+S.sol	V_{y1}	1083.74	38.74	1017.04	890.91	465.16	969.73	504.90
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V_{y1}	922.38	69.14	676.14	776.88	380.73	588.06	430.92
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	V_{y1}	683.19	124.61	513.75	408.67	272.24	479.61	260.29
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{y1}	440.70	91.91	313.72	253.00	166.26	289.95	192.36
7 ^{ème}	V_{y1}	161.66	7.031	155.50	87.71	56.79	155.04	97.57

V.3.4. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

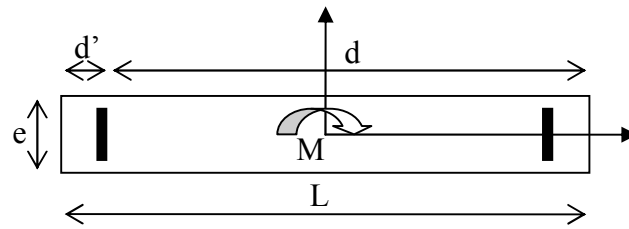


Figure V.11. Schéma d'un voile plein

On va exposer un seul exemple de calcul Vx1 RDC et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

a). Armatures verticales :

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.

$$L = 1.3 \text{ m}, d = 1.25 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}$$

$$N_{max} = -966.75 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 68.89 \text{ KN.m. (Combinaison } 1.35G + 1.5Q).$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.071 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.65 \text{ m} \Rightarrow \text{(le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 68.89 - 966.75 \times (1.25 - 1.3/2) = -511.16 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 1.3 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 1.3 \times 14.20 = 1.46 \times [-966.75 \times (1.25 - 0.05) - (-511.16)] \times 10^{-3} = -0.648$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation la Flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{-511.16 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.25^2 \times 14.2} = -0.115$$

$$\mu_{bu} = -0.115 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

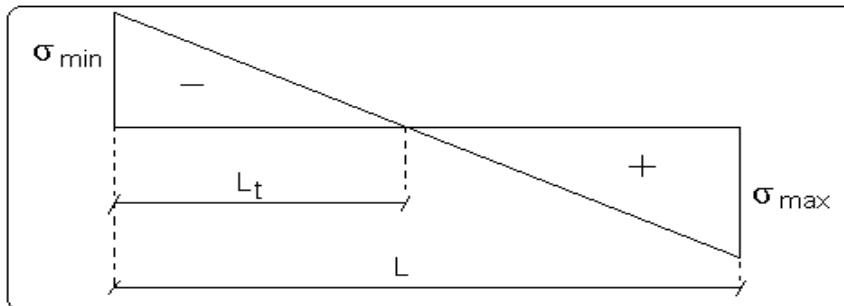
$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.136$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.182 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{-511.16 \times 10^{-3}}{1.182 \times 348} = -12.42 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_e} = -12.42 - \frac{-966.75 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = 15.36 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{966.75 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.3} + \frac{68.89 \times 10^{-3}}{0.036} \times 0.65 = 4.95 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{966.75 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.3} - \frac{68.89 \times 10^{-3}}{0.036} \times 0.65 = 2.47 \text{ MPa.}$$

$$L_t = 0 \text{ m}$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 504.906 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 147.48 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.25} = 0.827 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.26 \text{ cm}^2.$$

B). Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M_{\max} = 275.40 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow N_{cor} = 852.75 \text{ KN}$$

a). Armatures verticales :

$$e_{Gv} = 0.32\text{m} < (h/2) = 0.65\text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 275.40 + 852.75 \times (1.25 - 0.65) = 787.05\text{KN.m}.$$

$$M_{UA} = 787.05\text{KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.177 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0\text{cm}^2.$$

$$\alpha = 0.245 \rightarrow z = 1.127\text{ m} \rightarrow A_l = 20.06\text{cm}^2 \rightarrow A_s = -4.44\text{cm}^2 \rightarrow A_s = 0$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = 80.036\text{KN (compression)} \rightarrow M_{cor} = 216.17\text{KN.m. (Combinaison } 0.8G + E_x).$$

a). Armatures verticales :

$$e_G = 2.70\text{ m} > (h/2) = 0.65\text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 216.17 + 80.036 \times (1.25 - 0.65) = 264.19\text{ KN.m}.$$

$$M_{UA} = 264.19\text{KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.045 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0\text{cm}^2.$$

$$\alpha = 0.057 \rightarrow z = 1.22\text{m} \rightarrow A_l = 14.62\text{cm}^2 \rightarrow A_s = 2.99\text{cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 10.34\text{MPa}; \sigma_{min} = -9.16\text{MPa}$$

$$L_t = 0.6\text{m}.$$

donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{x1} (RDC)

$$A_{V(ZT)} = 15.36\text{cm}^2.$$

$$\text{soit : } A_H \geq 1.83\text{ cm}^2$$

• Vérifications:

$$A_{min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 74 = 2.96\text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 125 \times 20 \times 2.1 / 400 = 3.01\text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (130 - 2 \times 76) = 0.036\text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 130 = 3.9\text{cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{V(Zt)} = 15.36\text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte pour : } 10\text{HA}14 = 15.39\text{cm}^2$$

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

A_v^{dap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

A_{vmin} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

Nbre/plan : nombre de barres adaptées pour 1 mètre linéaire.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

Tableau V.20 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC.S.pen te	1 ^{er} et 2 ^{ém} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Section (m²)	0.20×1.3	0.15×1.3	0.15×1.3	0.15×1.3	0.15×1.3
M(KN)	68.59	15.97	18.21	20.89	19.09
N(KN)	-966.75	796.84	593.09	399.44	193.71
V (KN)	147.48	92.14	77.22	68.49	22.90
τ(MPa)	0.879	0.733	0.614	0.542	0.182
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	15.36	11.12	9.59	6.58	3.35
A_v^{\min} (cm ²)	6	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm ²)	15.39	11.31	11.31	7.85	7.85
N^{bre} /par face	10HA14	10HA12	10HA12	10HA10	10HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)/ Espacement	1.26	0.81	0.66	0.58	0.196
A_h^{\min} (cm ²)/Espacement	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)/ Espacement	1.57	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /Espacement	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	RDCS.pente	1 ^{er} et 2 ^{ém} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2.9	0.15×2.9	0.15×2.9	0.15×2.9	0.15×2.9
M(KN)	1017.04	676.14	124.61	91.91	155.50
N(KN)	890.91	776.88	683.19	440.70	87.71
V (KN)	504.90	430.92	260.29	192.36	97.57
τ (MPa)	1.35	1.54	0.92	0.68	0.34
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	20.24	18.06	11.38	7.45	3.15
A_v^{min} (cm ²)	8.7	6.52	6.52	6.52	6.52
A_v^{adop} (cm ²)	23.09	19.83	14.20	11.78	11.78
N^{bre} /par face	15HA14	7HA14+8HA12	7HA12+8HA10	15HA10	15HA10
S_i (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)/ Espacement	1.93	1.65	0.99	0.73	0.36
A_h^{min} (cm ²)/ Espacement	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)/Espacement	2.26	2.26	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /Espacement	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
S_i (cm)	25	25	25	25	25

Exemple de ferrailage.Voile Vx1 RDC

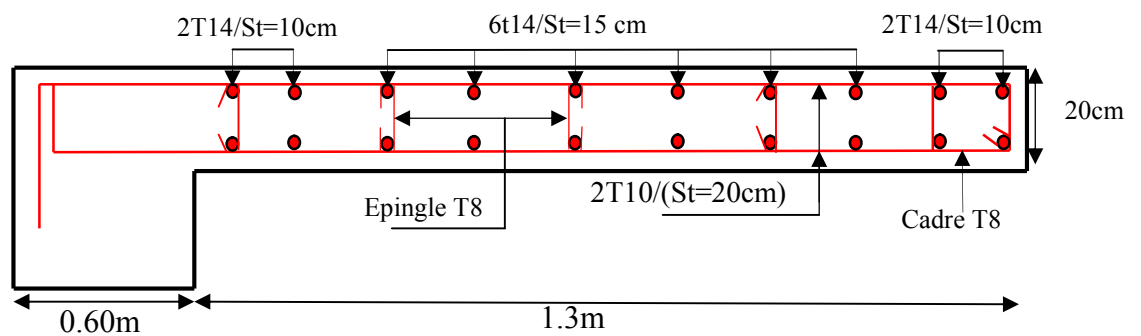


Figure V.12 : Ferrailage du voile Vx1 RDC

Conclusion

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations de *RPA* et le *BAEL*.

Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans moindre risque d'instabilité ou de fissures probables, et cela ne peut se faire qu'à partir d'une étude bien détaillée sur le sol et sur le type de fondation qu'il faut.

On distingue plusieurs types de fondations :

- Fondations profondes : pieux, puits...
- Fondations superficielles : semelle isolée, filante, ou radier.

VI.1. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol et de 1.2 bar. D'après le **RPA99/V2003(Article10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.2. Étude des fondations

1. Vérification des semelles isolées

- Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$), la vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

- N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELU obtenu par le fichier résultat SAP 2000.
 - S : Surface d'appui de la semelle.
 - $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

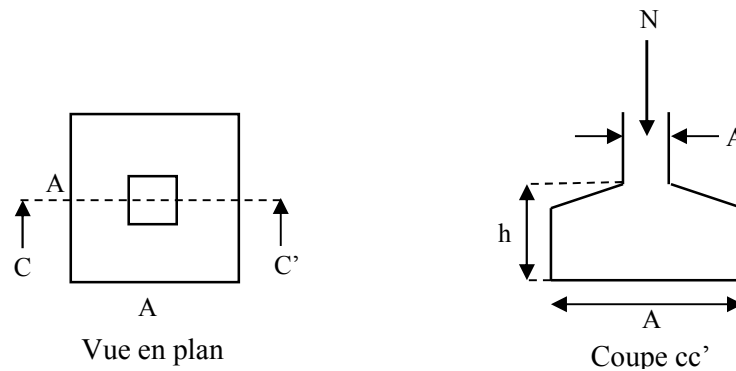


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : $N=2041.71\text{KN}$.

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2041.71 \times 10^{-3}}{0.12}} = 4.12\text{m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

2. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 6 poteaux.

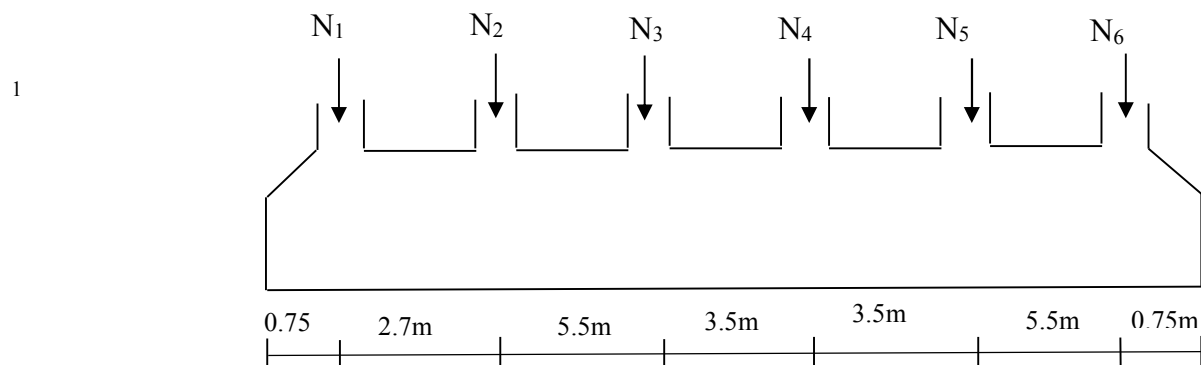


Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante

Avec :

$$\begin{array}{ll} N1=763.26\text{KN} & N4=2035.28\text{KN} \\ N2=1969.18\text{KN} & N5=2041.74\text{KN} \\ N3=1959.40\text{KN} & N6=1979.57\text{KN} \end{array}$$

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on choisit le portique le plus sollicité dans notre structure

$$N = \sum N_i = 10748.23 \text{ KN}$$

$$L = 22 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{10.748}{0.12 \times 22} = 4.07 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 4.07 m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, donc on passe à la vérification de l'utilisation du radier général.

3. Étude du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

3.1. Pré dimensionnement

➤ La condition de coffrage

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\text{Nervure} : h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 5.50 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm.}$$

$$\text{Dalle} : h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = 5.5 \text{ m} \Rightarrow h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{550}{20} = 27.5 \text{ cm.}$$

➤ **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}, \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

Avec :

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$\text{On } a : I = \frac{b \times h_t}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.5^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.82m$$

A partir de ces deux conditions on opte pour :

$$h_t = 85\text{cm pour les nervures du radier.}$$

$$h_r = 30\text{cm pour la dalle du radier.}$$

➤ **La surface du radier :**

$N' = N_s + P_{\text{rad}} + P_{\text{nerv}}$ est le poids total de la structure

$N_s = 49257.449 \text{ KN}$: La charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de logiciel SAP2000

$P_{\text{rad}} = 0.3 \times 453.2 \times 25 = 3399 \text{ KN}$ est le poids du radier

$P_{\text{nerv}} = 25 \times 129.10 \times 0.6 \times 0.85 = 1646.025 \text{ KN}$

$$N' = 54302.474 \text{ KN}$$

$$\frac{N'_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N'_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{54.30247}{0.12} = 452.52 m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{\text{bât}} = 453.20 m^2$.

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 453.20 \text{ m}^2$ (Le radier comporte pas de débords).

3.2 Les vérifications nécessaires

➤ Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

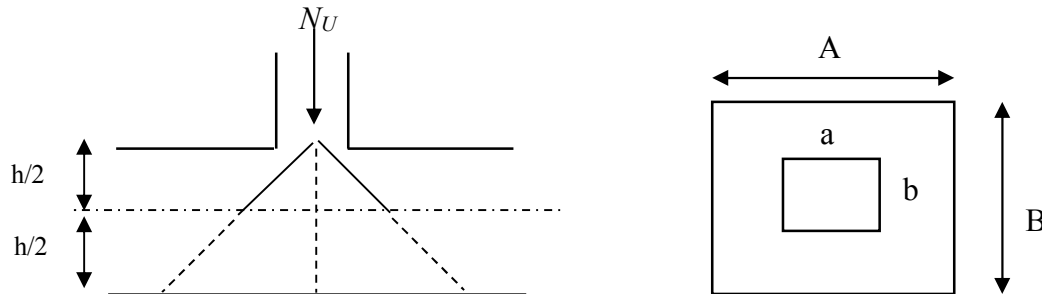


Figure VI.3. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = (a+b+2h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.6 \times 2 + 2 \times 0.85) \Rightarrow \mu_c = 5.8 \text{ m}.$$

Avec :

$$2815.19 \text{ KN} \leq 0.045 \times 5.8 \times 0.85 \times \frac{25000}{1.5} = 3697.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ Vérification au cisaillement

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right)$$

On considère une bande de largeur $b=1\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S} \Rightarrow V_u = \frac{67812.252 \times 5.50 \times 1}{2 \times 453.20} = 411.482 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_0 = 0.9 \times 0.425 = 0.383 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{411.482 \times 10^3}{1 \times 0.383} = 1.074 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa}$$

C'est vérifier donc pas de cisaillement dans le radier

➤ Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (**DTR BC 2.33.1** (article : 3.541(a)))

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

Les caractéristiques géométriques de radier :

$$I_x = 16823.92 \text{ m}^4, \text{ et } x_G = 10.3\text{m.}$$

$$I_y = 15589.57\text{m}^4, \text{ et } y_G = 10.7\text{m.}$$

Avec :

σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : Poids total de la structure.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

- Sens X-X

$$N = 49257.449\text{KNet } M_y = 37614.42\text{Km}$$

$$\sigma_{max} = \frac{49257.449 \times 10^{-3}}{453.2} + \frac{37614.42 \times 10^{-3}}{15589.57} \times 10.7 = 0.134\text{Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{49257.449 \times 10^{-3}}{453.2} - \frac{37614.42 \times 10^{-3}}{15589.57} \times 10.7 = 0.083\text{Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.12\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.12\text{Mpa} \text{ (condition vérifiée)}$$

- Sens Y-Y

$$N = 49257.449\text{KN et } M_x = 37292.64\text{KN.m.}$$

$$\sigma_{max} = \frac{49257.449 \times 10^{-3}}{453.2} + \frac{37292.64 \times 10^{-3}}{16823.92} \times 10.3 = 0.130\text{Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{49257.449 \times 10^{-3}}{453.2} - \frac{37292.64 \times 10^{-3}}{16823.92} \times 10.3 = 0.086\text{Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.119\text{Mpa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0.12\text{Mpa} \text{ (condition vérifiée)}.$$

➤ Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ **RPA99** (article 10.1.5)

• Suivant X-X: $e = \frac{37614.42}{49257.449} = 0.76 \text{ m} < \frac{21.4}{4} = 5.35 \text{ m}$ (condition vérifiée).

• Suivant Y-Y: $e = \frac{37292.64}{49257.449} = 0.75 \text{ m} < \frac{20.6}{4} = 5.15 \text{ m}$ (condition vérifiée).

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

γ_w : Poids volumique ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 3 \text{ m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 464.2 \text{ m}^2$).

$N_U = 67812.252 \text{ KN}$: La charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de logiciel *SAP2000*

$$N = 67812.252 \geq 1.5 \times 3 \times 464.2 \times 10 = 20889 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

3.3. Ferrailage

3.3.1. La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension :

($L_x = 4.25 \text{ m}$, $L_y = 4.9 \text{ m}$) : entre nus d'appuis

➤ Calcul des sollicitations :

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_U = \frac{N_U}{S} + 1.35G_0 = \frac{67812.252}{464.20} + 1.35 \times 7.5 = 156.20 \text{ KN/m}^2$$

N_U : C'est l'effort ultime

$$q_S = \frac{N_S}{S} + G_0 = \frac{49257.449}{464.2} + 7.5 = 113.61 \text{ KN/m}^2$$

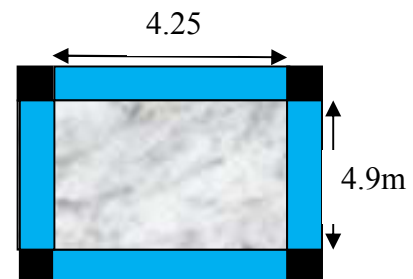


Figure. VI.4 Dalle sur quatre appuis

N_s : C'est l'effort normal de service.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- à l'ELU

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 139.93 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 98.68 \text{KNm}$$

✓ En travée :

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 104.94 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 83.87 \text{KNm}$$

✓ En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -69.96 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_0 = 1 \times 0.30 \text{m}^2$

✓ Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$h_r = 30 \text{cm}, b = 100 \text{cm}, \rho = 0.86 \text{ et HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 2.56 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 2.40 \text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau : VI.1 Résumé des résultats de ferrillages

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$
Sens x-x	Travée	104.94	0.094	0.123	0.266	11.33	2.56	6HA16=12.06	15
	Appui	69.96	0.062	0.080	0.270	7.44	2.56	6HA14=9.24	15
Sens y-y	Travée	83.87	0.072	0.098	0.268	8.99	2.4	6HA14=9.24	15
	Appui	69.96	0.062	0.080	0.270	7.44	2.4	6HA14=9.24	15

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa.}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{156.2 \times 4.25}{2} \times \frac{4.9^4}{4.25^4 + 4.9^4} = 211.96 \text{ KN} \Rightarrow V_{\max} = 211.96 \text{ KN.}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{156.2 \times 4.9}{2} \times \frac{4.25^4}{4.25^4 + 4.9^4} = 138.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{211.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.30} = 0.706 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa.} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **à l'ELS**

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7933 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 118.78 \text{ KNm.}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 94.23 \text{ KNm.}$$

✓ En travée :

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 89.08 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 80.09 \text{ KNm}$$

✓ En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -59.39 \text{ KN.m}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	Y(m)	I(m ⁴) 10 ⁻⁴	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	89.08	0.084	8.925	8.38	293.44	15	201.63
	M_a	59.39	0.075	7.230	6.16	252.59	15	201.63
y-y	M_t	80.09	0.075	7.230	8.30	340.63	15	201.63
	M_a	59.39	0.075	7.230	6.16	252.59	15	201.63

On remarque que les contraintes ne sont pas vérifiées, on doit augmenter la section de ferrailage :

Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS nouvelles sections

Sens		Nouvelle section (cm ²)	Y(m)	I(m ⁴) 10 ⁻⁴	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	S _t (cm)
x-x	Travée	7HA16=14.07	0.089	14.072	5.63	181.38	15	201.63	14
	Appui	6HA16=12.06	0.084	8.925	5.58	195.63	15	201.63	16
y-y	Travée	7HA16=14.07	0.089	14.072	5.06	163.08	15	201.63	14
	Appui	6HA16=12.06	0.084	8.925	5.58	195.63	15	201.63	16

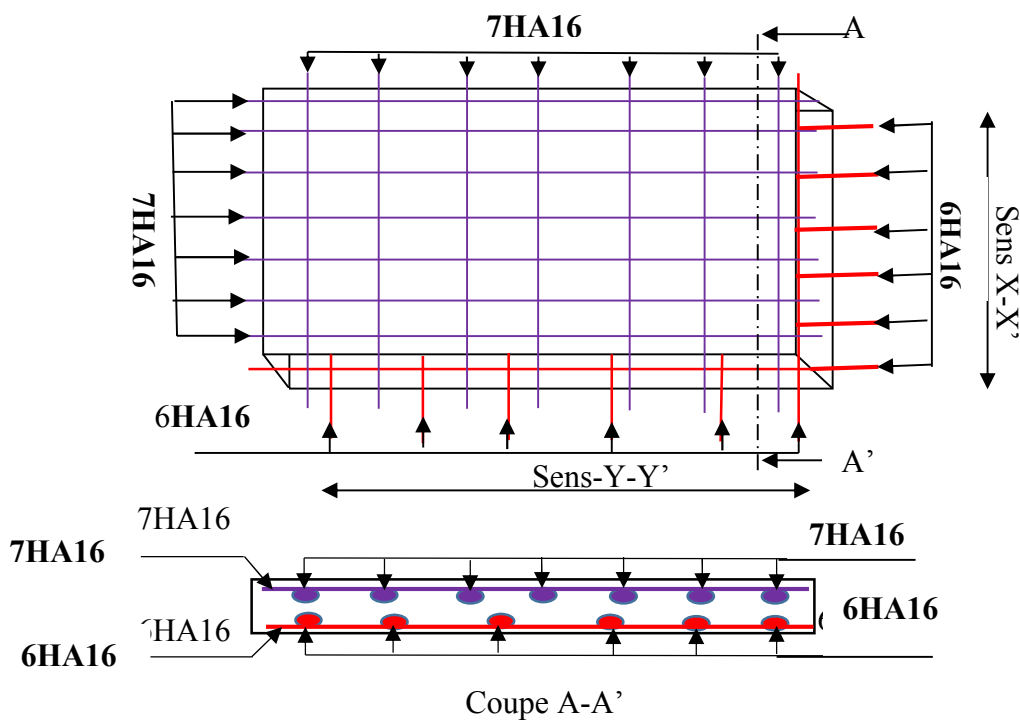


Figure.VI.5 : Schéma de ferrailage de radier

3.3.2 Calcul des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

- Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$\text{on à } \begin{cases} q_u = 156.20 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ q_s = 113.61 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

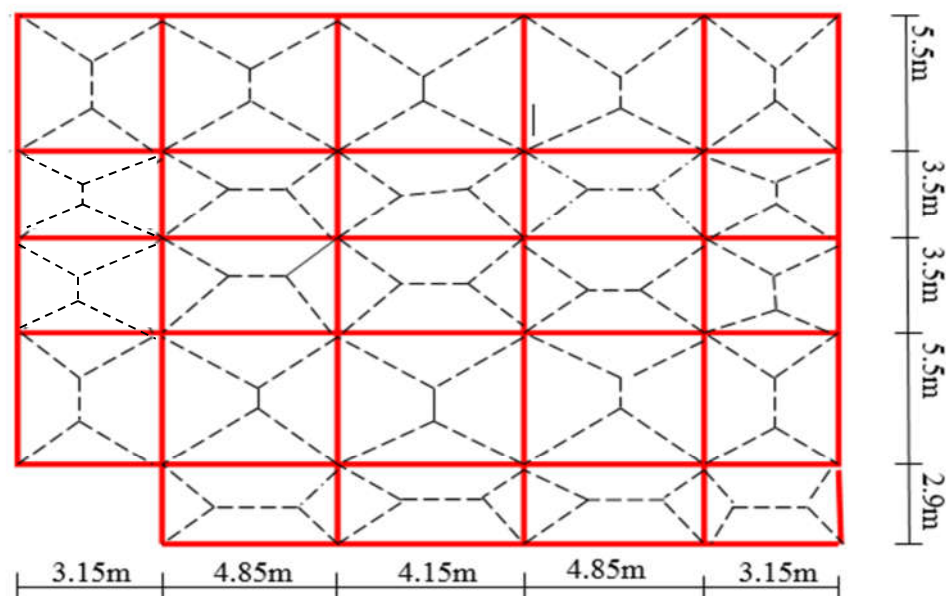


Figure VI.6. Schéma de rupture de la dalle de radier

On prend deux types de nervures les plus chargées.

• Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

Moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Moment en travée :

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement avec leur signe

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement avec leur signe.

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}; \quad V_2 = - \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$V = \max(V_1, V_2)$$

- **Sens longitudinal (x-x):** nervure intermédiaire

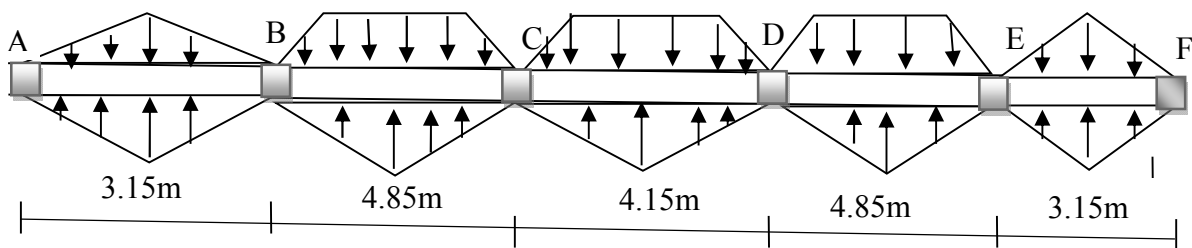


Figure VI.7. Sollicitations sur le nervure dans le sens x-x

Schéma statique équivalent :

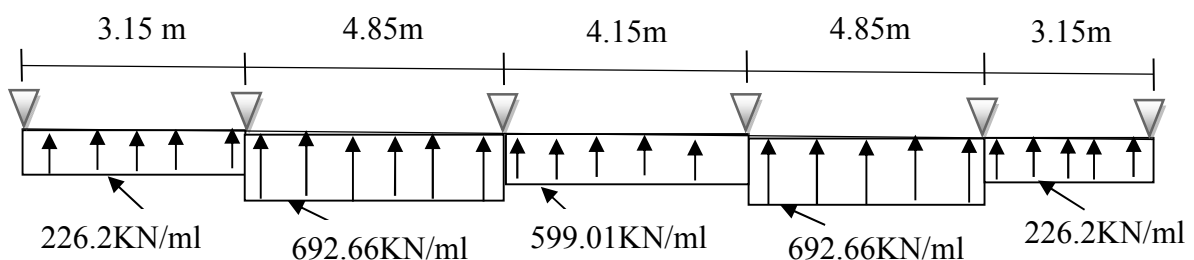


Figure VI.8. Schéma statique équivalent dans la nervure dans le sens x-x

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x à l'ELU

Travée	L(m)	L'(m)	P_u (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_{\max} (KN)
A-B	3.15	3.15	226.2	-42.08	-795.39	23.78	608.76
B-C	4.85	3.88	692.66	-795.39	-1019.27	1130.85	1725.86
C-D	4.15	3.32	599.01	-1019.27	-1019.27	343.85	1242.94
D-E	4.85	3.88	692.66	-1019.27	-795.39	934.31	-1725.86
E-F	3.15	3.15	226.2	-795.39	-42.08	26.71	-608.76

Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x à l'ELS

Travée	L (m)	L' (m)	P_s (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)
A-B	3.15	3.15	164.73	-30.64	-578.62	17.41
B-C	4.85	3.88	503.79	-578.62	-741.34	822.45
C-D	4.15	3.32	435.68	-741.34	-741.34	197.30
D-E	4.85	3.88	503.79	-741.34	-578.62	1066.16
E-F	3.15	3.15	164.73	-578.62	-30.64	17.41

Les sollicitations max sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
M_u (KN.m)	-1019.27	1130.85
M_s (KN.m)	-741.34	1066.16
V (KN)	1725.86	

- Sens transversale (y-y): nervure intermédiaire

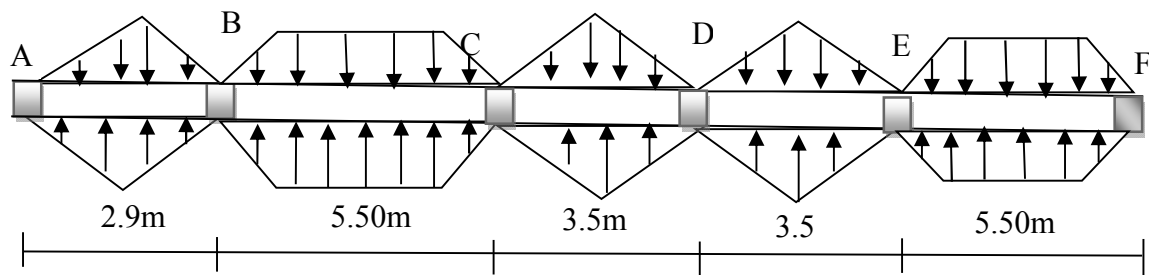


Figure VI.9 Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y

Schéma statique équivalent :

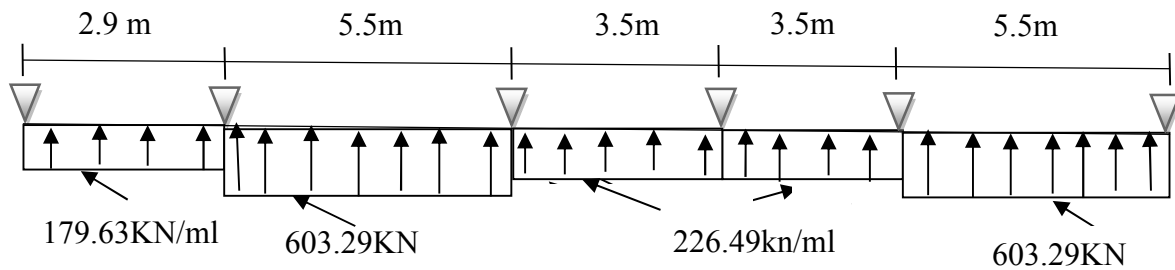


Figure VI.10. Schéma statique équivalent dans la nervure dans le sens Y-Y

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y à l'ELU

Travée	L(m)	L'(m)	P_u (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_{\max} (KN)
A-B	2.9	2.9	179.63	-28.32	-898.81	19.91	569.63
B-C	5.5	4.4	603.29	-898.81	-920.95	1372.46	1663.07
C-D	3.5	2.8	226.49	-920.95	-208.90	126.57	-599.80
D-E	3.5	2.8	226.49	-208.90	-1493.18	205.79	-882.84
E-F	5.5	4.4	603.29	-1493.18	-342.17	1392.84	-1881.40

Tableau VI.8.Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y ELS

Travée	L (m)	L' (m)	Ps (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)
A-B	2.9	2.9	130.65	-20.60	-669.48	12.53
B-C	5.5	4.4	450.26	-669.18	-685.28	1031.53
C-D	3.5	2.8	163.28	-685.28	-145.40	82.54
D-E	3.5	2.8	163.28	-145.40	-1112.63	120.25
E-F	5.5	4.4	450.26	-1112.63	-255.38	1049.69

Tableau VI.9.Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) et à (ELS)

Localisation	appui	Travée
M _u (KN.m)	-1493.18	1392.84
M _s (KN.m)	-1112.63	1049.69
V (KN)	-1881.40	

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

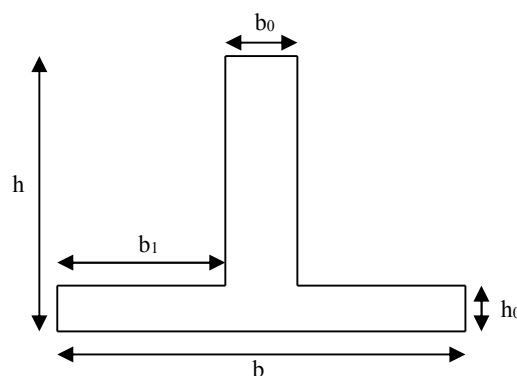
$$h=85\text{cm} \quad h_0=30\text{cm} \quad b_0=60\text{cm} \quad d=80\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{550}{10}, \frac{485}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(55, 242.5)$$

$$\text{soit : } b_1 = 55\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 170\text{cm}$$

**Figure .VI.11.**Section à ferrailé

➤ Calcul des armatures

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
X-X	Travée	1130.85	45.79	16.42	10HA25=49.09
	appuis	1019.27	40.83	16.42	10HA25=49.09
Y-Y	Travée	1392.84	55.96	16.42	5HA25+10HA20=55.96
	appuis	1493.18	60.84	16.42	5HA25+5HA32=64.75

➤ Les vérifications

• Effort tranchant

$$V^{\max} = 2178.42 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{1881.4 \times 10^{-3}}{1.7 \times 0.8} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$C'est vérifiée

• À l'ELS : Vérification des contraintes

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

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

	Moments	Valeurs (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴) 10 ⁻²	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
x x	M_t	1066.16	0.33	2.34	15.03	15	321.16	201.63	N. observée
	M_a	741.34	0.33	2.34	10.45	15	223.25	201.63	N. observée
y y	M_t	1049.69	0.35	2.55	14.39	15	277.67	201.63	N. observée
	M_a	1112.63	0.37	2.80	14.66	15	256.15	201.63	N. observée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12. Vérification des contraintes à L'ELS avec les nouvelles sections

Sens		Nouvelle section (cm ²)	Y(m)	I(m ⁴) 10 ⁻²	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	Travée	10HA32=80.43	0.40	3.21	13.28	199.25	15	201.63
	Appui	5HA32 +5HA25=64.76	0.37	2.81	9.71	170.16	15	201.63
y-y	Travée	10HA32=80.43	0.40	3.21	13.07	196.07	15	201.63
	Appui	5HA32 +10HA25=89.3	0.42	3.41	13.70	185.98	15	201.63

Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{2}\right) = \min\left(\frac{850}{35}, 32, \frac{600}{2}\right) = 28.33mm \text{ .soit } \phi = 10mm$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 5HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barres des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

$$1). S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(67.5; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40cm.$$

$$2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.7} = 56cm.$$

$$3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.70 [1.815 - 0.3 \times 2.1]} = 15.16cm$$

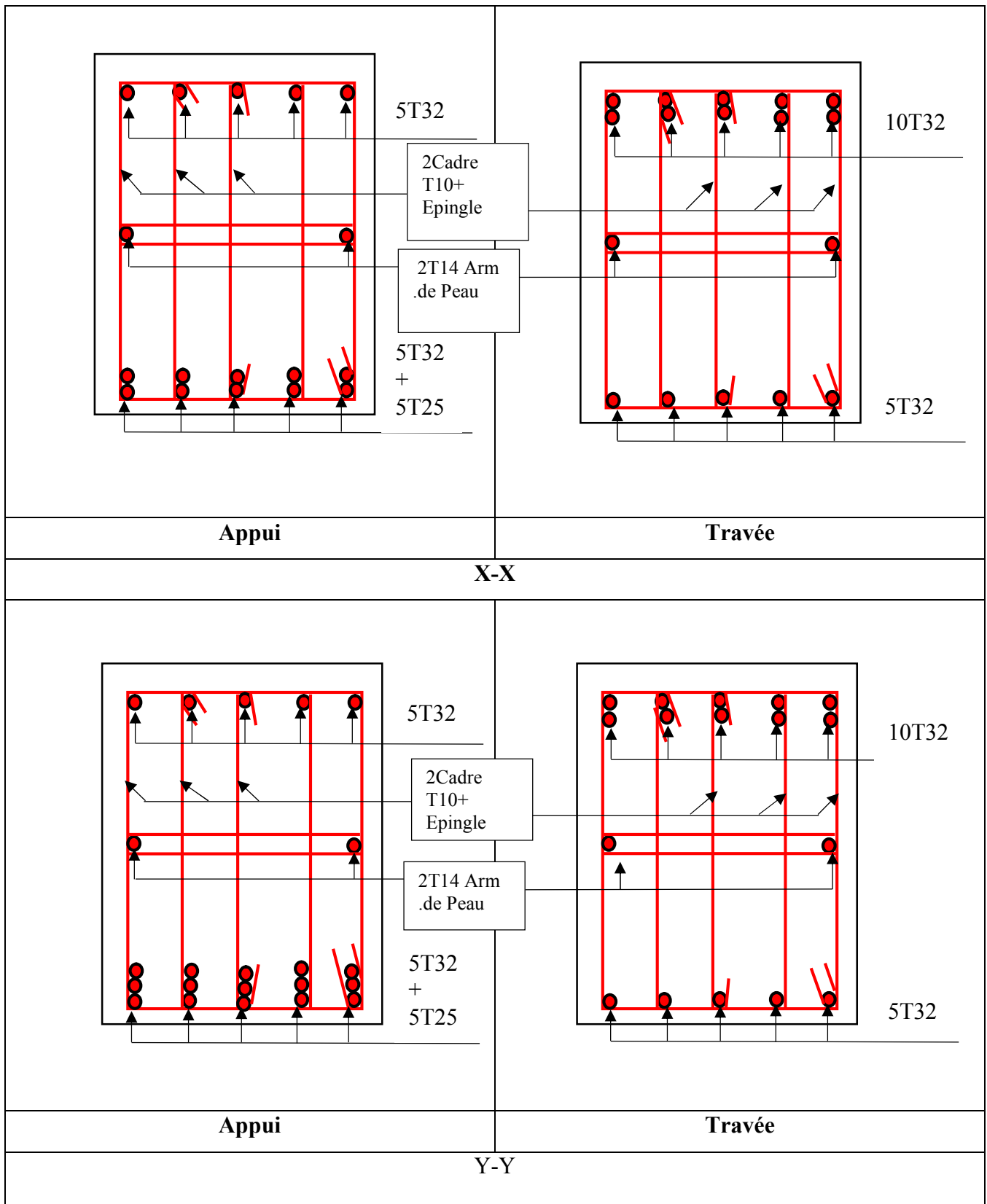
Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures de peau :

Comme la poutre a une hauteur de 85 cm, le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml}$ de hauteur, donc : $A_p = 3 \times 0.85 = 2.55\text{cm}^2$.

Soit 2HA14=3.08 cm²

Tableau VI.13. Schémas de ferrailage des nervures



VI.3 Voile périphérique :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

➤ Caractéristiques des voiles :

- Hauteur $h=3.29\text{m}$.
- Longueur $L=4.90\text{m}$.
- Épaisseur $e=20\text{cm}$.

➤ Caractéristiques du sol :

- poids spécifique : $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
- angle de frottement $\varphi = 10.2^\circ$
- La cohésion $c = 0.57 \text{ bar}$

Contrainte admissible de sol : $q_{ad} = 120 \text{ KN/m}^2$

➤ Méthode de calcul :

Le voile périphérique comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2 .

➤ Sollicitations :

• Poussée des terres :

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = 20 \times 3,29 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{10,2}{2} \right) - 2 \times 57 \times \text{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{10,2}{2} \right) = -49.31 \text{ KN/m}^2$$

Remarque : Dans notre cas la cohésion du sol est favorable implique que les voiles périphériques ne sont pas nécessaires donc on recalcule avec le cas le plus défavorable $c=0 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow G = 20 \times 3,29 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{10,2}{2} \right) - 2 \times 0 \times \text{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{10,2}{2} \right) = 46.00 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge Accidentelles :**

$$Q = q * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 * tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{10.2}{2}\right) = 7 \text{ KN / m}^2$$

➤ **Ferrailage :**

a) **Calcul à l'ELU :**

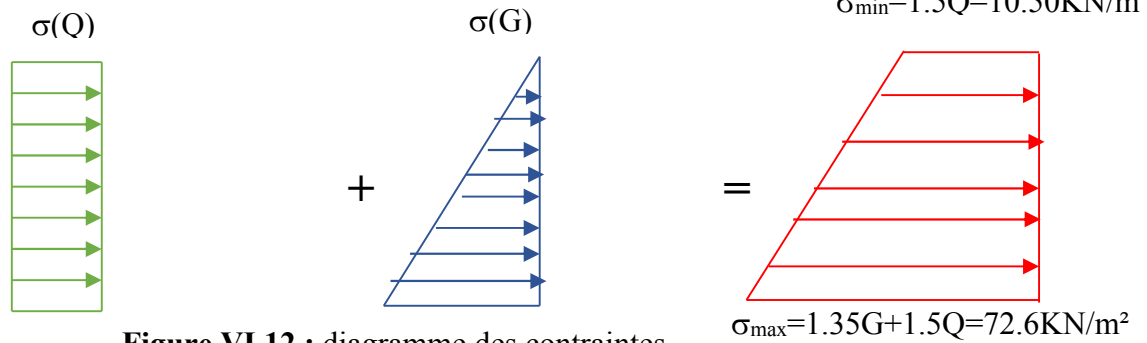


Figure VI.12 : diagramme des contraintes.

Rq= Le sol est bien drainée donc la vérification de la poussée hydrostatique n'est pas nécessaire. Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 3.29 \text{ m.} \\ L_y = 4.9 \text{ m.} \\ b = 100 \text{ cm} \\ e = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 72.6 + 10.50}{4} = 57.07 \text{ KN / m}^2.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.67 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

D'après le tableau (annexe I) on tire :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0723 \times 57.07 \times 3.29^2 = 44.66 \text{ KNm.} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3895 \times 44.66 = 17.39 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 37.96 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 14.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0,5M_{0x} = -22.33 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section $b \times h = (1 \times 0,20) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Résumé des résultats de ferrailage du voile périphérique

sens	Localisation	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)
X-X	Travée	37.96	0.0924	0.121	0.161	6.77	2	6HA12=6.79
	appuis	-22.33	0.0544	0.069	0.165	3.88	2	4HA12=4.52
Y-Y	Travée	14.78	0.0360	0.045	0.166	2.55	2	4HA12=4,52
	appuis	-22.33	0.0544	0.069	0.165	3.88	2	4HA12=4.52

- **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sensxx} : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \\ \text{sensyy} : S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

5.6. Vérifications :

A L'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.67 > 0.4$$

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

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

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.67) \times 100 \times 20 = 1,86 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

$$A_t > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_u > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}, \text{ (fissuration nuisible).}$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{57.07 \times 3.29}{2} \times \frac{4.9^4}{4.9^4 + 3.29^4} = 78.02 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{57.07 \times 4.9}{2} \times \frac{3.29^4}{3.29^4 + 4.9^4} = 23.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{78.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.458 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.458 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

A L'ELS : $\mu_x = 0.078$
 $\mu_y = 0.5469$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 1 \times 46 + 1 \times 7 = 53 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 1 \times 7 = 7 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 53 + 7}{4} = 41.50 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 41.50 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L^2 \quad M_x = 0.078 \times 41.50 \times (3.29)^2 = 35.03 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \quad M_y = 0.4565 \times 35.03 = 15.99 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Moment en appui :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 29.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 17,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 13,59 \text{ KN.m}$$

. Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}.$$

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

- **Contraintes dans le béton :**

Tableau VI.15. Vérification des contraintes à l'ELS

Sens		M(KN.m)	Y(cm)	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
x-x	En travée	29.77	4,95	4102.60	3.59	131.15
	En appui	-17,51	4.34	2725.36	2.78	122.39
y-y	En travée	13.59	4.34	2725.36	2.14	94.99
	En appui	-17.51	4.34	2725.36	2.78	122.39

Remarque : La contrainte dans le béton et la contrainte dans les aciers est vérifiées.

VIII.2.7) : schéma de ferrailage du voile périphérique

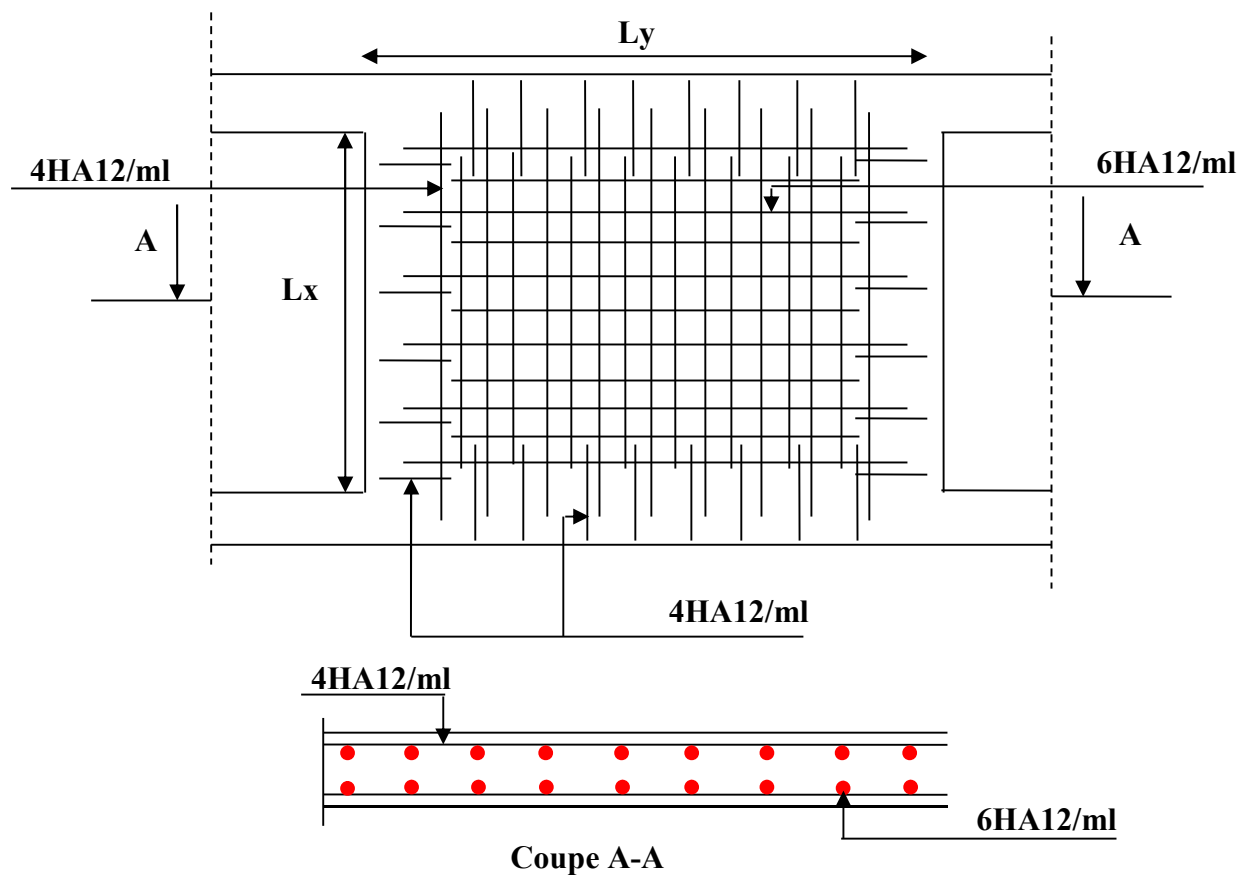


Figure.VI.13 : schéma de ferrailage de voile périphérique

Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale

- L'étude de ce projet (R+7+soupen+s.sol) à usage multiple, nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre formation dans le domaine, en s'appuyant sur les règlements de base qui sont : le RPA2003 et le BAEL91 ainsi que les DTR.
- afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisé un logiciel sap2000 (version 14) adapté à ce type de structure et qui est basé sur la méthode d'analyse par éléments finis, celui-ci permet d'approcher le vrai comportement de la structure.
- On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :
 - La résistance
 - La durabilité
 - L'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

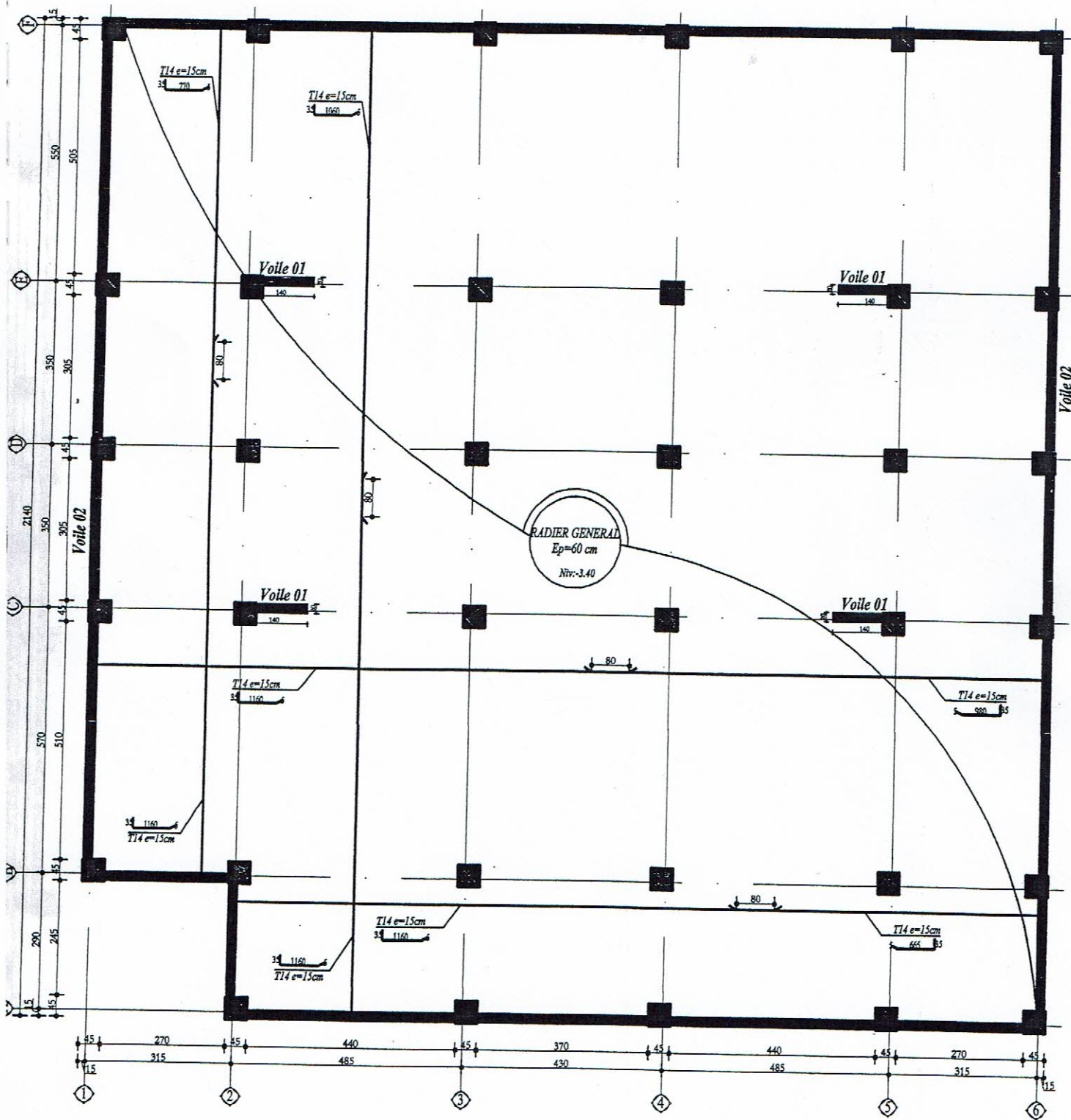
$$\rho = 0.5$$

		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	/	0.194	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 3

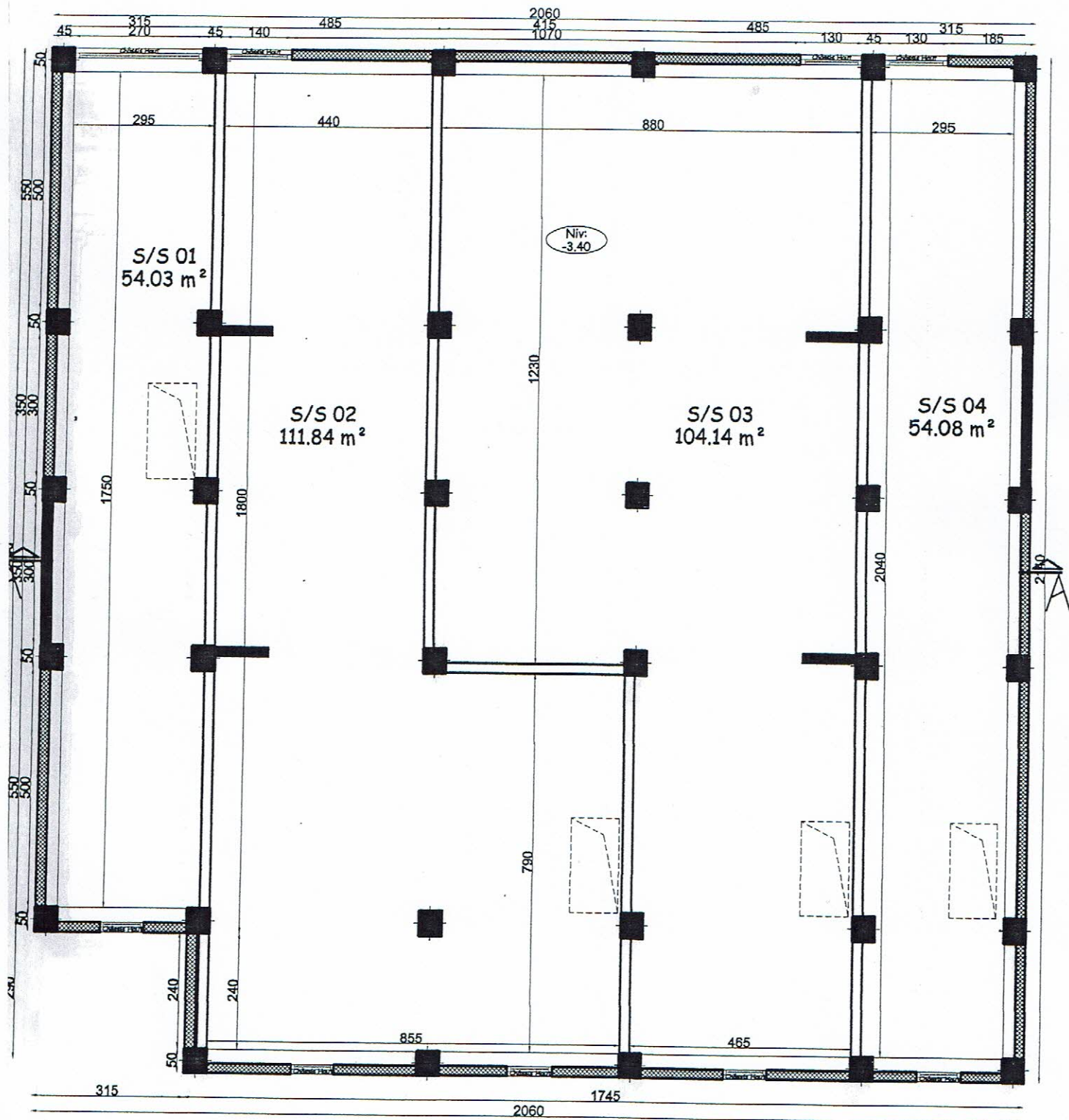
Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



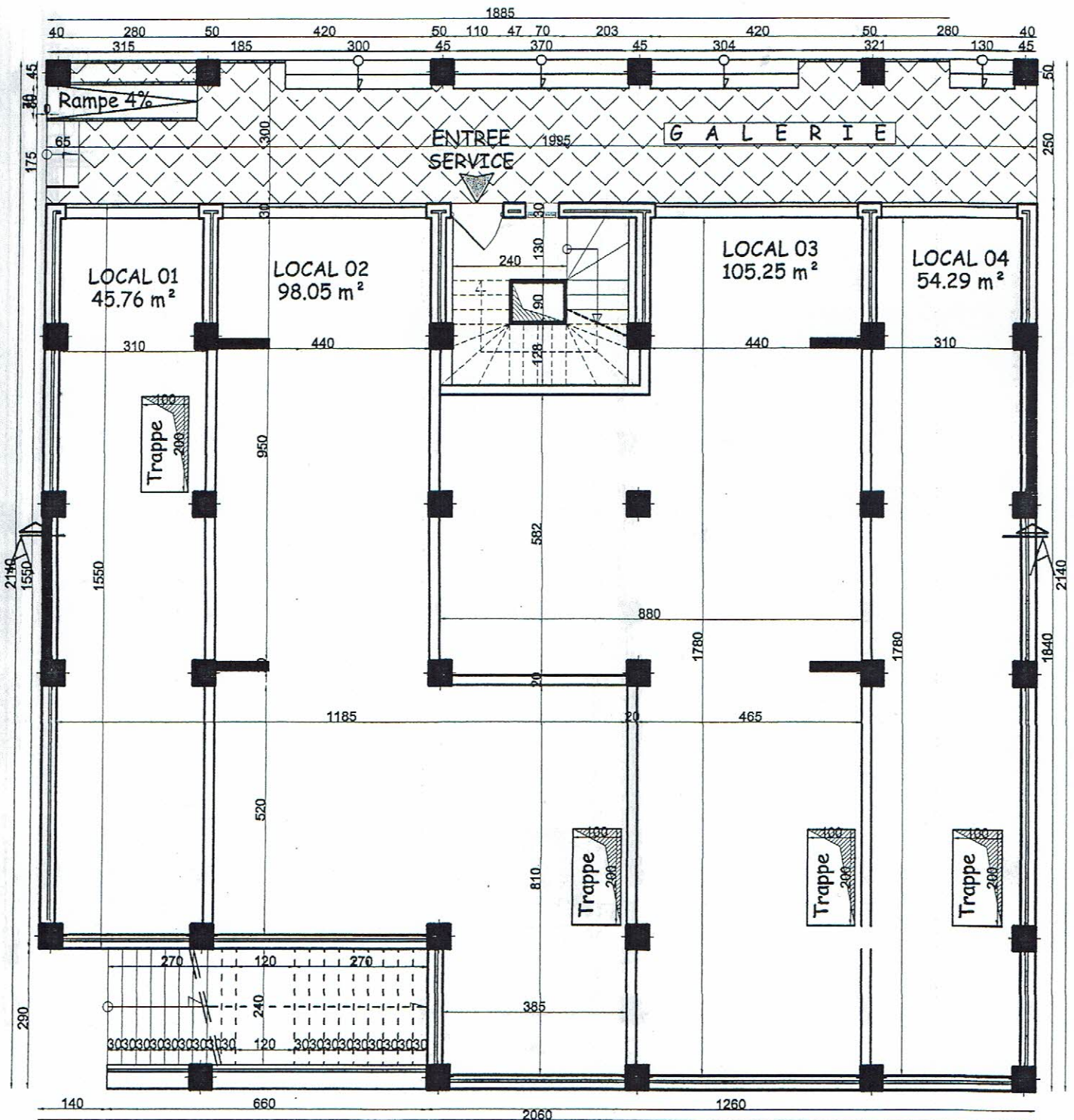
PLAN DE FONDATIONS

ECH: 1/100



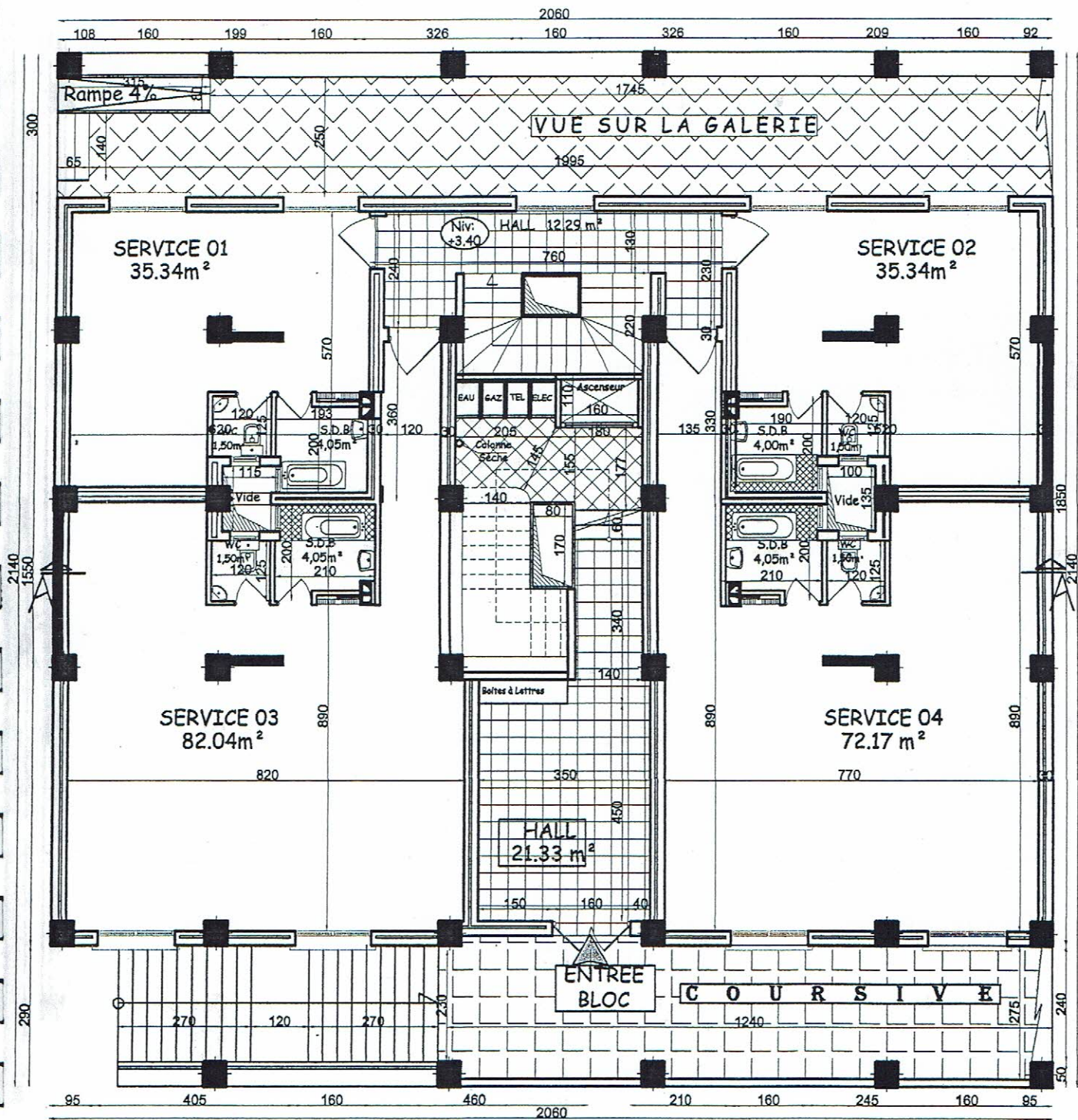
PLAN DE S/SOL

ECH:1/100



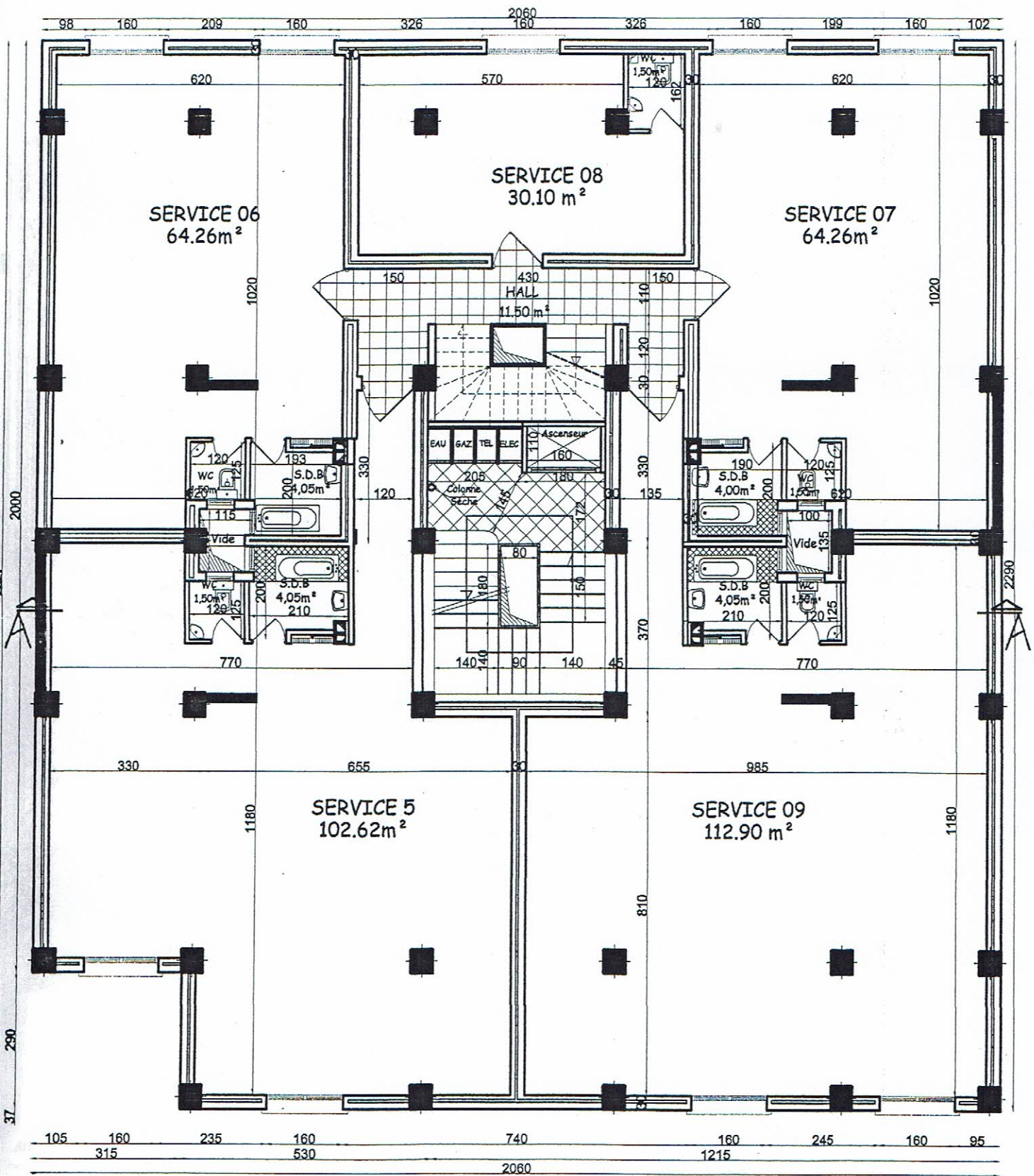
PLAN DE R.D.C

ECH:1/100



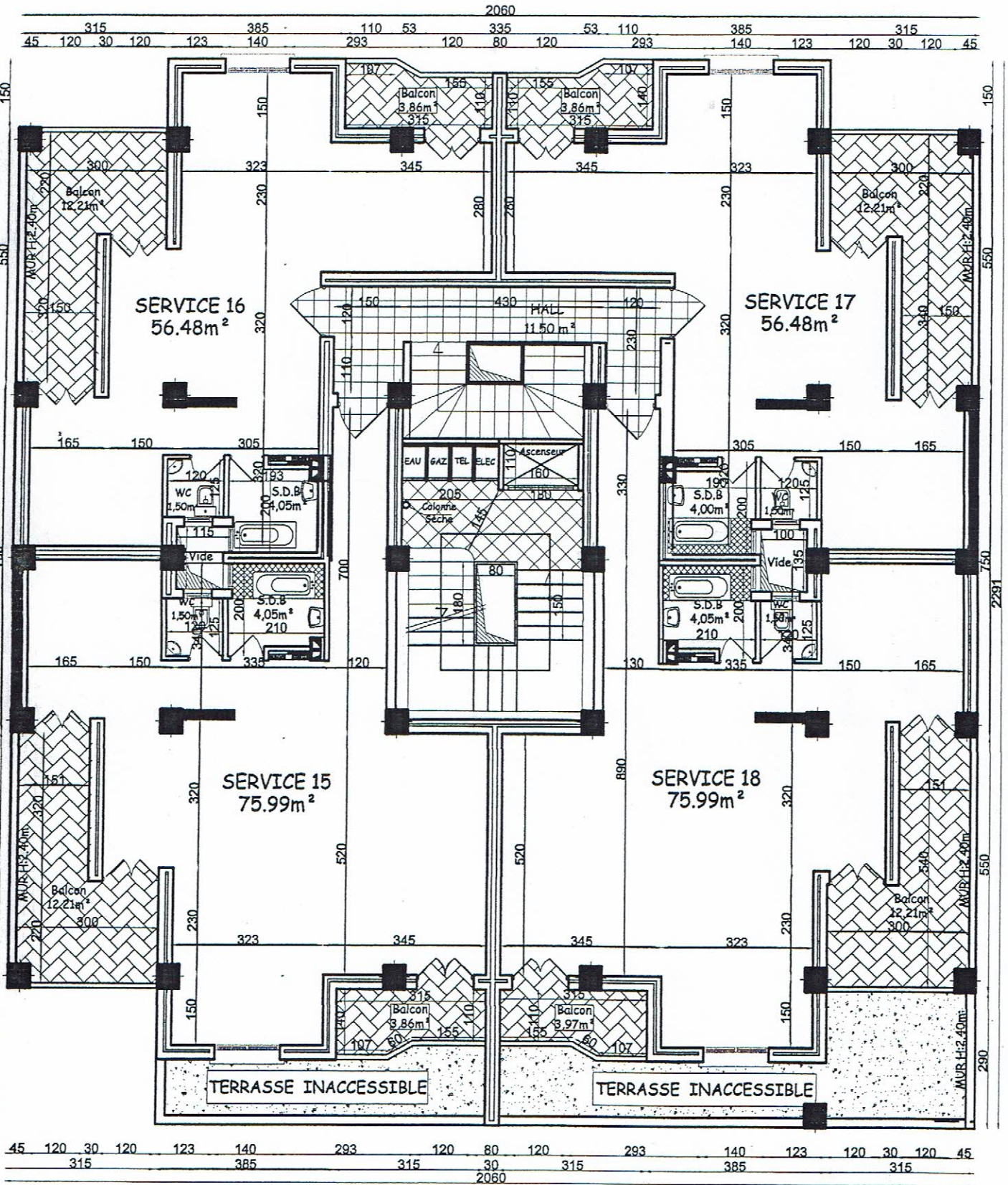
PLAN DE SOUS PENTE

ECH : 1/100



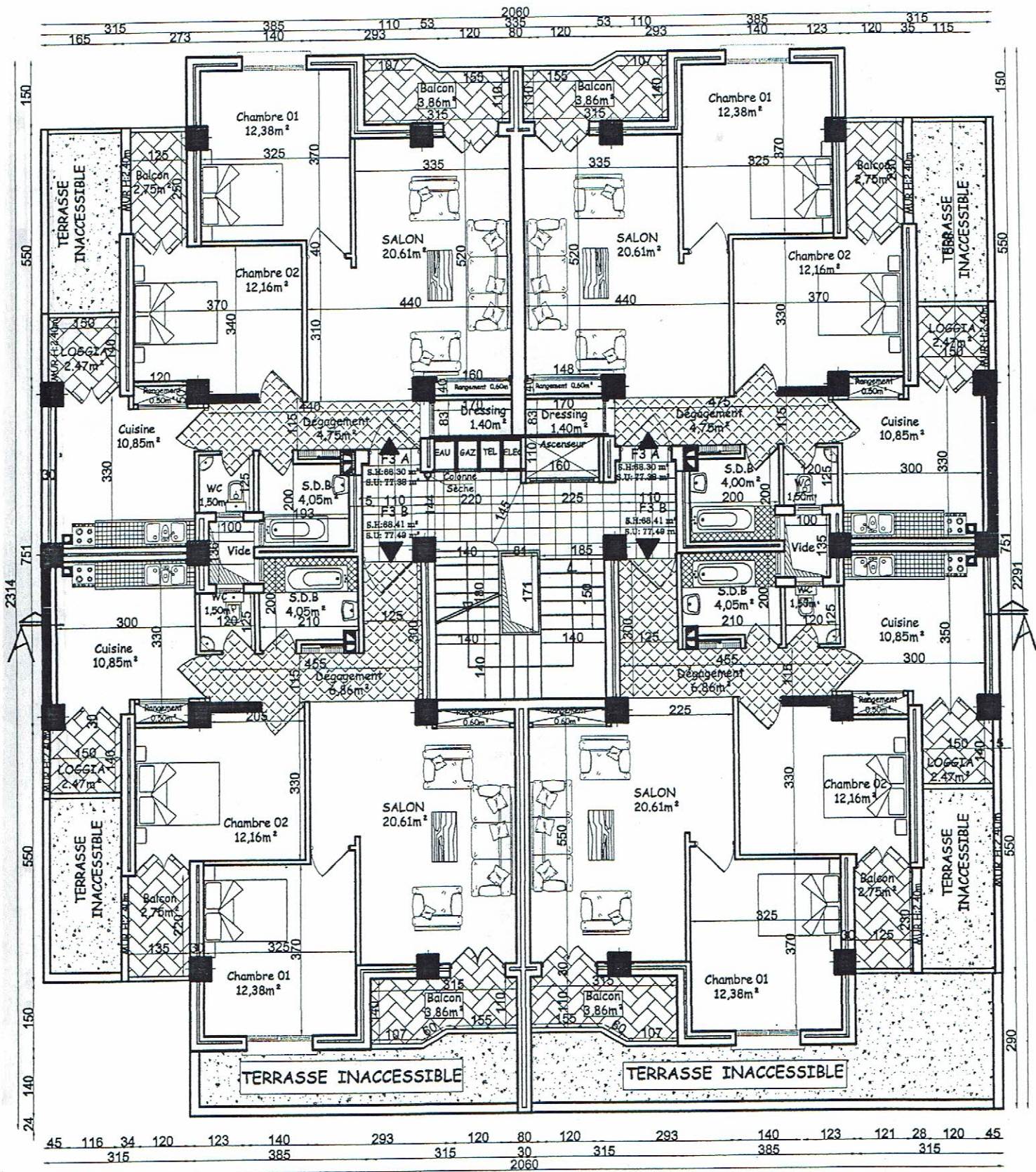
PLAN 1 & 2EME ETAGE

ECH:1/100



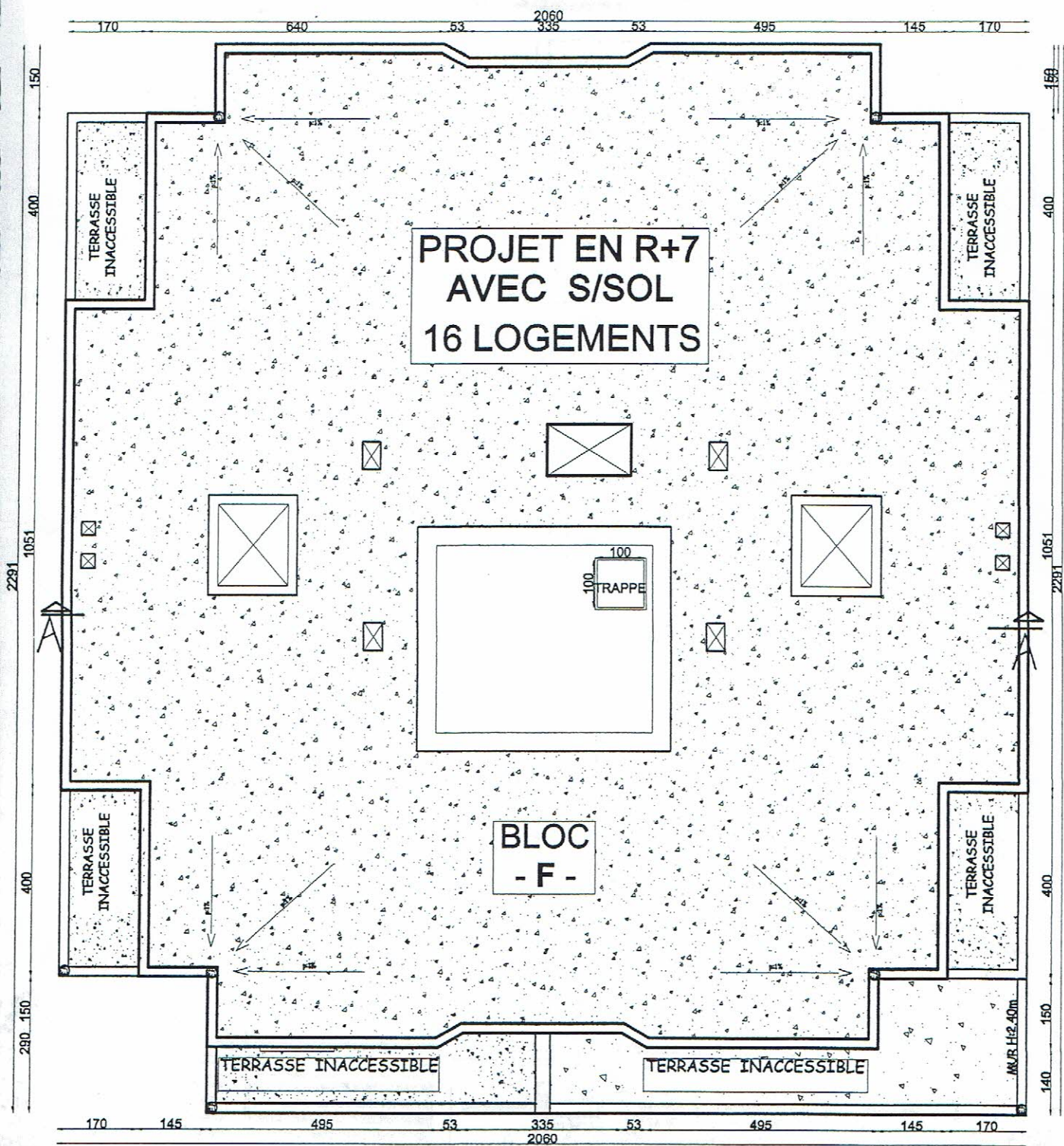
PLAN 3EME ETAGE

ECH:1/100

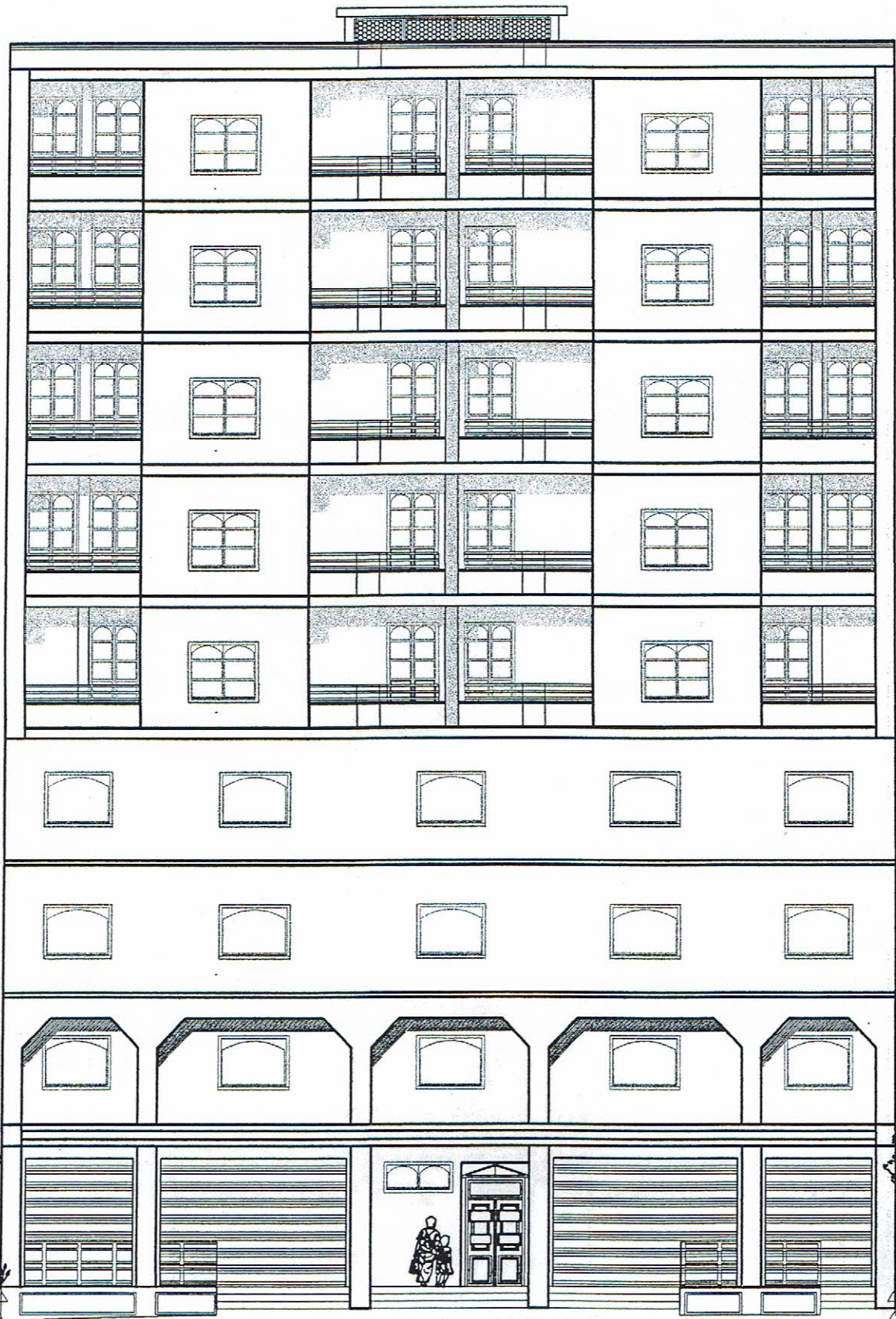


PLANS '4,5,6 & 7' EME ETAGE

ECH:1/100



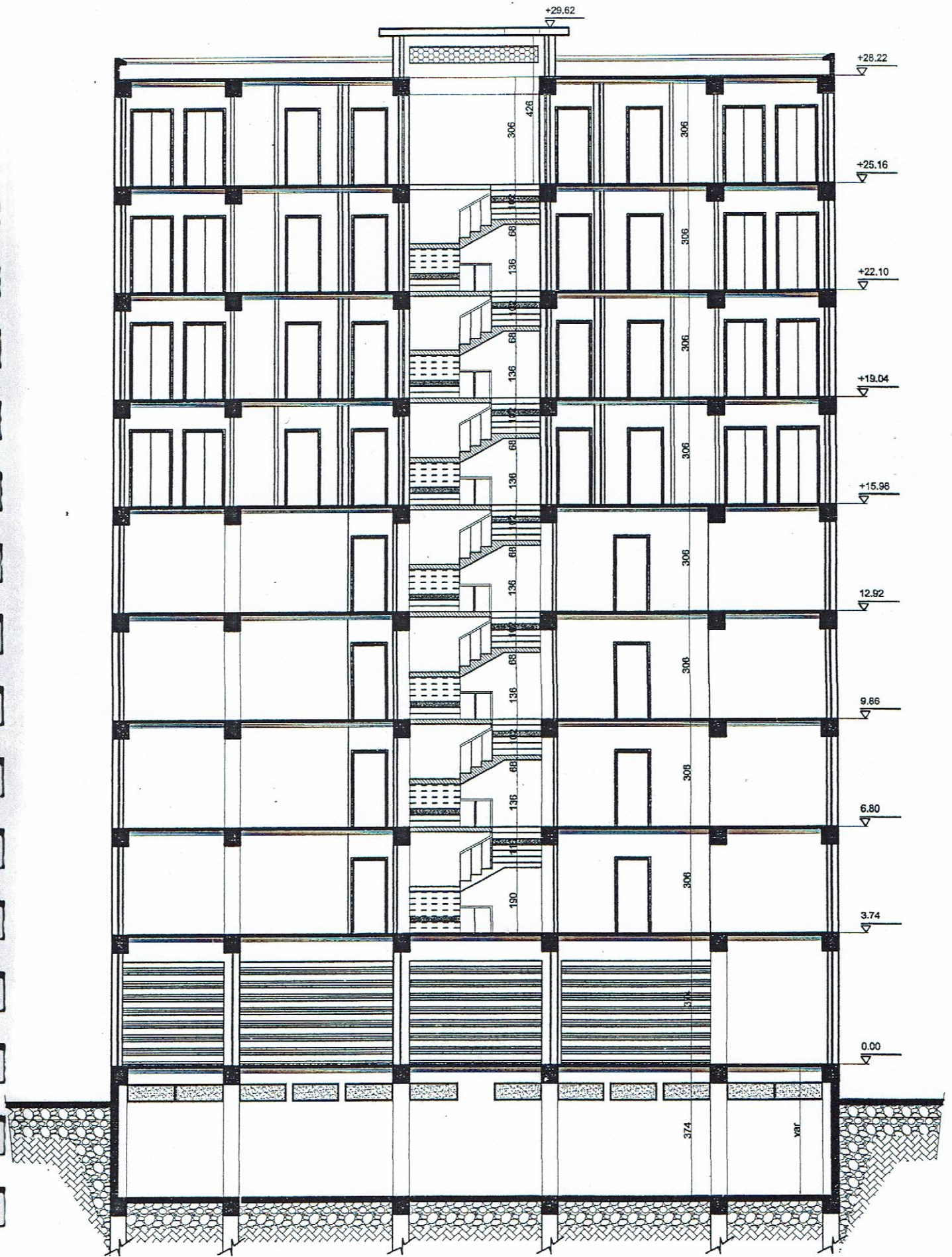
PLAN TOITURE
ECH:1/100



FAÇADE PRINCIPALE

BLOC F

ECH:1/100



COUPE AA
BLOC F
 ECH:1/100

IX. CONCLUSIONS

Le site destiné pour la réalisation, de 126 logements LPA en R+5 avec commerces au RDC et un étage de service est situé sur un terrain plat, du flanc de la rive gauche de l'oued.

Le sous-sol du site est constitué par des remblais de puissance variable reposant sur une couche alluvionnaire composée d'argile limoneuse, sables, graviers, galets avec passages de blocs calcaires

L'analyse des pénétrographes montre que le sous sol du site est constitué par une couche argilo-limoneuse de très faible consistance qui se traduit par de très faibles résistances de pointe, intercalée par endroits par des passages d'alluvions fines (graviers et sables) qui correspondent aux légers pics de Rp

Cette couche alluvionnaire est surmontée par une couche de remblai plus au moins compacts dont la puissance est variable

Compte-tenu de la nature des formations rencontrées, les résultats des essais au laboratoire ainsi que les résultats des essais pénétrométriques et pressiométriques, nous vous recommandons d'opter :

- ✦ Soit pour des fondations superficielles de type radier qu'il y a lieu d'ancrer à partir de 3.0m de profondeur et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 1.20$ bars.
- ✦ Soit pour une amélioration des sols de fondations.
- ✦ Soit pour des fondations profondes sur pieux

Afin d'assurer la stabilité du site, il y'a lieu de prendre les précautions suivantes :

- Les remblais hétéroclites et les matériaux de qualités médiocres doivent être purgés.
- Dans le cas de rencontre de zones singulières de remblai profond ou de zones comprimées, il est recommandé de les purger et de les substituer par un matériau drainant de bonne qualité et de bonnes caractéristiques géotechniques
- Dans le cas où les assises de fondations sont de nature hétérogène, il y'a lieu d'opter pour une couche de forme en matériau granulaire de bonne qualité, insensible à l'eau, drainant et correctement compacté à 98% de l'OPN afin d'homogénéiser le sous-sol et d'uniformiser les tassements, d'améliorer la portance du sol et pour une répartition correcte des charges.
- Drainage des eaux pluviales et souterraines afin d'éviter les infiltrations et remontée d'eau.
- Mise en place d'un dispositif d'évacuation des eaux pluviales aux abords de construction afin d'éviter toute infiltration
- Cuvelage étanche ou lestage de fondation
- Système de protection contre les venues d'eau et entretien de l'oued
- Prendre le facteur sismique dans le calcul des structures en béton armé sachant que la région de Bejaia est classée selon les recommandations du CGS(2003) en zone de sismicité moyenne IIa.

Les analyses chimiques montrent que ces sols ne sont pas agressifs pour le béton de

Ingénieur chargé de l'étude

