

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA De Bejaia
Faculté De Technologie
Département De Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : matériaux et structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8+2 entresols+sous-sol) à usage mixte (Services et habitations) contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Réalisé par :

M^r: Redouane Djamel

M^r: Saidani Hanafi

Encadré par :

M^r: TAHAKOURT.A

Jury:

M^{me}: Souidi

M^{me}: Guenounou

Promotion: 2015 - 2016

Introduction

Chapitre I
Généralités

Chapitre II

Pré dimensionnement des
éléments

Chapitre III
Etude des éléments
secondaires

Chapitre IV
Etude dynamique

Chapitre V
Etude des éléments
structuraux

Chapitre VI
Etude de l'infrastructure

Conclusion générale

Remerciements

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

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

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

A M^rTAHAKOURT ABDELKADER: notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

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

Djamel et Hanafi

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 : AZZEDDINE, HAMZA, MAHDI.

A Mes sœurs : AMEL, MAROUA.

Ma petite nièce : Inass.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et particulièrement ceux du génie civil promotion 2015/2016.

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

En fin, je remercie mon ami mon binôme Saidani hanafi qui a contribué à la réalisation de ce travail.

REDOUANE DJAMEL

Dédicaces

Je dédie ce travail

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

À mes chers frères Mouhend et Boualem.

À Mes Sœurs Saida, Soraya, Tiziri et Mira

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis sans exception, l'entreprise Ghout Immo et Club Scientifique génie civil qui mon aidé de faire ce modeste travail.

En fin, je remercie mon ami mon binôme Redouane Djamel qui a contribué à la réalisation de ce travail.

SAIDANI HANAFI

Symboles et notations.

La signification des principales notations est suivante:

E: Séisme.

G: Charges permanents.

M: Charges d'exploitation à caractère particulier.

Q: Action variables quelconques.

S: Action dues à la neige, sollicitations.

W: Action dues au vent.

A_s: Aire d'un acier.

B: Aire d'une section en béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

E_b: Module de déformation longitudinal du béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} a l'âge de jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour 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 permanentes.

M_Q: Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

a: Une dimension (en général longitudinal).

b: Une dimension transversale (largeur ou épaisseur 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 d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

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

g: Densité des charges permanentes.

h₀: Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de B.A.

i: Rayon de giration d'une section.

j: Nombre de jours.

k: Coefficient en général.

l: Longueur ou portée (on utilise aussi L).

l_f: Longueur de flambement.

l_s: Longueur de scellement.

n: Coefficient d'équivalence acier – béton.

p: Action unitaire de pesanteur.

q: Charge variable.

s_t: Espacement des armatures transversales.

x: Coordonnée en général ,abscisse en particulier.

σ_{bc}: Contrainte de compression du béton.

Br : Section réduite.

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

S_{rad} : surface du radier (m²).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m²).

W : poids propre de la structure.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

σ : Contrainte normale.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation et implantation de l'ouvrage	1
I.3. Caractéristiques géométriques et architecturales de l'ouvrage.....	1
I.4. Le système de contreventement	2
I.5. Définition des éléments de l'ouvrage	2
I.6. Règlements et normes utilisés	4
I.7. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91	4
I.8. Définition de l'état limite	5
I.9. Les actions.....	5
I.10. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	14
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	14
II.3. L'acrotère.....	23
II.4. Les poutres	23
II.5 .Les voiles	26
II.6. Les poteaux	25

II.7. Evaluation des charges et surcharges	27
II.8.Descente des charges	30
II.9.Conclusion.....	40

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers.....	42
III.2. Dalles pleines.....	69
III.3. Etude de l'acrotère	85
III.4.Etude de l'ascenseur.....	92
III.5.Escalier	101
III.6.Calcul des poutres de chainages	126

Chapitre IV Etude dynamique

IV.1.Introduction.....	130
IV.2.Méthode de calcul	130
IV.3.Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	135
IV.4 Modélisation et résultats.....	136
IV.5. Conclusion.....	145

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

IV.1.Introduction.....	146
V.2.Etude des poteaux.....	146
V.3 .Etude des poutres.....	160
V.4.Etude des voiles.....	171
V.5.Conclusion	185

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1. Introduction.....	186
VI.2. Choix du type des fondations.....	186

VI .3.Combinaisons d'actions à considérer.....	186
VI .4. Etude des fondations	186
VI.5.Voile périphérique	204
Conclusion.....	209
Conclusion général	

Liste des figures

Figure I. 1: <i>Diagramme contraintes-déformations pour le béton</i>	10
Figure II. 1: <i>plancher à corps creux</i>	14
Figure II. 2: <i>dalle sur deux appuis</i>	16
Figure II. 3 <i>dalle sur trois appuis</i>	16
Figure II. 4: <i>Schéma d'une dalle sur 4 appuis</i>	16
Figure II. 5: <i>Schéma d'une poutrelle</i>	17
Figure II. 6: <i>schema terminologie d'escalier</i>	18
Figure II. 7: <i>escalier a deux volets</i>	20
Figure II. 8: <i>schema statique de la volet.</i>	20
Figure II. 9: <i>schema statique de la volé.</i>	20
Figure II. 10: <i>schema statique de la 1^{ere} volée.</i>	21
Figure II. 11: <i>schema statique de la 2^{eme} volée.</i>	22
Figure II. 12: <i>acrotère.</i>	23
figure II. 13: <i>hauteur libre d'etage</i>	26
figure II. 14: <i>Disposition des poutrelle pour le RDC</i>	31
figure II. 15: <i>Surface qui revient au poteau A</i>	32
figure II. 16: <i>Surface qui revient au poteau B</i>	35
Figure III. 1: <i>diagramme des moments des appuis pour une poutre a 2 travées</i>	43
Figure III. 2: <i>diagramme des moments des appuis pour une poutre a plus 2 travées</i>	43
Figure III. 3: <i>diagramme des efforts tranchants pour une poutre a 2 travées</i>	44
Figure III. 4: <i>diagramme des efforts tranchants pour une poutre a plus 2 travées</i>	44
Figure III. 5: <i>schema de disposition des poutrelles</i>	45
Figure III. 6: <i>schéma de ferrailage de la dalle de compression</i>	69
Figure III. 7: <i>Schéma de la dalle</i>	69
Figure III. 8: <i>Schéma statique de la console</i>	70
Figure III. 9: <i>ferrailage de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis</i>	72
Figure III. 10: <i>schema de la dalle</i>	73
Figure III. 11: <i>schema de ferrailage de la dalle sur 3 appuis</i>	77
Figure III. 12: <i>schema de la dalle</i>	77
Figure III. 13: <i>schéma du ferrailage de la dalle sur 3 appuis</i>	80
Figure III. 14: <i>schema de la dalle</i>	80
Figure III. 15: <i>schéma du ferrailage de la dalle sur 4 appuis</i>	85

Figure III. 16:coupe transversale de l'acrotère	86
Figure III. 17:section a ferrailer	89
Figure III. 18:schéma du ferrailage de l'acrotère(terrasse inaccessible)	92
Figure III. 19:cage d'ascenseur	92
Figure III.20:schéma représente la surface d'impact	96
Figure III.21:vue en coupe du ferrailage de la dalle	101
Figure III.22:schéma statique de 1 ^{ere} volée	101
Figure III.23:schéma de ferrailage de la 1 ^{ere} volée.....	104
Figure III.24:schéma statique de la poutre brisée.....	104
Figure III.25:schéma de ferrailage de la poutre brisée	108
Figure III.26:schéma statique de 2 ^{eme} volée	108
Figure III.27:schéma ferrailage de la 2 ^{eme} volée.....	112
Figure III.28:schéma ferrailage des escaliers.....	116
Figure III.29:schéma statique du la poutre palière	117
Figure III.30:section creuse équivalente	119
Figure III.31:ferrailage de la poutre palière.....	121
Figure III.32:schéma ferrailage des escaliers.....	125
Figure III.33:schéma ferrailage de la poutre de chaînage	129
Figure IV.1 :disposition des voiles	136
Figure IV. 2:1 ^{er} mode (translation suivant Y)	138
Figure IV. 3:2 ^{em} mode (translation suivant X).....	138
Figure IV. 4:3 ^{em} mode (torsion autour de Z)	139
Figure V. 1 zone nodale	147
Figure V. 2:section du poteau a étudier	158
Figure V. 3:zone nodale	166
Figure V.4 :disposition des voiles	174
Figure V.5:..schéma de ferrailage de voile (Vx1)	185
Figure VI. 1:schéma d'une semelle isolée.....	187
Figure VI. 2:schéma d'une semelle filante	188
Figure VI. 3:schéma de rupture de la dalle du radier	193
Figure VI. 4:schéma de ferrailage du radier	197
Figure VI. 5:schéma transmises aux nervures principales du radier	198
Figure VI. 6:charges transmises aux nervures transversales du radier.....	199
Figure VI. 7:section a ferrailer	200

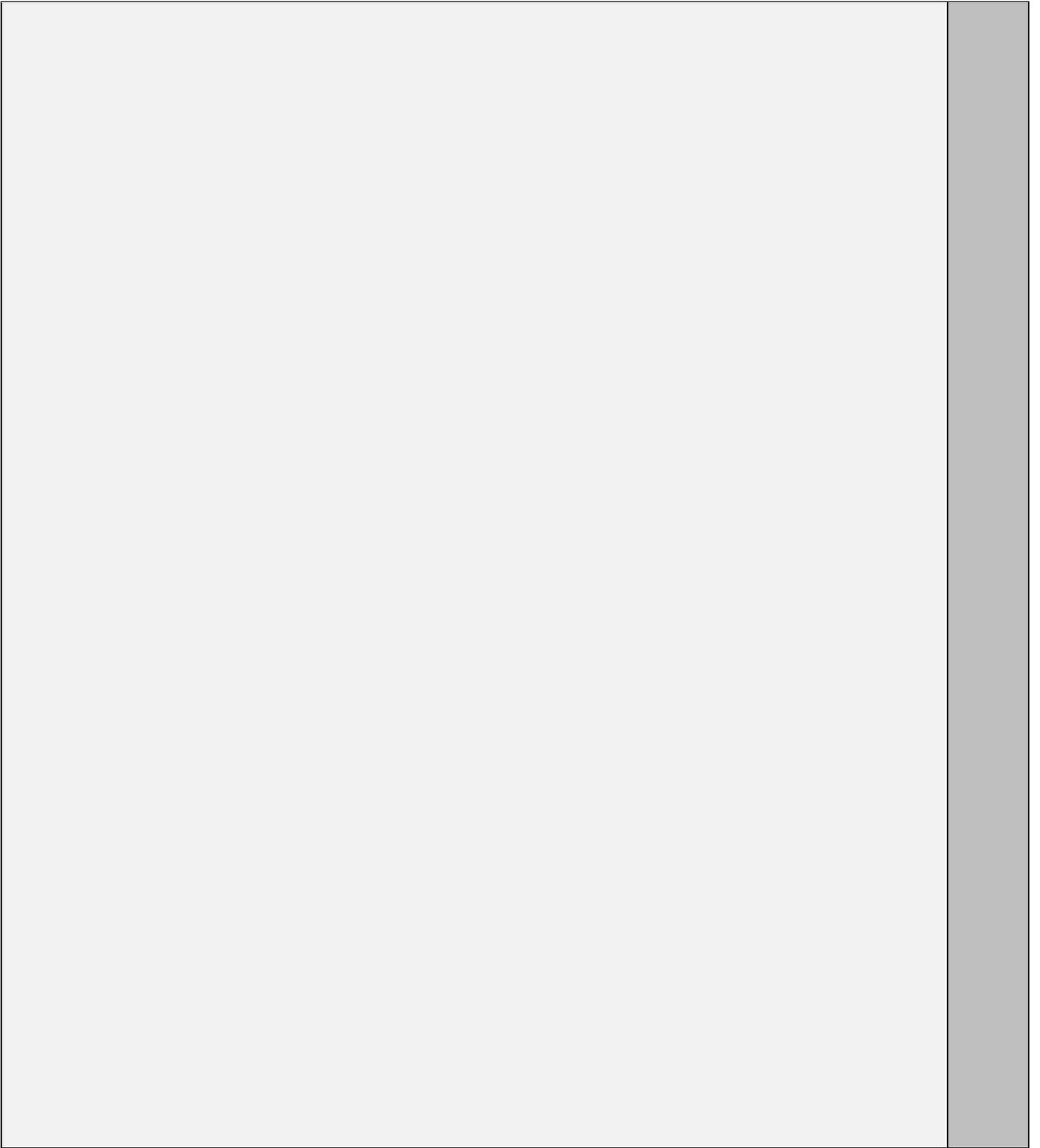
Figure VI. 8:voile périphérique	204
Figure VI. 9:répartition des contraintes sur le voile.....	205
Figure VI. 10:schéma de dérailage de voile périphérique	209

Liste des tableaux

Tableau II.1: Résultat de calcul pour l'escalier type 2	21
Tableau II.2. Charge permanente revenant à l'acrotère	23
Tableau II.3 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	27
Tableau II.4 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.	27
Tableau II.5 : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.	28
Tableau II.6. Évaluation des charges dans les murs extérieurs.	28
Tableau II.7. Évaluation des charges du palier.	29
Tableau II.8. Évaluation des charges de la volée	29
Tableau II.9. Évaluation des charges de la dalle pleine.	30
Tableau II.10. Surcharge d'exploitation	30
Tableau II.11: descente des charges de différent niveau.	31
Tableau II.12. Poids propre des poteaux.	32
Tableau .II.13. les charges revenant au poteau A	33
Tableau .II.14. les charges revenant au poteau B.	36
Tableau II.15. Vérification de critère de résistance.	38
Tableau II.116. Vérification de critère de stabilité de forme	46
Tableau .III.1 Les différents Types de poutrelles	46
Tableau .III.2. Combinaisons d'action	48
Tableau .III.3. Sollicitations à l'ELU (type7)	49
Tableau .III.4. Les moments isostatiques max en travées	50
Tableau .III.5. Sollicitations à l'ELU (type 12)	52
Tableau .III.6. Sollicitations à l'ELS (type 12)	53
Tableau .III.7. _Calcul des moments isostatique et moment en travée	54
Tableau .III.8. _Moment et effort tranchant au niveau des appuis	55
Tableau .III.9. Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles	56
Tableau .III.10. Les Sollicitations maximales	65
Tableau .III.11. Calcul des sections d'armatures des poutrelles.	66
Tableau .III.12. Vérification des armatures longitudinale au cisaillement	66
Tableau .III.13. Vérification des états limite de compression du béton	66
Tableau .III.14 . vérification des états limite de déformation.	67
Tableau.III.15. Schéma de ferrailage des poutrelles	70
Tableau III.16. Résultats de ferrailage du 1 ^{er} type de dalle	75
Tableau .III.17. Récapitulation de ferrailage	78
Tableau III.18: calcul du ferrailage de la dalle sur 3 appuis	83
Tableau III.19 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis	84
Tableau III.20: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis	86
Tableau III.21. Charge permanente revenant à l'acrotère	87
Tableau III.22. Combinaisons d'action de l'acrotère	95
Tableau III.23. Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur	96
Tableau III.24. Vérification des contraintes	98
Tableau III.25. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur	102
Tableau III.26. Résultats de ferrailage de la 1 ^{ère} volée	105
Tabl.III.27. ferrailage de la poutre brisé	110
Tableau III.28. Tableau de ferrailage de la 2eme volée	111
Tableau III.29. Vérification de la contrainte dans le béton	111
Tableau III.30. Evaluation de la flèche de la 2eme volée	115
Tableau III.31. ferrailage de la partie de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis	116
Tableau III.32. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	116
Tableau III.33. Evaluation de la flèche dans l'escalier	118
Tableau III.34. Calcul des armatures principales	120
Tableau III.35. Vérification des contraintes du béton à l'ELS.	124
Tableau III.36. ferrailage de la partie de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis	125
Tableau III.37. Les résultats de calcul par la méthode de RDM	125
Tableau III.38. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier	125

Tableau III.39. Armatures longitudinales.	127
Tableau III.40. Evaluation de la flèche	129
Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q	131
Tableau IV.2 : Les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99 (Tableau 4.2)	133
Tableau IV.3 : Les valeurs du coefficient C_T	133
Tableau IV.4. <i>Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses</i>	137
Tableau IV.5. <i>Vérification sous charges verticales</i>	139
Tableau IV.6. <i>Vérification sous charges horizontales</i>	140
Tableau IV.7. <i>Vérification de l'effort normal réduit</i>	141
Tableau IV.8. <i>Vérification de la résultante des forces sismiques</i>	141
Tableau IV.9. <i>Vérification des déplacements</i>	142
Tableau IV.10. <i>Vérification de l'effet P-Δ</i>	144
Tableau .V.1 <i>armatures longitudinales (min et max) relatives aux prescriptions du RPA99/2003</i>	147
Tableau V.2 .Sollicitations dans les poteaux	149
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux	152
Tableau V.4 : Calcul les valeurs d'espacement(t).	153
Tableau V.5 : Calcul des armatures transversales	153
Tableau .V.6 : <i>Justification de l'effort normale ultime et l'effort normal maximum</i>	155
Tableau V.7. Vérification du flambement pour les poteaux	155
Tableau .V.8: Vérification des contraintes	157
Tableau .V.9: <i>Vérification des contraintes tangentielles</i>	157
Tableau V.10: les sollicitations les plus défavorables suivant les 2 sens et pour les 2 situations	162
Tableau V.11: Résultats de calculs de ferrailages des poutres	162
Tableau V.12: Vérification des contraintes tangentielles	164
Tableau .13: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	165
Tableau V.14: Vérification de l'état limite de compression	165
Tableau V. 15: Vérification de la flèche pour les poutres.	166
Tableau. V.16 . <i>Moment résistant dans les poteaux</i>	166
Tableau. V.17. Moment résistant dans les poutres	167
Tableau. V.18. Vérification des zones nodales.	167
Tableau V.19. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x1})	175
Tableau V.20. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x2})	175
Tableau V.21. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x3})	175
Tableau V.22. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x4})	176
Tableau V.23. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y1})	176
Tableau V.24. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y2})	176
Tableau V.25. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y3})	177
Tableau V.26. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y1})	177
Tableau. V.27. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x1}) dans tous les niveaux	179
Tableau. V.28. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x2}) dans tous les niveaux	179
Tableau. V.29. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x3}) dans tous les niveaux	180
Tableau. V.30. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x4}) dans tous les niveaux	181
Tableau. V.31. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y1}) dans tous les niveaux	182
Tableau. V.32. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y2}) dans tous les niveaux	183
Tableau. V.33. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y3}) dans tous les niveaux	183
Tableau. V.34. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y4}) dans tous les niveaux	184
Tableau VI. 1: Section des armatures du radier.	193
Tableau VI. 2: Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.	195
Tableau VI. 3: résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier.	196
Tableau VI. 4: Vérification des contraintes du radier	196
Tableau VI. 5: Sollicitations de la nervure principale.	199
Tableau VI. 6: <i>Sollicitations de la nervure transversale.</i>	199
Tableau VI. 7: Résumé des résultats du ferrailage.	200
Tableau VI. 8: Vérification de l'effort tranchant.	201

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes	201
Tableau VI. 10: résumé des résultats de ferrailage à l'ELS de la nervure	202
Tableau VI. 11: vérification des contraintes à l'ELS de la nervure	202
Tableau. VI.12. Section des armatures du voile périphérique.	206
Tableau.VI.13. Résultats de calcul et vérification à l'ELS.	208



Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste; il englobe les travaux publics et le Bâtiment. Il comprend notamment:

- Le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciel,
- Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, canaux, ports, tunnels, etc..;
- Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc...

Le présent projet entre dans le cadre du gros œuvre, consiste à étudier une tour R +8+2 entresol+sous-sol contreventée par un système mixte "voiles-portiques". Le travail a été partagé en 2 parties principales:

La première partie est l'étude de la superstructure, et qui contient:

- généralités sur les matériaux;
- pré dimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments;
- calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers,...);
- étude dynamique de la structure (période, interaction,...);
- étude des éléments structuraux (poteaux, poutres,...);

La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure, et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

I.1. Introduction

L'ingénieur en génie civil doit disposer de connaissances de base sur lesquelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière réponde à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré. A cet effet, nous allons consacrer ce chapitre à quelques rappels et descriptions primordiales à l'étude de notre projet.

I.2. Présentation et implantation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre projet de fin d'étude est un bâtiment en R+8 étages +2 entresols+1 sous-sols, cette structure est destinée à usage d'habitation, commerce et service ; classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne) selon la classification de le RPA 1999 version 2003 (article 3.2).

Il sera implanté sur un terrain abrupt situé au lieu-dit **BOUHLOU** dans la localité **Sidi Aich**, wilaya de Bejaïa, classé par le RPA 1999 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa, article 3.1).

L'objectif principal de ce projet est l'étude et le calcul de ces éléments de résistance et de contreventement (contreventement mixte portiques-voiles).

I.3. Caractéristiques géométriques et architecturales de l'ouvrage :

Cet ouvrage représente la particularité de l'irrégularité en plan pour tous les niveaux, ses caractéristiques géométriques sont les suivantes :

- Hauteur totale du bâtiment **37,74 m.**
- Hauteur du RDC **3,06 m.**
- Hauteur du sous-sol et des 2 entresols **3,40 m.**
- Hauteur des étages..... **3,06 m.**
- Largeur du bâtiment**14,55 m.**
- Longueur du bâtiment**22,00 m.**

I.3.1. Données de site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 1.8\text{bars}$.
- L'ancrage minimal des fondations : **D=3 m.**

I.4. Le système de contreventement :

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé.

L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a), les trois conditions qui suivent doivent être vérifiées pour que ce système de contreventement choisi concorde avec notre structure :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales 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;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.5. Définition des éléments de l'ouvrage :

I.5.1. Les planchers :

Ce sont des aires planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux et voiles), raison pour laquelle il est important de savoir si la présence des trémies de grandes dimensions n'est pas susceptible de les empêcher de jouer ce rôle.

a) Les planchers en corps creux :

Pour cette structure, tous les planchers des étages courants et le rez-de-chaussée seront semi préfabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé,

rendant l'ensemble monolithique. Les portes à faux, les deux sous-sols ainsi que les paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

b) Les planchers en dalles pleines :

Ce sont des éléments porteurs, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

Les balcons ainsi que les paliers des escaliers seront réalisés pas ce type de plancher.

I.5.2. Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts transmis par les poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de flèche.

I.5.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé rectangulaires, carrés ou circulaire destinés à recouvrir les efforts verticaux apportés par les poutres, leur section est déterminée sous l'effet de la compression simple.

I.5.4. les portiques :

Ce sont des cadres rigides en béton armé composés de poteaux et poutres formant une structure rigidement liée, offrant ainsi une stabilité et un système de contreventement pour l'ossature du bâtiment.

I.5.5. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

I.5.6. L'infrastructure :

Le choix du type de fondation dépend de la capacité portante du sol et des charges transmises par la superstructure à ce dernier, on choisira le type de fondation approprié au bâtiment après l'étude de la superstructure.

I.5.7. La terrasse :

Notre projet comporte une terrasse inaccessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouches.

I.5.8. Les voiles :

Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.5.9. Les murs soutènements :

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raid, dans notre cas l'ouvrage de soutènement ne comprend que les parois verticales qui équilibrent les poussées des terres et les transmet à la structure porteuse (fondations). C'est le cas courant d'un voile extérieur de sous-sol lié à une structure. Il se peut aussi qu'il assure le rôle de transmission au sol de fondation de charges verticales en provenance de la superstructure.

I.5.10. Les éléments de remplissages :

Les éléments de remplissages seront réalisés pour :

- Les murs extérieurs en briques creuses à doubles parois extérieure et intérieure d'épaisseur 15cm et 10cm respectivement, elles sont séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour une bonne isolation thermique et acoustique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

I.5.11. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse qui va servir comme garde du corps.

I.6. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- Le Règlement Parasismiques Algérien (RPA 99/version 2003) ;
- Le Code du béton armé (CBA 93) ;
- Le document technique réglementaire (DTR BC 2.2 ; Charges et surcharges) ;
- Les Règles de calcul des fondations superficielles (DTR BC 2.331) et les DTU ;
- Le béton armé aux états limites (BAEL 91).

I.7. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 :

Le matériau béton par nature non homogène associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la résistance des matériaux (RDM). C'est pourquoi des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement *BAEL* (Béton Armé aux

Etats Limites). La dernière version majeure date de 1991 mais des petites modifications ont été réalisées depuis.

Ces règles, basées sur la théorie des états limites, sont applicables à tous les ouvrages en béton armé dont le béton est constitué de granulats naturels normaux et dont le dosage en ciment est au moins égal à 300 kg/m^3 .

I.8. Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.8.1 Etat limite ultime ELU :

Cet état correspond à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, son dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites ultimes :

- Etat limite de l'équilibre statique.
 - Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
 - Etat limite de stabilité de forme (flambement).
- } Art (A .4.3, p31-40) [1]

I.8.2. Etat limite de service ELS :

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

Il y'a trois (03) états limites de service :

- Etat limite d'ouverture des fissures ;
 - Etat limite de déformation : flèche maximale ;
 - Etat limite de compression du béton.
- } Art (A.4.5) [1]

I.9. Les actions :

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

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

I.9.1. Définitions :

a) Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
 - Le poids des équipements fixes.
 - Les forces de poussée des terres et des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure : le retrait et le tassement différentiel des appuis.
- } Art (A.3.1. 2) [1]

b) Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitation fixées par le règlement en vigueur.
 - Charges appliquées durant l'exécution.
 - Charges climatiques (vent, neige).
 - Effets dus à la température.
- } Art (A.3.1.3) [1]

c) Actions accidentelles (FA) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, explosion, ...etc.)Art (A.3.1.4) [1].

I.9.2. Les valeurs de calcul des actions :

Des erreurs de mise en œuvre, de calcul, les anomalies sur les matériaux utilisés ainsi que les hypothèses sur lesquelles sont fondés les calculs dans le domaine de la construction nous entraînent souvent à des résultats erronés, pour cela, il est primordial d'associer aux valeurs caractéristiques des actions des coefficients de sécurité qui tiennent compte de ces approximations. Les valeurs ainsi obtenues sont celles qui seront adaptées pour le calcul des actions, puis de combiner ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

I.9.3. Combinaisons d’actions :

I.9.3.1. Combinaison d’actions à l’ELU :

• **Situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est : $1,35G_{max}+G_{min}+1,5Q_1+\sum 1.3 \psi_{oi} Q_i$ (Art: A.3.3.1) [1]

Avec : G_{max} : l’ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : l’ensemble des actions permanentes favorables.

$\psi_{oi} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

• **Situations accidentelles**

$1,35G_{max}+G_{min}+FA+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i (i>1)$ (Art: A.3.3.2) [1]

FA : forces accidentelles.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d’une action variable.

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

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

I.9.3.2. Combinaison d’action à l’ELS :

$G_{max}+ G_{min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$ Article(A.3.3.3) [1]

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l’effet de la température.

Avec : G_{max} : l’ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : l’ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d’accompagnement.

I.9.3.3. Combinaisons de calcul :

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

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \\ \\ \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1,2 E. \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0,8G \pm E. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

I.10. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

I.10.1. Le béton

I.10.1.1. Définition

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

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

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C). C'est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

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

I.10.1.2. Caractéristiques du béton :

➤ **Résistance mécanique à la compression** f_{c_j} :

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

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa. **(BAEL91/Art 2.1, 11)**

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

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (j} \leq 28 \text{ jours)} \\ f_{cj} &= \frac{j \times f_{c28}}{1,40 + 0,95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (j} > 28\text{jours)} \end{aligned} \right\} \text{Art (A.2.1. 11) [1]}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$.

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

➤ **Résistance à la traction** f_{tj}

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa} \quad \text{Art (A.2.1.12) [1]}$$

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

I.10.1.3. Les valeurs de calcul à la compression :

- **La contrainte limite à l'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24\text{h.} \\ 0,9 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est} \\ & \text{comprise entre 1h et 24h.} \\ 0,85 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

..... Art (A.4.3.41) [3]

• La contrainte limite à l'ELS :

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Art (A.4.5.2) [1]}$$

I.10.1.4. Le diagramme des contraintes-déformations :

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

Dans le cas où la section n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser le diagramme simplifié (rectangulaire)

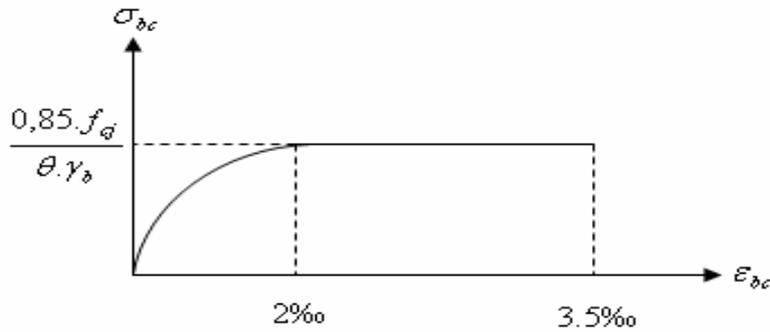


Figure .I.2: Diagramme contrainte-déformation pour le béton.

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

- 2⁰/‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3,5⁰/‰ : en flexion simple ou composée.

Pour : $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/‰$ $f_{bc} = 0,25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} (4 * 10^3 * \epsilon_{bc})$.

$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5^0/‰$ $f_{bc} = f_{bu} = 0,85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$

I.10.1.5. Le module de déformation longitudinale du béton :

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le

module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$

..... Art (A.2.1.2.1) BAEL91

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton comprenant le retrait et le fluage à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$

..... Art (A.2.1.2.2) [1]

- Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

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

$$\begin{cases} E_{ij} = 32164 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818 \text{ MPa} \end{cases}$$

I.10.1.6. La contrainte ultime de cisaillement (du béton) :

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

- $\tau_{adm} = \min (0,20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible
 - $\tau_{adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable
- } Art(A.5.2.11) [1]

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

- $\tau_{adm}=3,33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.
- $\tau_{adm}=2,50\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

I.10.2. L'Acier :

I.10.2.1. Définition :

L'acier est fabriqué à partir du Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

I.10.2.2. Les différents types d'aciers :

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

- **Les ronds lisses (R.L) :**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont

négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50 mm.

- $f_e=215\text{Mpa}$ (contrainte à la limite élastique) ;
- $f_u=330$ à 490Mpa (contrainte à la limite de rupture) ;
- $f_e=235\text{MPa}$;
- $f_u=410$ à 490MPa ;
- Coefficient de fissuration: $\eta=1$.

- **Les aciers à haute adhérence (H.A) :**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et les mêmes diamètres que les R L.

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

- Limite élastique: $f_e=400\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible: $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration: $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité: $\gamma_s=1,15$
- Module d'élasticité: $E_s = 2,10^5 \text{ MPa}$.

- **Les treillis soudés (T.S) :**

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

- TL50 ($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e=500\text{Mpa}$.
- TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{Mpa}$.

I.10.2.3. La contrainte limite des aciers :

Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- | | | |
|---|-------------------|--|
| { | • $\gamma_s=1$ | situation accidentelle (choc et séisme). |
| | • $\gamma_s=1,15$ | situation durable ou transitoire. |

Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \dots\dots\dots \text{Art (A.4.5.3.3) [3]}$$

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

- Cas où la fissuration est très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \dots\dots\dots \text{Art (A.4.5.3.4) [3]}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1,6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6 \text{ mm}$.

CONCLUSION :

La faible résistance du béton a la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction.

II.1. Introduction

Afin de procéder aux différents calculs de résistance (ELU), de stabilité et de durabilité (ELS) des éléments porteurs et non porteurs d'une structure, un pré dimensionnement préalable de ces derniers s'exige.

Cette étape (qui fera l'objet de ce second chapitre) est régie par des lois empiriques issues d'un grand nombre d'essais et d'expérience vécues dans l'univers du génie civil, ces lois sont définies rigoureusement dans les règlements en vigueur (RPA 99\ version 2003, BAEL 91 et CBA93). Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux + voiles → fondations → sol.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux (secondaires) :**II.2.1. Les planchers :****II.2.1.1. Les planchers à corps creux :****Définition :**

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

➤ Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93. Article : **B-6-8-4, 2-4**):

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

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

h_t : hauteur du plancher.

$L_{\max} = 372 - 30 = 342 \text{ cm}$;

$$h_t \geq \frac{342}{22,5} = 15,2 \text{ cm.}$$

Donc, on adoptera des planchers à corps creux avec une épaisseur de $h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$.

Avec : $h = 16 \text{ cm}$: hauteur du corps creux ;

$h_0 = 4 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

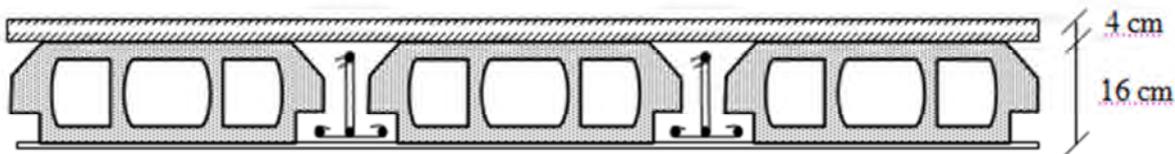


Figure II.1 : plancher à corps creux.

II.2.1.2. Les planchers en dalles pleines :

Définition :

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).

➤ Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

Critère de résistance

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

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

Avec $\rho < 0.4$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 4 appuis et 3 appuis.}$$

Avec $\rho > 0.4$

Avec $\rho = L_x/L_y$

➤ **Critère de coupe-feu :**

(CBA93)

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu ;

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

avec : e = épaisseur de la dalle.

➤ **Isolation phonique :**

$e \geq 13 \text{ cm}$

Dans ce projet on distingue trois types de dalle pleine.

❖ **Dalle sur 2 appuis :**

On a : $L_x = 1.40 \text{ m}$; $L_y = 3.60 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow \frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30}$$

$$4 \text{ cm} \leq e \leq 4.66 \text{ cm}$$

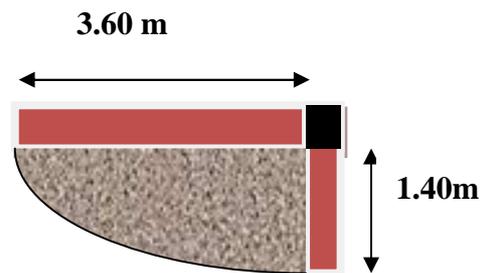


Figure II. 2: Les dalles sur deux appuis

❖ **Dalle sur 3 appuis :**

on a : $L_x = 2.25 \text{ m}$; $L_y = 2.8 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{225}{45} \leq e \leq \frac{225}{40}$$

$$5 \text{ cm} \leq e \leq 5.62 \text{ cm}$$

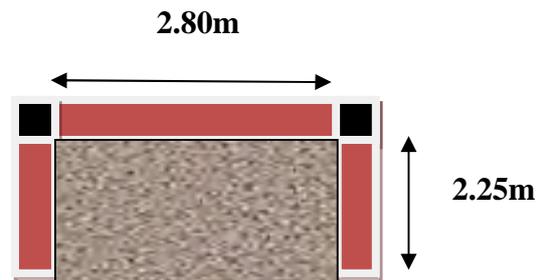


Figure II. 3: Les dalles sur trois appuis

❖ **Dalle sur 4 appuis :**

On a $L_x = 2.3 \text{ m}$; $L_y = 3.4 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{230}{45} \leq e \leq \frac{230}{40}$$

$$5.11 \text{ cm} \leq e \leq 5.75 \text{ cm}$$

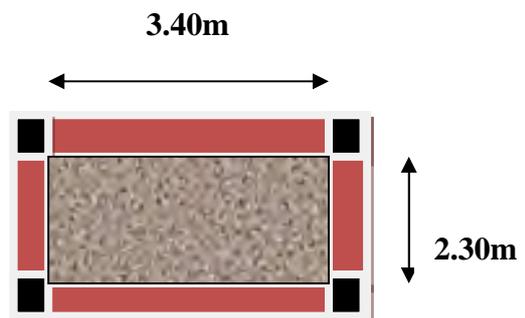


Figure II. 4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition coupe-feu, d'où on opte pour une épaisseur :

$e = 15 \text{ cm}$

II.2.2. Les poutrelles :

Définition :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales sur lesquelles elles se reposent.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend des deux critères suivants :

➤ **Critère de la plus petite portée :** les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

➤ **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon la plus petite portée

b : largeur de la table de compression.

b_0 : largeur de la nervure.

h_t : hauteur total de la poutrelle.

h : épaisseur de plancher = 16+4 cm.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0=4\text{cm}$).

L_x : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : distance minimale entre nus d'appui de deux poutres principales.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$

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

$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$ CBA93 (ART A.4.1.3)

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures successives.

$L_y = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$.

$b_1 \leq \min (55/2, 320/10) \rightarrow b_1 \leq \min (27.5; 32)$

$b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$b = 2 b_1 + b_0 \rightarrow b = (2 \times 27.5) + 10 = 65$

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

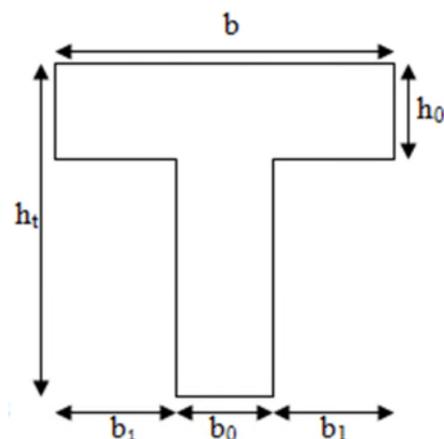


Figure II.5 : schéma d'une poutrelle.

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

II.2.3. Les murs :

II.2.3.1. Définitions :

Les murs sont des éléments qui assurent l'isolation thermique, phonique et acoustique, offrent l'intimité aux occupants et ont des fins esthétiques.

II.2.3.2. Les murs extérieurs :

Ils seront réalisés en double cloisons de brique (extérieur en brique de 15 cm d'épaisseur et intérieur en celle de 10 cm d'épaisseur) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, des revêtements en enduit plâtre et ciment sont à prévoir.

II.2.3.3. Les murs intérieurs :

Leur rôle principal dans un bâtiment est l'assurance du confort (intimité) aux locataires. Ils seront exécutés en une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur vêtues d'une couche d'enduit plâtre de 1,5 cm d'épaisseur.

II.2.4. Les escaliers :

II.2.4.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches et de contremarches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. La figure II.3. montre les différents éléments constituant un escalier :

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

(2) : L_0 (Longueur projetée de la volée)

(3) : g (Giron)

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

(5) : H (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

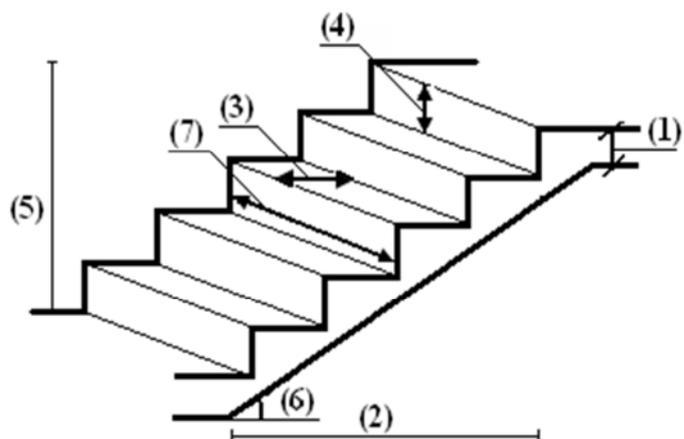


Figure II.6 : Schéma terminologie d'escalier.

(7) : (Emmarchement)

II.2.4.2. Pré dimensionnement des escaliers :

La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.

La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLANDEL qui les lie est : $59 \leq 2h+g \leq 66$ cm.

Tel que :

$$n = H/h$$

$$L_0 = (n-1) g$$

n : le nombre de contre marche sur la volées.

$n-1$: le nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

L_0 : Longueur projeté de la volée.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur de palier.

L : longueur total de l'escalier ($L=L_v + L_p$).

e : épaisseur de l'escalier.

II.2.4.3 Les différents types d'escaliers :

On distingue dans notre projet trois types d'escalier :

- Escaliers droits à deux volées, du 2^{ème} entresols jusqu'à au 1^{ère} entresols .
- Escaliers à deux volées et au quartier tournant de RDC jusqu'au dernier étage.
- Escalier droits du 2^{ème} entresols jusqu'a 1^{ère} entresols .

❖ 1^{er} type d'escalier:

❖ Escalier à deux volées :

On a $L_0 = 270$ cm ; $H = 170$ cm.

$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64+2 \times 170+270) n + 2 \times 170 = 0$$

$$64n^2 - 674n + 340 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 10$.

Le nombre de marche est : $n-1 = 9$

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

• **Vérification de la loi de BLONDEL**

$$59 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 2 * 17 + 30 \leq 65 \dots \dots \dots (\text{Vérfié}).$$

- **Inclinaison de la paillasse :** $\text{tg } \alpha = \frac{1.70}{2.70} \Rightarrow \alpha = 32.19^\circ$

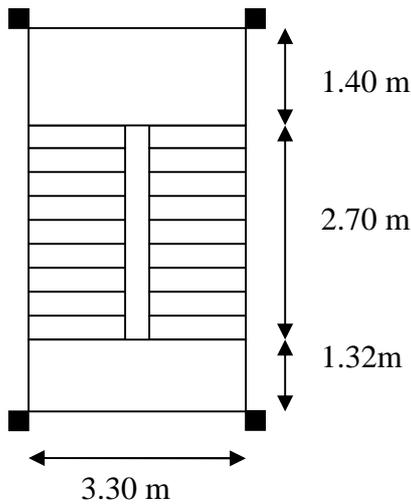


Figure II.7: Escalier à deux volets.

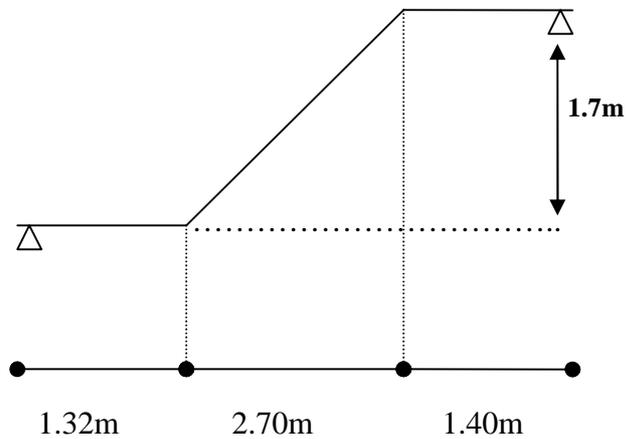


Figure II. 8: Schéma statique de la volée.

- **L'épaisseur de la paillasse :**

La détermination de l'épaisseur de la paillasse est faite en l'assimilant à une poutre simplement appuyée.

$$\Rightarrow \frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad L = [(2.70)^2 + (1.70)^2]^{1/2} = 3.19 \text{ m}$$

$$\frac{3.19}{30} \leq e \leq \frac{3.19}{20} \Rightarrow 10.63 \leq e \leq 15.95 \text{ cm} \quad \text{Soit } e = 14 \text{ cm.}$$

❖ **2ème type descalier:**

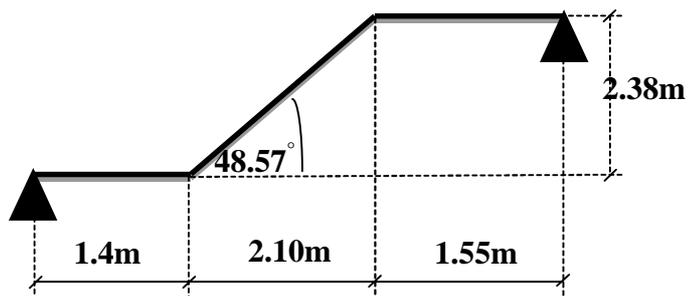


Figure II. 9: Schéma statique de la volée.

Tout les resultats de l'escalier type2 sont recapitules dans le tableau suivant:

Tableau II. 1:Résultat de calcul pour l'escalier type 2

N	n-1	g (cm)	h (cm)	α (°)	e (cm)
8	7	30	17	48.57	18

❖ **3éme types d'escalier :**

Pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 2 volées :

➤ **Première volée :**

Elle se calcule comme une console encastrée dans la poutre brisée comme l'indique la figure suivante :

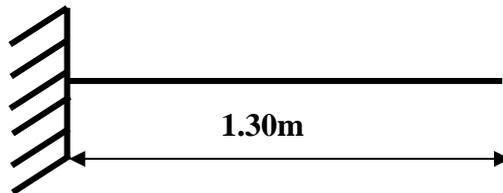


Fig. II.10. Schéma statique de la 1^{ère} volée

• **Calcul de nombre de marche et de contre marche**

On a $L_0 = 3.1$ m; $H = 1.87$ m.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.87 + 3.1)n + 2 \times 1.87 = 0$$

$$64n^2 - 748n + 374 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : **n=11**

Le nombre de marche est : **n-1=10**

• **Calcul de giron(g) et la hauteur de contre marche(g)**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{3.10}{10} = 31 \text{ cm} \Rightarrow g = 31 \text{ cm.}$$

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

• **Epaisseur de la paillasse**

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

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

On prend $e = 14 \text{ cm}$.

• **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 2 * 17 + 31 \leq 65 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{(Vérifié).}$$

➤ **Deuxième volée :**

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

$$L_0 = 1.8 \text{ m}; H = 1.19 \text{ m.}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 * 1.19 + 1.8)n + 2 * 1.19 = 0$$

$$64n^2 - 440n + 238 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : $n = 7$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 6$

• **Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{1.80}{6} \Rightarrow g = 30 \text{ cm} \\ h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{1.19}{7} \Rightarrow h = 17 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm}$$

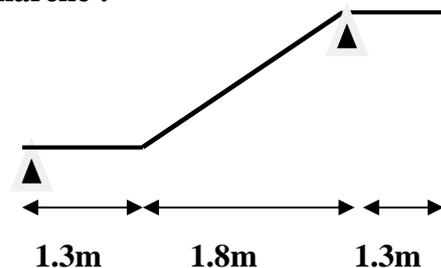


Fig. II.11. Schéma statique de la 2^{ème} volée

• **Epaisseur de la paillasse :**

$$\text{La longueur développée est : } L = L_v + L_p$$

Avec : L_v : Longueur de la volée

L_p : Longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2}$$

$$L = 2.6 + \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} = 3.75 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{375}{30} \leq e \leq \frac{375}{20} \Rightarrow 12.5cm \leq e \leq 18.75cm$$

$e \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe-feu.

On prend $e = 14cm$

• **Vérification de la loi de BLONDEL**

$$59 \leq 2h + g \leq 65cm \Rightarrow 59 \leq 2 * 17 + 30 \leq 65 \Rightarrow 59 cm \leq 64 \leq 65 cm \dots \text{verifiée}$$

II.3. L'acrotère :

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

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend $H = 60cm$

$$S = 0.15 \times 0.6 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + 0.07 \times 0.1.$$

$$S = 0.0985m^2.$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625KN / ml.$$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Tab II.2. Charge permanente revenant à

l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1

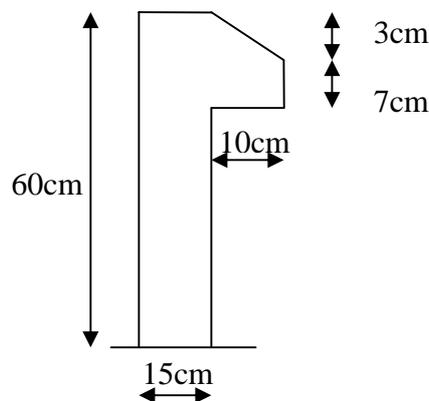


Fig. II.12. : Acrotère

II.4. Les poutres :

II.4.1. Les poutres principales : elle sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante : $L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10$

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

h : hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 545 - 30 = 515 \text{ cm}$)

D'où :

$$L_{max} = 515 \text{ cm} \rightarrow 34.33 \text{ cm} \leq h \leq 51.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

$$b = 30 \text{ cm}$$

on doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

$b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

II.4.2 Les poutres secondaires :

Elle sont parallèles aux poutrelles.

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 372 - 30 = 342 \text{ cm}$).

$$L_{max} = 342 \text{ cm} \rightarrow 22.8 \text{ cm} \leq h \leq 34.2 \text{ cm}.$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$.

$$b = 30 \text{ cm}.$$

on doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm condition vérifiée.} \\ h/b = 30/30 = 1 < 4 \text{ condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

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

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

II.5 .Les voiles :

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

- $e \geq h_e/20 \rightarrow$ pour les voiles simples.
- $e \geq 15$ cm.
- $L \geq 4e$

h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : longueur de voile

Pour le sous-sol et les 2 entresols : $h_e = 340 - 20 = 320$ cm $\rightarrow e \geq 16$ cm.

Pour le RDC et les étages courants : $h_e = 306 - 20 = 286$ cm $\rightarrow e \geq 14.3$ cm.

Conclusion partielle

L'épaisseur des voiles à prendre dans les calculs comme suit :

$e = 20$ cm pour le sous-sol et les 2 entresols.

$e = 15$ cm pour le RDC et les étages courants.

II.6. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charge.

L'effort normal normal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante :

a. Resistance à la compression : $\frac{Nu}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$

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

RPA99 (Art 7.4.1)

b. Stabilité de forme (flambement) :

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

CBA 93(Article B.8.4.1)

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad B_r = (h - d) \times (b - d)$$

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

λ : L'élanement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

N_u : l'effort normal de compression à ELU

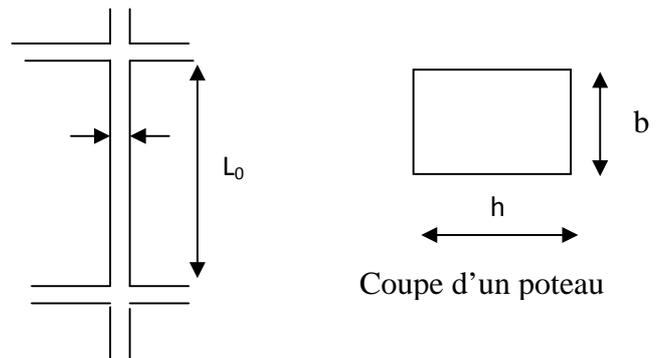


Fig. II.13. Hauteur libre d'étage

Les sections des poteaux préalablement adopté sont :

- Sous-sol+ les 2 entre-sols : $(b,h) = (50,45) \text{ cm}^2$.
- RDC et 1^{ème} et 2^{ème} étage : $(b,h) = (45,40) \text{ cm}^2$.
- 3^{ème} au 4^{ème} étage: $(b,h) = (40,35) \text{ cm}^2$.
- 5^{ème} au 6^{ème} étage: $(b,h) = (35,30) \text{ cm}^2$.
- 7^{ème} au 8^{ème} étage : $(b,h) = (30,30) \text{ cm}^2$.

II.7. Evaluation des charges et surcharges :

II.7.1. Plancher terrasse :

➤ La terrasse inaccessible :

Tableau II.3 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)
Gravillon roulé	4	0.80
Etanchéité	2	0.12
Papier kraft	/	0.05
Forme de pont (1.5%)	10	2.20
Plaque de liège	4	0.03
Pare vapeur	1	0.06
Film polyane	/	0.01
Corps creux	20	2.85
Enduit de ciment	1.5	0.27
Enduit de plâtre	2	0.2
Charge permanent		6.59

II.7.2. Plancher de l'étage courant :

Tableau II.4 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)
Cloisons de séparation	10	0.90
Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40

Lit de sable	2	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	20	2.85
Enduit de ciment	2	0.20
Charge permanente		5.11

II.7.3. Dalles pleines :

Tableau II.5 : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids surfacique(KN/m ²)
Plancher dalle pleine	15	3.75
Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Enduit de ciment	2	0.36
Garde –corps	/	1
Charge permanente		6.27

II.7.4. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

Tableau II.6 . Évaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit de plâtre	2	0.2
Briques creuses extérieur	15	1.30
Lame d'air	5	0.00
Briques creuses intérieur	10	0.90
Enduit de ciment	2	0.36
Charge permanente		2.76

II.7.5. Les escaliers :

❖ Palier :

Tableau II.7. Évaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Dalle en BA	14	3.5
Enduit plâtre	2	0.36
Charge permanente		5.02

❖ Volée :

Tableau II.8. Évaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement horizontale	2	0.40
Revêtement verticale	2	0.22
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Marches	17/2	1.87
Pailleasse	14/cos 32.19°	4.13
Enduit plâtre	1.5	0.27
Charge permanente		7.65

II.7.6. Dalle pleine autour de l'ascenseur :

Tableau II.9. Évaluation des charges de la dalle pleine.

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Enduit en ciment	1	18	0.18
Dalle pleine	15	25	3.75
Charge permanente			5.09

II.7.7. Surcharge d'exploitation :

Tableau II.10. Surcharge d'exploitation

	Etage Courant	Terrasse inaccessible	Balcon	Escalier	Dalle autour de L'ascenseur
Surcharges KN/m ²	1.5	1	3.5	2.5	2.5

II.8.Descente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement [8].

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les éléments porteurs verticaux les plus proches [8].

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements « **D.T.R.B.C.2.2** » qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge

d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différent niveaux peut être considérée comme indépendante» [8].

Tableau II.11:descente des charges de différent niveau.

Niveau	Dégression
N12	Q_0
N11	Q_0+Q_1
N10	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$
N9	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$
N8	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
N7	$Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
N6	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
N5	$Q_0+0.714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
N4	$Q_0+0.6875(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$
N3	$Q_0+0.6666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)+Q_9$
N2	$Q_0+0.65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)+Q_9+Q_{10}$
N1	$Q_0+0.625(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)+Q_9+Q_{10}+Q_{11}$

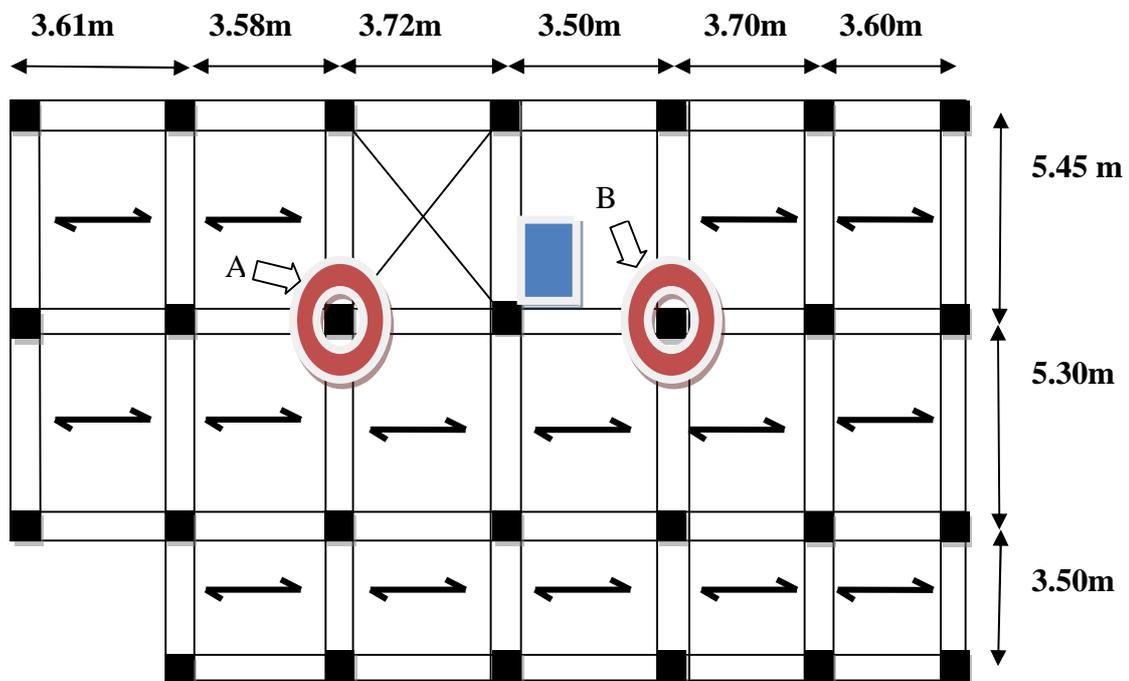


Fig.II.14. Disposition des poutrelle pour le RDC

Le calcul du poids propre des poteaux est donné dans le tableau suivant :

Tableau II.12.Poids propre des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Poids propre des poteaux G _{pot} (KN)
Sous-sol , 2 entre sol	50*45	$(0.50*0.45*3.40)*25 = 19.125$
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage	45*40	$(0.45*0.40*3.06)*25 = 13.77$
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	40*35	$(0.40*0.35*3.06)*25 = 10.71$
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	35*30	$(0.35*0.30*3.06)*25 = 8.03$
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	30*30	$(0.30*0.30*3.06)*25 = 6.885$

Descente de charge pour le poteau (A) :

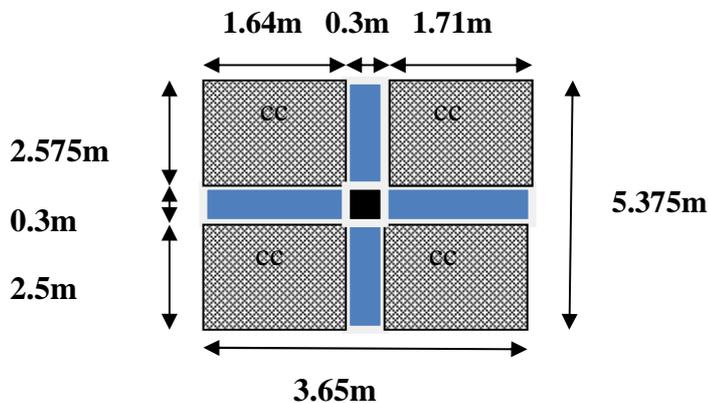


Figure. II .15. Surface qui revient au poteauA .

➤ **Exemple de calcul :**

Surface afférente du plancher $S = ((3.65-0.30) \times (5.375-0.30)) = 17 \text{ m}^2$.

Surface totale : $S = 3.65 \times 5.375 = 19.618 \text{ m}^2$

Surface de palier : $S = 0.9 \times 1.71 = 1.539 \text{ m}^2$

Surface de la volée : $S = 1.675 \times 1.55 = 2.596 \text{ m}^2$

Surface totale (cc) : $S = (5.075 \times 1.64) + (1.71 \times 5.075) = 17 \text{ m}^2$

G : Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.59 \times 17 = 112.03 \text{ KN}$.

G : Plancher étages : $G = 5.11 \times 17 = 86.87 \text{ KN}$

G : Poutres principales : $G = [0.4 \times 0.30 \times (5.375-0.3)] \times 25 = 15.225 \text{ KN}$.

G : poutre secondaire : $G = [0.30 \times 0.30 \times (3.65-0.3)] \times 25 = 7.537 \text{ KN}$.

Q : Terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 19.618 = 19.618 \text{ KN}$.

Q : étage courant : $Q = 1.5 \times 19.618 = 29.427 \text{ KN}$.

Q : pour les deux entresols et le sous sol : $Q = 2.5 \times (17+1.539+2.596) = 52.835 \text{ KN}$

Effort normale : $Nu = 1.35NG + 1.5NQ$.

Effort normale majoré : $N'u = 1.1 \times Nu$.

Tableau .II.13. les charges revenant au poteau A.

Niveau	Element	G(KN)	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	N'u(KN)
N12	Plancher	112.03	141.677	19.618	220.691	242.76
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.537				
	Poteau	6.885				
N11	Plancher	86.87	258.194	49.045	458.565	504.422
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.537				
	Poteau	6.885				
N10	Plancher	86.87	375.856	75.529	620.685	682.753
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.537				
	Poteau	8.03				
N9	Plancher	86.87	493.518	99.070	814.840	896.324
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.537				
	Poteau	8.03				
N8	Plancher	86.87	613.86	119.669	948.366	1043.203
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.537				
	Poteau	10.71				
	Plancher	86.87				

N7	Poutre p	15.225	734.202	137.326	1197.148	1316.863
	Poutre s	7.537				
	Poteau	10.710				
N6	Plancher	86.87	857.604	152.039	1385.810	1524.391
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.537				
	Poteau	13.77				
N5	Plancher	86.87	981.006	166.694	1574.385	1731.824
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.537				
	Poteau	13.77				
N4	Plancher	86.87	1104.408	181.446	1762.959	1939.255
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.537				
	Poteau	13.77				
N3	Plancher	86.87	1233.165	229.381	2008.844	2209.728
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.537				
	Poteau	19.125				
N2	Plancher	86.87	1389.506	278.308	2293.295	2522.624
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.537				
	Poteau	19.125				
	Volée	19.859				
	Palier	7.725				

N1	Plancher	86.87	1545.847	324.473	2573.60	2830.963
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.537				
	Poteau	19.125				
	Volée	19.859				
	Palier	7.725				

N a la base : $G = 1545.847 \text{ KN}$; $Q = 324.473 \text{ KN}$

$$\Rightarrow N_u = 2573.60 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N'_u = 2830.963 \text{ KN}$$

Descente de charge pour le poteau (B) :

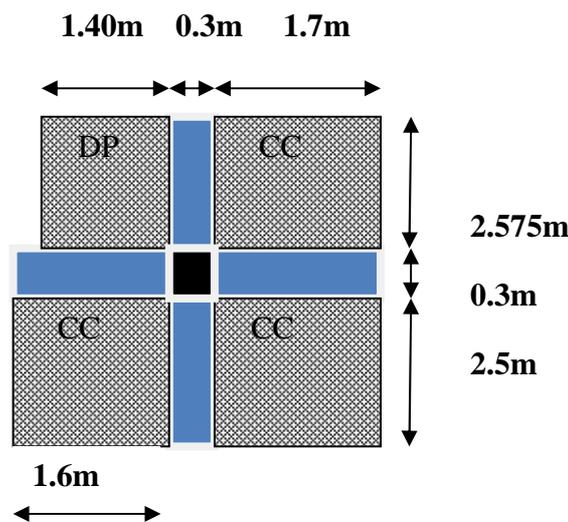


Figure. II .16. Surface qui revient au poteau B.

➤ Exemple de calcul :

Surface afférente du plancher (C.C) : $S = ((1.6 \times 2.5) + (1.7 \times 2.5) + (1.7 \times 2.575)) = 12.627 \text{ m}^2$

Surface afférente de plancher (D.P) : $S = 1.40 \times 2.575 = 3.605 \text{ m}^2$

Surface totale (cc) : $S = (5.375 \times 1.94) + (1.71 \times 2.8) = 14.443 \text{ m}^2$

G : Plancher terrasse inaccessible : $G = (12.627 \times 6.59) + (5.09 \times 3.605) = 101.561 \text{ KN}$.

G : Plancher étages : $G = (5.11 \times 12.627) + (5.09 \times 3.605) = 82.873 \text{ KN}$

G : Poutres principales : $G = [0.4 \times 0.30 \times (5.375 - 0.3)] \times 25 = 15.225 \text{ KN}$.

G : poutre secondaire : $G = [0.30 \times 0.30 \times (3.60 - 0.3)] \times 25 = 7.425 \text{ KN}$.

Q : Terrasse inaccessible : $Q = (1 \times 12.627) + (2.5 \times 3.605) = 21.639\text{KN}$.

Q : étage courant : $Q = (1.5 \times 12.627) + (2.5 \times 3.605) = 27.953\text{KN}$.

Q : pour les deux entresols et sous sol : $Q = 2.5 \times (12.627 + 3.605) = 40.58\text{KN}$

Effort normale : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$.

Effort normale majoré : $N'u = 1.1 \times N_u$.

Tableau .II.14. les charges revenant au poteau B.

Niveau	Element	G(KN)	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	N'u(KN)
N12	Plancher	101.561	131.096	21.639	209.438	230.318
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.425				
	Poteau	6.885				
N11	Plancher	82.873	243.504	49.592	403.118	443.430
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.425				
	Poteau	6.885				
N10	Plancher	82.873	356.882	74.749	593.914	653.305
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.425				
	Poteau	8.03				
N9	Plancher	82.873	470.435	97.112	780.755	858.830
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.425				
	Poteau	8.03				
N8	Plancher	82.873	586.668	116.679	967.020	1063.722
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.425				

	Poteau	10.71				
N7	Plancher	82.873	702.901	133.451	1149.092	1264.001
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.425				
	Poteau	10.71				
N6	Plancher	82.873	822.194	147.427	1331.102	1464.212
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.425				
	Poteau	13.77				
N5	Plancher	82.873	941.487	161.348	1513.029	1664.332
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.425				
	Poteau	13.77				
N4	Plancher	82.873	1060.780	175.268	1694.955	1864.450
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.425				
	Poteau	13.77				
N3	Plancher	82.873	1185.428	211.286	1917.258	2108.983
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.425				
	Poteau	19.125				
N2	Plancher	82.873	1310.076	248.154	2140.834	2354.918
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.425				
	Poteau	19.125				

N1	Plancher	82.873	1434.724	283.144	2361.593	2597.752
	Poutre p	15.225				
	Poutre s	7.425				
	Poteau	19.125				

N a la base : G = 1434.724 KN ; Q = 283.144 KN

$$\Rightarrow Nu = 2361.593 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N'u = 2597.752 \text{ KN}$$

Remarque :

On remarque que l'effort le plus défavorable est donné par le poteau (A).

Il faut vérifier les conditions suivantes :

❖ **Critère de résistance :**

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible [1].

Tel que :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} = \frac{N'u}{B} \leq \sigma_{adm} \\ \sigma_{adm} = (0.85 \cdot f_{c28}) / 1.5 \\ \sigma_{adm} = 14.2 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow B \geq \frac{N'u}{\sigma_{bc}}$$

Tableau II.15. Vérification de critère de résistance.

Niveau	N'u(KN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	Observation
N12	242.76	0.09	2.697	Vérifiée
N11	504.422	0.09	5.604	Vérifiée
N10	682.753	0.105	6.502	Vérifiée
N9	896.324	0.105	8.536	Vérifiée
N8	1043.203	0.14	7.451	Vérifiée
N7	1316.863	0.14	9.406	Vérifiée
N6	1524.391	0.18	8.468	Vérifiée

N5	1731.824	0.18	9.621	Vérifiée
N4	1939.255	0.18	10.773	Vérifiée
N3	2209.728	0.225	9.821	Vérifiée
N2	2522.624	0.225	11.211	Vérifiée
N1	2830.963	0.225	12.582	Vérifiée

❖ **Critère de stabilité de forme :**

- Vérification au flambement [3]

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

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

Avec :

B_r : section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} & \dots \dots \dots \lambda < 50 \\ 0.6(50/\lambda) & \dots \dots \dots 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

Tel que : $l_f = 0,7l_0$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{bh^3}{12}$

Avec : $l_f = 0.7 l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec : a : largeur de la section nette
b : hauteur de la section nette.

A_s : section d'armature.

D'après le BAEL 91 [4] : $A_s = 1\% B_r$

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

$$B_{r\text{-calculée}} \geq \frac{N'_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Pour le poteau de RDC (N4) :

$$Br = (0.4 - 0.025) \times (0.45 - 0.025) = 0.159 \text{ m}^2$$

$$Lf = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.66 \implies Lf = 1.862 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.862}{0.129} = 14.333 < 50$$

$$\implies \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.332}{35} \right)^2} = 0.822$$

$$Br_{\text{-calculée}} = \frac{1.939}{0.822 \times \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.107 \text{ m}^2$$

$$Br = 0.159 \text{ m}^2 > Br_{\text{-calculée}} = 0.107 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement.

Les résultats de vérifications au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.116. Vérification de critère de stabilité de forme :

Niveau	λ	α	N'u(KN)	Br (m ²)	Br-cal (m ²)	Observation
N12	21.500	0.790	242.76	0.075	0.013	Vérifié
N11	21.500	0.790	504.422	0.075	0.029	Vérifié
N10	18.429	0.805	682.753	0.089	0.038	Vérifié
N9	18.429	0.805	896.324	0.089	0.050	Vérifié
N8	16.125	0.815	1043.203	0.121	0.058	Vérifié
N7	16.125	0.815	1316.863	0.121	0.073	Vérifié
N6	14.333	0.822	1524.391	0.159	0.084	Vérifié
N5	14.333	0.822	1731.824	0.159	0.095	Vérifié
N4	14.333	0.822	1939.255	0.159	0.107	Vérifié
N3	14.549	0.821	2209.728	0.201	0.119	Vérifié
N2	14.549	0.821	2522.624	0.201	0.136	Vérifié
N1	14.549	0.821	2830.963	0.201	0.153	Vérifié

II.9. Conclusion :

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

le sous-sol + les 2 entresols**45×50 cm²**

RDC et 1^{er} et 2^{ème} étages.....**40×45 cm²**

3^{ème} et 4^{ème} étages.....**35×40 cm²**

5^{ème} et 6^{ème} étages.....**30×35 cm²**

7^{ème} et 8^{ème} étages.....**30×30 cm²**

Et pour les poutres :

Poutres principales: ($b \times h$) = (30 × 40) cm^2 .

Poutre secondaires: ($b \times h$) = (30 × 30) cm^2 .

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

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales et verticales aux éléments verticaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

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

III.1.2. Etude des poutrelles :

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

III.1.2.1. Poutrelles des planchers à corps creux (16+4) :

Deux critères conditionnent le choix de la disposition des poutrelles :

- La plus petites portées : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petites portées.
- La continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens où il y a le plus grand nombres d'appuis disponibles.

III.1.2.2. Méthode de calcul :

Les méthodes appropriées 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. Condition d'application (B.6.210) :**

Pour appliquer la méthode forfaitaire il faut que les quatre conditions suivantes soient vérifiées :

- plancher est 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. $M_t + (Md + Mg) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

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

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

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

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

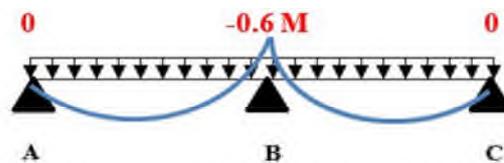


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

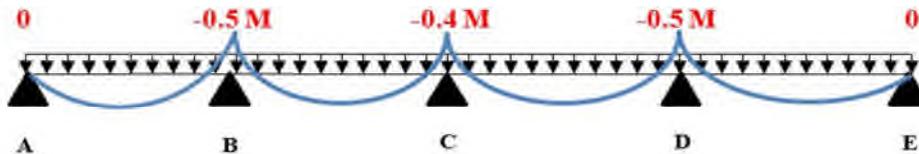


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

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

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

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 $M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$

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

L'effort tranchant est déterminé forfaitairement en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf sur le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

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

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

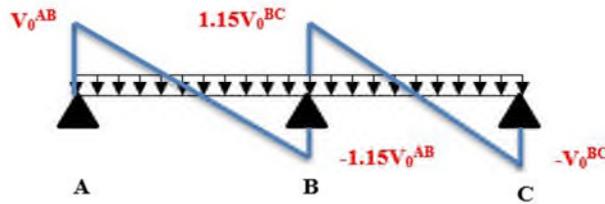


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

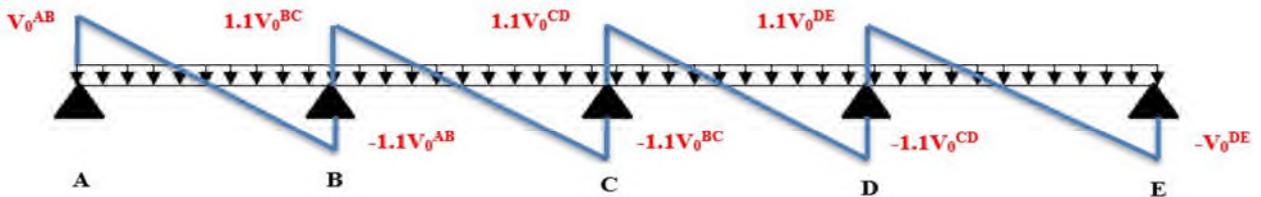


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

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

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5(\text{KN/m}^2))$).

Le principe est basé sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation de moment d'inerties d'une poutre à une autre dus à la variation de la largeur de la table de compression (b) qui dépend de (L_y) de chaque travée.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• Calcul des moments :

a).Moment en travée :

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

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

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

b).En appuis :

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

Tel que :

✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.

✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

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

• L'effort tranchant :

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

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

• Disposition des poutrelles :(étage courant)

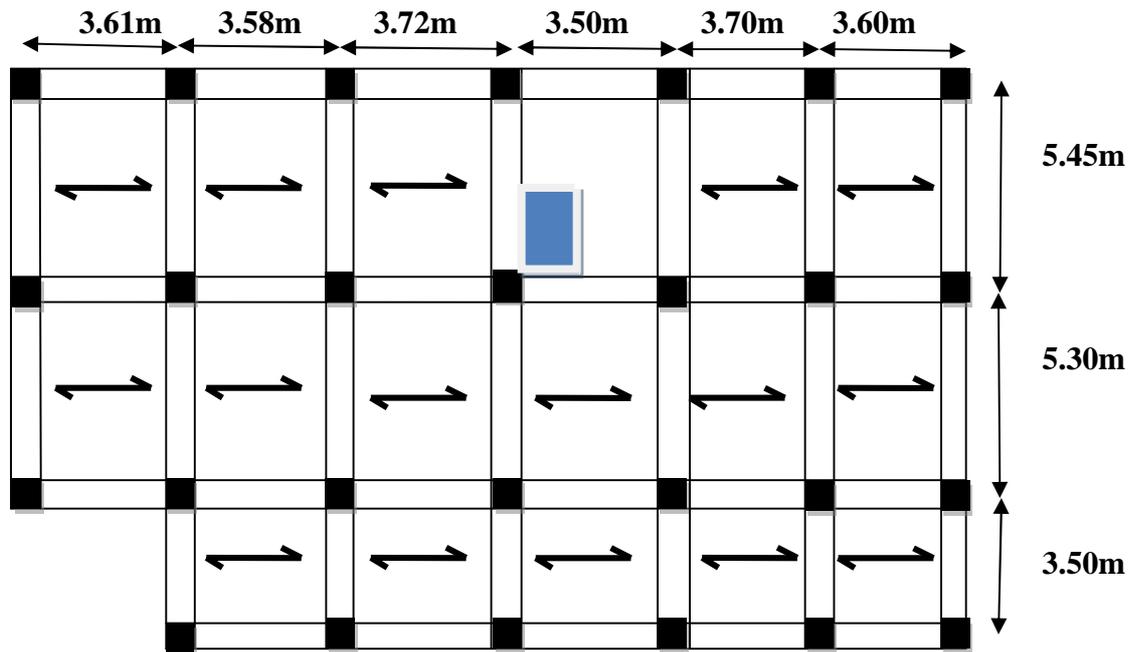
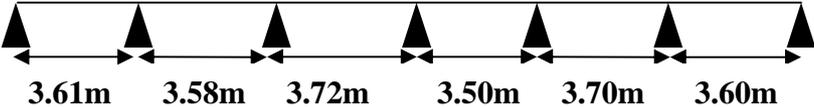
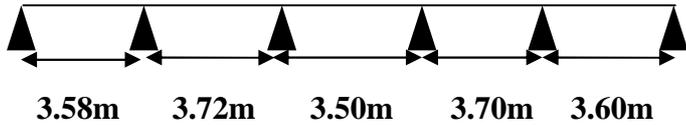
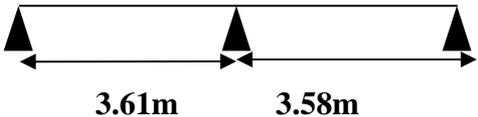
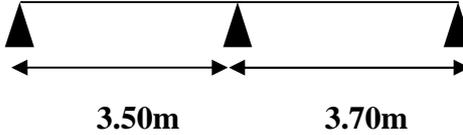
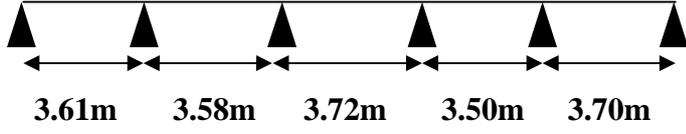
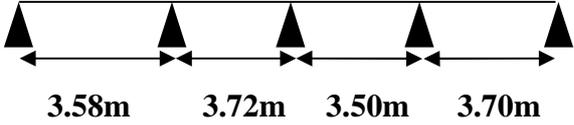
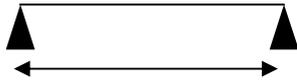
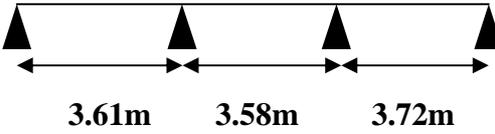
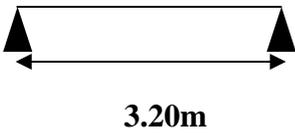
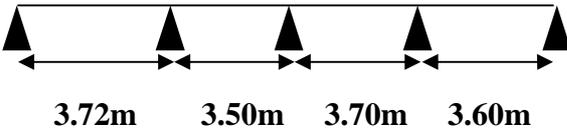
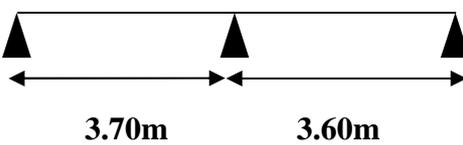
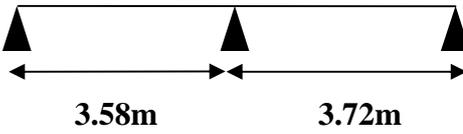
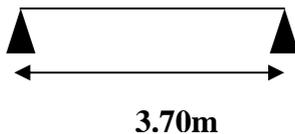
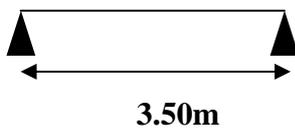


Figure III.5. Schéma de disposition des poutrelles

III.1.2.3 : Les différents types de poutrelles :

Tableau .III.1 Les différents Types de poutrelles

Types	Schéma statique
<p>1^{er} type -Terrasse inaccessible. -Habitation. -Service</p>	
<p>2^{ème} type -Terrasse inaccessible. -Service</p>	
<p>3^{ème} type -Service</p>	
<p>4^{ème} type -Habitation. -Service</p>	
<p>5^{ème} type - Service</p>	
<p>6^{ème} type - Service</p>	
<p>7^{ème} type -Habitation</p>	

<p>8^{ème} type -Habitation.</p>	
<p>9^{ème} type -Habitation.</p>	
<p>10^{ème} type -Habitation.</p>	
<p>11^{ème} type -Terrasse inaccessible. -Habitation.</p>	
<p>12^{ème} type -Habitation.</p>	
<p>13^{ème} type -Habitation.</p>	
<p>14^{ème} type -Terrasse inaccessible.</p>	

III.1.2.4 : calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles

- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$

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

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.59 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6.59 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6.758 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (6.59 + 1) \times 0,65 = 4.934 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 5.947 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,11 + 1,5) \times 0,65 = 4.297 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher à usage service :** $G = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = (1,35 \times 5.11 + 1,5 \times 2.5) \times 0,65 = 6.922 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,11 + 2.5) \times 0,65 = 4.947 \text{ KN/ml.}$$

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

Tableau .III.2. Combinaisons d'action

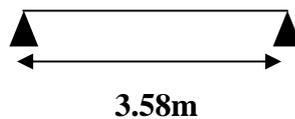
Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.59	1,0	10.396	6.758	7.59	4.934
Plancher à usage d'habitation	5.11	1,5	9.148	5.947	6.61	4.297
Plancher à usage service	5,11	2.5	10.648	6.922	7.61	4.947

- Les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour les types 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10,12
- Les types 7, 9, 13,14 seront calculés par la méthode de RDM.

III.1.2.5 : Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles

Exemples de calcul :

- **Type 7 :**



- La méthode de RDM
-Plancher d'habitation :

- **Moment aux appuis :** $M_A=M_B=0$
- **Moment en travée :**

$$ELU \Rightarrow M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{5.947 \times (3,58)^2}{8} = 9,527 \text{ KN.m}$$

$$ELS \Rightarrow M_s = \frac{P_s \times l^2}{8} = \frac{4,297 \times (3,58)^2}{8} = 6.884 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{5.947 \times 3,58}{2} = 10.645 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{5.947 \times 3,58}{2} = -10.645 \text{ KN}$$

Tableau .III.3. Sollicitations à l'ELU (type7)

		A		B					
		3.58m							
	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)
Plancher D'habitation	A-B	3,58	5.947	9.527	0	0	9.527	10.645	-10.645

- **Type 12:**
- **Application de la méthode forfaitaire pour le 12^{ème} type de plancher habitation :**

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 12).

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

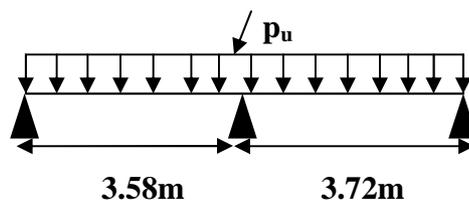
- $Q \leq \text{Min}(2 \times 5,11 ; 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ vérifiée.

- $I = \text{constant}$ vérifiée.

- $l_i / l_{i+1} = \frac{3.58}{3.72} = 0.96$ compris entre 0.8 et 1.25 vérifiée.

- F.P.N vérifiée.

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



b. calcul des sollicitations :

À l'ELU :

$$P_u = 5.947 \text{ KN/m}$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.297 \text{ KN/m}$$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

- **Calcul des moments en travée :**

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

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

$$\text{Travée A-B: } M_0 = \frac{5.947 \times (3.58)^2}{8} = 9.527 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_0 = \frac{5.947 \times (3.72)^2}{8} = 10.287 \text{ KN/m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B: } M_0 = \frac{4.297 \times (3.58)^2}{8} = 6.884 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C: } M_0 = \frac{4.297 \times (3.72)^2}{8} = 7.433 \text{ KN.m}$$

Tableau .III.4. Les moments isostatiques max en travées

Travée	$M_0(\text{ELU}) \text{ (KN.m)}$	$M_0(\text{ELS}) \text{ (KN.m)}$
A-B	9.527	6.884
B-C	10.287	7.433

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0,15 \times M_0$.

$$\text{ELU : } M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 10.287 = -1.543 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 7.433 = -1.115 \text{ KN.m}$$

À l'ELU :

$$M_B = -0.6 \times \max (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.6 \times \max (9.527; 10.287) = -6.172 \text{ KN.m}$$

À l'LES :

$$M_B = -0.6 \times \max (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.6 \times \max (6.884; 7.433) = -4.46 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.11} = 0.227$$

- $(1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3(0.227) = 1.068$

- $\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.634$

➤ Travée A-B :

a) $M_t^{AB} + (M_A + M_B) / 2 \geq \text{Max} (1.05 M_0^{AB}; (1+0.3\alpha)M_0^{AB})$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05; 1+0.3\alpha)M_0^{AB} - (M_A + M_B) / 2$$

➤ (ELU) : $M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05; 1.068)9.527 - (0+6.172) / 2 = 7.09 \text{ KN.m} \dots\dots(1)$

➤ (ELS) : $M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05; 1.068)6.884 - (0+4.46) / 2 = 5.123 \text{ KN.m} \dots\dots(2)$

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

➤ (ELU) : $M_t \geq 0.634 \times 9.527 = 6.040 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$

➤ (ELS) : $M_t \geq 0.634 \times 6.884 = 4.364 \text{ KN.m} \dots\dots(4)$

⇒ (ELU) : $M_t^{AB} \geq \text{Max} [(1); (3)] = 7.09 \text{ KN.m}$

⇒ (ELS) : $M_t^{AB} \geq \text{Max} [(2); (4)] = 5.123 \text{ KN.m}$

➤ Travée B-C :

c) $M_t^{BC} + (M_B + M_C) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0^{BC}; (1+0.3\alpha)M_0^{BC})$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} (1.05; 1+0.3\alpha)M_0^{BC} - (M_B + M_C) / 2$$

➤ (ELU) : $M_t^{BC} \geq \text{Max} (1.05; 1.068)10.287 - (6.172+0) / 2 = 7.902 \text{ KN.m} \dots\dots(1)$

➤ (ELS) : $M_t^{BC} \geq \text{Max} (1.05; 1.068)7.433 - (4.46+0) / 2 = 5.709 \text{ KN.m} \dots\dots(2)$

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

➤ (ELU) : $M_t \geq 0.634 \times 10.287 = 6.522 \text{ KN.m} \dots\dots(3)$

➤ (ELS) : $M_t \geq 0.634 \times 7.433 = 4.712 \text{ KN.m} \dots\dots(4)$

⇒ (ELU) : $M_t^{BC} \geq \text{Max} [(1); (3)] = 7.902 \text{ KN.m}$

⇒ (ELS) : $M_t^{BC} \geq \text{Max} [(2); (4)] = 5.709 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants (ELU) :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU

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

➤ **Travée A-B :**

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{5.947 \times 3.58}{2} = 10.645 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -1,15 \frac{5.947 \times 3.58}{2} = -12.242 \text{ KN}$$

➤ **Travée B-C :**

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1,15 \frac{5.947 \times 3.72}{2} = 12.721 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{5.947 \times 3.72}{2} = -11.061 \text{ KN}$$

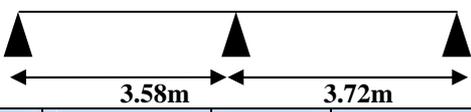
Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .III.5. Sollicitations à l'ELU (type 12)



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)
Plancher Habitation	AB	3.58	5.947	9.527	0	-6.172	7.089	10.645	-12.242
	BC	3.72	5.947	10.287	-6.172	0	7.902	12.721	-11.061

Tableau .III.6. Sollicitations à l'ELS (type 12)



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)
Plancher Commercial	AB	3.58	4.297	6.884	0	-4.46	5.123
	BC	3.72	4.297	7.433	-4.46	0	5.709

- Type 1

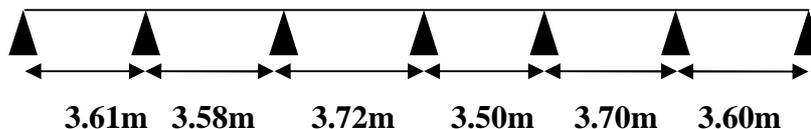


Tableau .III.7. Calcul des moments isostatique et moment en travée

	Travée	L (m)	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Terrasse inaccessible	AB	3.61	11.009	8.038	8.807	6.43
	BC	3.58	10.827	7.905	6.278	4.584
	CD	3.72	11.69	8.535	7.599	5.548
	DE	3.50	10.348	7.555	6.214	4.537
	EF	3.70	11.565	8.443	6.939	5.066
	FG	3.60	10.948	7.993	8.604	6.282
Plancher Habitation	AB	3.61	9.688	7.000	7.926	5.727
	BC	3.58	9.527	6.884	5.686	4.116
	CD	3.72	10.287	7.433	6.873	4.966
	DE	3.50	9.106	6.58	5.633	4.071
	EF	3.70	10.177	7.353	6.29	4.545
	FG	3.60	9.634	6.961	7.746	5.597
Plancher à usage service	AB	3.61	11.276	8.059	9.57	6.839
	BC	3.58	11.089	7.925	6.969	4.981
	CD	3.72	11.974	8.557	8.366	5.979
	DE	3.50	10.599	7.575	6.881	4.918
	EF	3.70	11.845	8.466	7.684	5.492
	FG	3.60	11.214	8.014	9.359	6.688

Tableau .III.8. Moment et effort tranchant au niveau des appuis

	Appui	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Terrasse inaccessible	Appui A	0	0	12.198
	Appui B	-5.505	-4.019	-13.418
	Appui C	-4.676	-3.414	12.57
	Appui D	-4.676	-3.414	-12.57
	Appui E	-4.626	-3.377	12.502
	Appui F	-5.783	-4.222	-13.753
	Appui G	0	0	-12.164
Plancher Habitation	Appui A	0	0	10.734
	Appui B	-4.844	-3.5	-11.808
	Appui C	-4.115	-2.973	11.061
	Appui D	-4.115	-2.973	-11.061
	Appui E	-4.071	-2.941	11.002
	Appui F	-5.089	-3.677	-12.102
	Appui G	0	0	-10.705
Plancher à usage service	Appui A	0	0	12.494
	Appui B	-5.638	-4.03	-13.744
	Appui C	-4.79	-3.423	12.875
	Appui D	-4.79	-3.423	-12.875
	Appui E	-4.738	-3.386	12.806
	Appui F	-5.923	-4.233	-14.086
	Appui G	0	0	-12.46

Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles

Tableau .III.9.Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles

Type d'étage	Type de poutrelle	ELU					ELS			
		M_0^{\max} KN.m	M_t^{\max} KN.m	M_a^r KN.m	M_a^{int} KN.m	V^{\max} KN	M_0^{\max} KN.m	M_t^{\max} KN.m	M_a^r KN.m	M_a^{int} KN.m
T. Inaccessible	Type 1	11.69	8.807	-1.651	-5.783	-13.753	8.535	6.43	-1.206	-4.222
	Type 2	11.69	8.604	-1.642	-5.845	13.827	8.535	6.282	-1.199	-4.268
	Type 11	11.565	8.674	-1.735	-6.939	-14.378	8.443	6.332	-1.266	-5.066
	Type 14	/	10.348	-1.552	/	11.827	/	7.555	-1.133	/
Plancher à usage d'habitation	Type 1	10.287	7.926	-1.453	-5.089	-12.102	7.433	5.727	-1.05	-3.677
	Type 4	10.177	7.817	-1.526	-6.106	12.652	7.353	5.648	-1.103	-4.412
	Type 7	/	9.527	-1.429	/	10.645	/	6.884	-1.03	/
	Type 8	10.287	8.416	-1.543	-5.144	12.168	7.433	6.081	-1.115	-3.713
	Type 9	/	7.612	-1.142	/	9.515	/	5.5	-0.825	/
	Type 10	10.287	8.416	-1.543	-5.144	-12.168	7.433	6.081	-1.115	-3.717
	Type 11	10.177	7.817	-1.526	-6.106	-12.652	7.353	5.648	-1.106	-4.412
	Type 12	10.287	7.902	-1.543	-6.172	12.721	7.433	5.709	-1.115	-4.46
Plancher à usage service	Type 13	/	10.177	-1.526	/	11.002	/	7.353	-1.103	/
	Type 1	11.974	9.57	-1.691	-5.923	-14.086	8.557	6.839	-1.203	-4.233
	Type 2	11.974	9.359	-1.691	-5.923	14.162	8.557	6.688	-1.202	-4.279
	Type 3	11.276	9.006	-1.691	-6.766	-14.368	8.058	6.437	-1.209	-4.279
	Type 4	11.845	9.461	-1.777	-7.107	14.727	8.466	6.762	-1.27	-5.08
	Type 5	11.974	10.053	-1.777	-5.923	14.086	8.557	7.185	-1.27	-4.233
Type 6	11.974	7.767	-1.777	-5.987	14.162	8.557	5.551	-1.27	-4.279	

Récapitulation des Sollicitations les plus défavorables :

Tableau .III.10.Les Sollicitations maximales

Type d'étage	ELU					ELS			
	M_0^{max}	M_t^{max}	M_a^r	M_a^{int}	V^{max}	M_0^{max}	M_t^{max}	M_a^r	M_a^{int}
	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m
Terrasse inaccessible	11.69	10.348	-1.735	-6.939	-14.378	8.535	7.555	-1.266	-5.066
Habitation	10.287	10.177	-1.543	-6.172	12.721	7.433	7.353	-1.115	-4.46
Service	11.974	10.053	-1.777	-7.107	14.727	8.557	7.185	-1.27	-5.08

III.1.2.6 : Ferrailage de poutrelles

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

➤ Calcul a l'ELU

Exemple de calcul Plancher terrasse inaccessible :

Le calcul se fera pour une section en T.

En travée

On ferraille toutes les travées de la même manière avec :

$$M_t^{max} = 10.348 \text{ KN.m}$$

En appui

$$M_{a\ riv}^{max} = 1.735 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\ int}^{max} = 6.939 \text{ KN.m}$$

$$V_{max} = 14.378 \text{ KN}$$

-Ferrailage en travée :

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0/2)$Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \Rightarrow M_{tu} = 59,07 \times 10^{-3} \text{ MN.m} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h_t$) = $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} ; \quad d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.348 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0346; \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,0346 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,044$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1768m$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{10.348 \times 10^{-3}}{0,1768 \times 348} = 1,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,82 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 1,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 2,7 \text{ cm}^2$$

-Ferrailage en appuis :

En appui intermédiaire :

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de $b_0 \times h$.

$$M_{ai} = 6,939 \text{ KN.m}; \mu_{bu} = \frac{6,939 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,151;$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,151, \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,151 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,2056$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,165m$$

$$A_{ai} = \frac{M_{ai}}{z \times f_{st}} = \frac{6,939 \times 10^{-3}}{0,165 \times 348} = 1,208 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ai} = 1,208 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 1,208 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour: $A_{ai} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

En appui de rive

$$M_{a \text{ rive}} = -1,735 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{1,735 \times 10^{-3}}{0,1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,037; \Rightarrow \mu_{bu} = 0,037$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,037 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,047$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1766 \text{ m}$$

$$A_{ai} = \frac{M_{a \text{ rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{1,735 \times 10^{-3}}{0,1766 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{a \text{ rive}} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 0,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour : $1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELU**

• **Cisaillement**

$$V_u = 14,378 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{14,378 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,798 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min [(0,2/\gamma_b) * f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Pas risque de cisaillement.

• **Choix des armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_t^{\min}, \frac{b_0}{10} \right) \dots\dots \text{BAEL91 (Article H .III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}, 8, \frac{100}{10} \right)$$

$\Phi_t \leq 5,71\text{mm} \Rightarrow$ on choisit un étrier $\Phi_t = 6\text{mm}$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi_6 = 0,57\text{cm}^2$.

• **L'espace St :**

L'espace des courts successifs d'armatures transversal doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) St \leq \text{Min} (0,9d, 40\text{cm}) = St \leq \text{Min} (0,9 \cdot 18; 40\text{cm})$$

$$\Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) St \leq A_t \frac{0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} K)} \Rightarrow St \leq 108,57 \text{ cm} \quad (\text{article A.5.1.2.2})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow K=1$$

$$3) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

$St = \min (1; 2; 3) \Rightarrow$ on opte pour $St = 15\text{cm}$.

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

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 0,275\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 0,94\text{MPa} \quad (\text{Art. A.5.3.2})$$

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,2/\gamma_b) \cdot f_{c28}; 5\text{MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

\Rightarrow Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

• **Vérification à l'effort tranchant**

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) au niveau l'appui :

En appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,57 + 1,13 + 0,79 = 3,49\text{cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times 14,378 \times 10^{-3} = 0,41\text{cm}^2 \dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

En appuis intermédiaire :

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} = 2HA10 + 1HA12 + 1HA10 + 1HA10 = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 1,64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ (Art A.6.1.3 [1]).}$$

Avec : $a_{\max} = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,18 = 16,20 \text{ cm}$

$$V_u = 14,378 \text{ kN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 108,135 \text{ kN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELS**

• **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$

-En travée

$$M_t = 7,555 \text{ kN.m} \quad A_t = 2,70 \text{ cm}^2$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = -4,7 \times 10^{-5} < 0 \text{ donc}$$

l'axe neutre passe par la nervure

Vérification d'une section en T

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

$$\frac{0,1}{2} y^2 + [15 \times 2,7 \times 10^{-4} + (0,65 - 0,1) \times 0,04] y - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times 0,18 - (0,65 - 0,1) \times \frac{(0,04)^2}{2} = 0$$

$$0,05 y^2 + 0,02605 y - 0,001169 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,030$$

$$y = 3,95 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0,65}{3} \times (0,0395)^3 - \frac{(0,65 - 0,1) \times (0,0395 - 0,04)^3}{3} + 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,0395)^2 \Rightarrow I = 9330,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7,555 \times 10^{-3}}{9330,1 \times 10^{-8}} \times 0,0395$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,20 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

–En appuis intermédiaire

$$M_{ser} = 5,066 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A_{ai} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b_0 \times h^2}{2} - 15A(d-h) = \frac{0,1 \times (0,2)^2}{2} - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 1,67 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$H = 1,67 \times 10^{-3} > 0$ donc l'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

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

$$\frac{0,1}{2} y^2 + (15 \times 1,57 \times 10^{-4})y - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} \times 0,18 = 0$$

$$0,05y^2 + 0,002355y - 0,0004239 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,0095$$

$$y = 7,145 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie :

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

$$I = \frac{65 \times 7,145^3}{3} + 15 \times 1,57 (18-7,145)^2$$

$$\Rightarrow I = 10678,04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5,066 \times 10^{-3}}{10678,04 \times 10^{-8}} 7,145 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service. L'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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

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

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

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 : $\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0,057 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée donc on doit faire une

vérification de la flèche.

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

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

Poutre inférieure à 5m, la flèche admissible pour est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0,7 \text{ cm}$$

f_{gv} Et f_{gi} : 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).

• **Evaluation des moments en travée :**

- $q_{jser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$$q_{jser} = 0,65 \times 6,12 = 3,978 \text{ KN/m}$$

- $q_{gser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0,65 \times 6,59 = 4,28 \text{ KN/m}$$

- $q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0,65 \times 7,59 = 4,93 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \cdot l^2}{8} = \frac{3,978 \times (3,50)^2}{8} = 6,091 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \cdot l^2}{8} = \frac{4,28(3,50)^2}{8} = 6,554 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \cdot l^2}{8} = \frac{4,93(3,50)^2}{8} = 7,549 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre $\Rightarrow y = 3,95 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

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

$$v = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (2,7 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15 \times (2,7)}$$

$$v = 6,88 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

$$I_0 = \frac{65 \times 6,88^3}{3} + \frac{10 \times (20 - 6,88)^3}{3} - \frac{(65 - 10) \times (6,88 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,7(18 - 6,88)^2$$

$I_0 = 19154,05 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4))

$$A_s = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2,7 \times 10^{-4}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \rho = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0,015} = 2,84 \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,136 \text{ Déformation différée.}$$

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

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

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa.}$$

$E_v = 1/3 \times E_i$ 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).

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{iser} \times (d - y)}{I} ; y=3,95\text{cm}; I=3930,1\text{cm}^4; I_0=19154,05 \text{ Cm}^4; A_s 2,7\text{cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{6,091 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0395)}{9330,1 \times 10^{-8}} = 137,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{6,554 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0395)}{9330,1 \times 10^{-8}} = 148,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{7,549 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0395)}{9330,1 \times 10^{-8}} = 170,52 \text{ MPa}$$

• 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 $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 137,58 + 2,1} = 0,64 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 148,04 + 2,1} = 0,66 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 170,52 + 2,1} = 0,70 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 2,84 \times 0,64} = 7477,80 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 2,84 \times 0,66} = 7330,03 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + 2,84 \times 0,70} = 7051,35 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19154,05}{1 + (1,136 \times 0,66)} = 12041,34 \text{ cm}^4$$

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

$$f_{ji} = \frac{6.091 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.2 \times 7477.80 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 3.10 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{6.554 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.2 \times 7330.03 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 3.40 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{7.549 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.2 \times 7051.35 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 4.08 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{7.549 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 10721.4 \times 12041.34 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 7.16 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 7.16 - 3.10 + 4.08 - 3.40 = 4.74 \text{ mm}$$

$\Delta f = 4.74 \text{ mm} < f_{adm} = 7 \text{ mm}$ la flèche est vérifiée.

III.1.2.7 : Récapitulation de calcul de ferrailage des différentes poutrelles :

Tableau .III.11.Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

		Ferrailage longitudinal							Ferrailage Transversale	
		M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)	A _t (cm ²)	S _t (cm ²)
T. Inaccess sible	Travée	10,348	0,0346	0,044	0,1768	1,82	1,41	1HA12+2HA 10=2.7	2HA6 = 0,57	15
	Appui inter	6,939	0,151	0,205	0,165	1,208	0,22	2HA10 =1.57	2HA6 = 0,57	15
	Appui de rive	1,735	0,037	0,047	0,1766	0,28	0,22	1HA10= 0,79	2HA= 0,57	15
Habitat ion	Travée	10.177	0.0341	0.043	0.1768	1.65	1.41	1HA12+ 2HA10=2.7	2HA= 0,57	15
	Appui inter	6.172	0.1344	0.181	0.1669	1.062	0.22	2 HA10 =1.57	2HA= 0,57	15
	Appui de rive	1.543	0.0336	0.042	0.1769	0.250 7	0.22	1HA10= 0.79	2HA= 0,57	15
	Travée	10.053	0.0337	0.042	0.1769	1.63	1.41	1HA12+2HA 10=2.7	2HA= 0,57	15

Service	Appui inter	7.107	0.1548	0.211	0.1647	1.24	0.22	2 HA10 =1.57	2HA= 0,57	15
	Appui de rive	1.777	0.0387	0.049	0.1764	0.29	0.22	1HA10=0.79	2HA= 0,57	15

Tableau .III.12. Vérification des armatures longitudinale au cisaillement

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction table nervure
	Vérification de la contrainte	Vérification de la bielle	Appui inter	Appui de rive	
T. Inaccessible	0,798<3,33	14,378<108,135	4.28>1,64	3,49>0,41	0,96<3,33
Habitation	0,706<3,33	12,721<108,135	4.28>1.461	3,49>0,41	0,996<3,33
Service	0.818<3,33	14.727<108,135	4.28>1.518	3.49>0.423	0.961<3,33

Tableau .III.13. Vérification des états limite de compression du béton.

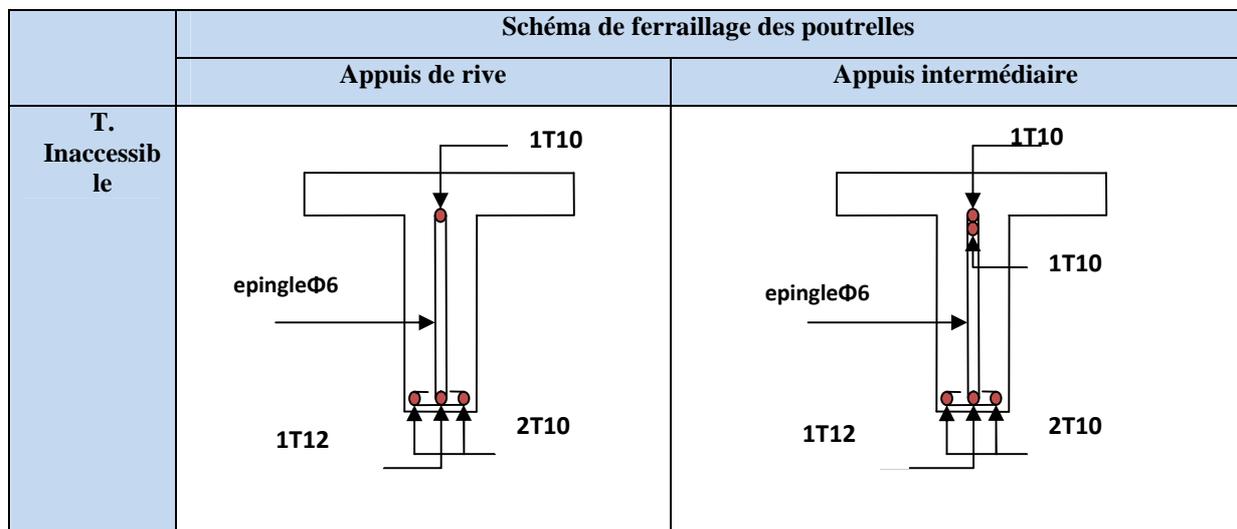
Type de plancher	Travée				Appui				Observation
	M _t (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σ (MPa)	M _a (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σ (MPa)	
T. Inaccessible	7.555	3.95	9330.1	3.59	5.066	3.57	6982.70	2.74	Vérifier
Habitation	7.353	4.1538	9317.4	3.278	4.46	3.286	5932.3	2.47	Vérifier
Service	7.185	4.1538	9317.4	3.203	5.08	3.267	5867.3	2.828	Vérifier

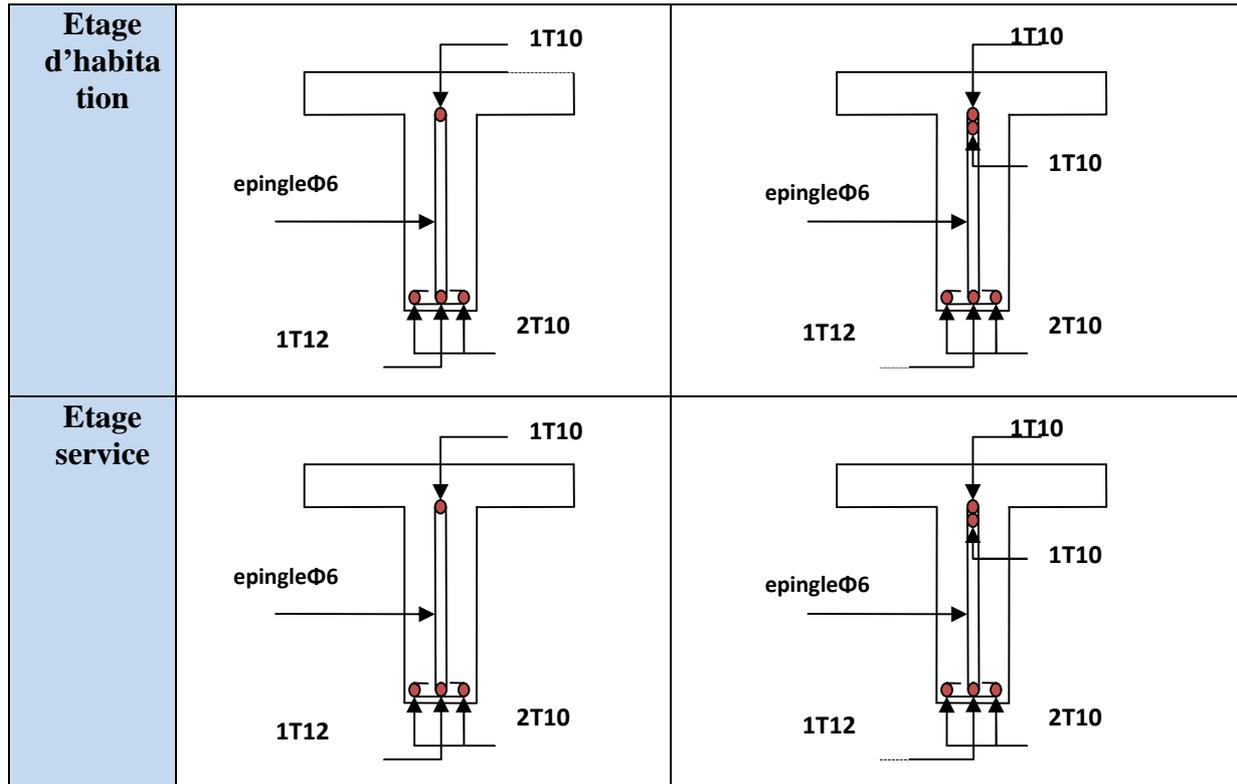
Tableau .III.14 .vérification des états limite de déformation.

Plancher	T. Inaccessible	Plancher d'habitation	Plancher service
q _{jser} (KN/m)	3.978	3.75	2.437
q _{gser} (KN/m)	4.28	3.321	3.321
q _{pser} (KN/m)	4.93	4.296	4.946
M _{jser} (KN.m)	6.091	4.170	2.345
M _{gser} (KN.m)	6.554	5.683	3.196
M _{pser} (KN.m)	7.549	7.351	4.760
I (cm ⁴)	9330.1	9317.4	9317.4

I_0 (cm ⁴)	19154.05	19154	19154
λ_i	2.84	2.84	2.84
λ_v	1.136	1.136	1.136
σ_{sj} (MPa)	137.58	92.959	52.290
σ_{sg} (MPa)	148.04	126.68	71.257
σ_{sp} (MPa)	170.52	163.871	106.124
μ_j	0.64	0.52	0.298
μ_g	0.66	0.62	0.423
μ_p	0.70	0.69	0.565
I_{ji} (cm ⁴)	7477.80	8487	11399
I_{gi} (cm ⁴)	7330.03	7616.1	9557.4
I_{pi} (cm ⁴)	7051.35	7099.1	8074.1
I_{gv} (cm ⁴)	12041.34	12346	14219
f_{ji} (mm)	3.10	2.072	0.868
f_{gi} (mm)	3.40	3.147	1.410
f_{pi} (mm)	4.08	4.367	2.487
f_{gv} (mm)	7.16	5.824	2.844
Δf (mm)	4.74	4.972	3.053
f_{adm} (mm)	7	7.4	7.4
Observations	vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau.III.15.Schéma de ferrailage des poutrelles





III.1.2.8 Ferrailage de la dalle de compression :

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

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.10 \text{ cm}^2 \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

On choisit :

$$5\text{TS6/ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ perpendiculaires aux poutrelles}$$

→ $St = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$ condition vérifiée.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

On choisit :

$$4\text{TS6/ml} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ parallèles aux poutrelles} \rightarrow St = 25\text{cm} < 44\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

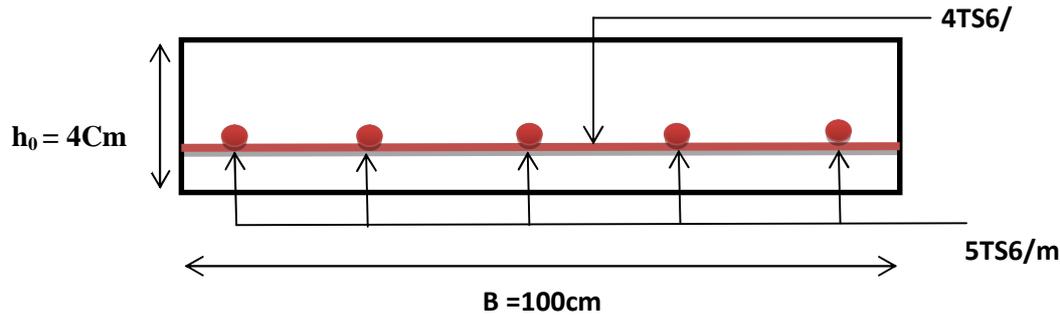


Figure .III.6.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

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

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15cm et qu'ils sont définis en trois type :

1. Dalle sur un deux appuis.
2. Dalle sur trois appuis.
3. Dalle sur quatre appuis.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

III.2.2 Dalles sur 2 appuis :

III.2.2.1. 1^{ère} type : dalle sur deux appuis:

$$L_x = 1.40 \text{ m}$$

$$L_y = 3.60 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.40}{3.60} = 0.38$$

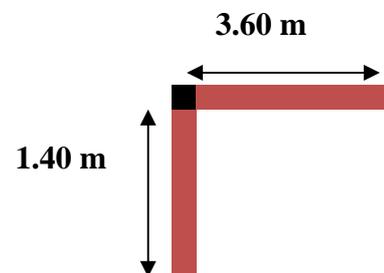


Figure.III.7. Schéma de la dalle.

⇒ La dalle dans un seul sens, ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

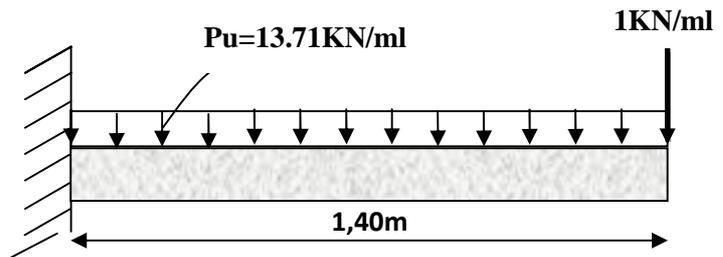
On a: $L_x = 1.40m$,

Soit :

$$G = 6.27 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = 1 \text{ KN/ml}$$



• **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :

Figure. III.8. Schéma statique de la console.

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 6.27 + 1.5 \times 3.5) \times 1ml = 13.71 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = [(13.71 \times 1.4^2) / 2] + 1.35 \times 1 \times 1.40 = 15.32 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (13.71 \times 1.40) + 1 \times 1.35 = 20.54 \text{ KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{15.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0638$$

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

$$\alpha = 0.0824 ; Z = 0.125m$$

$$A_s = (15.32 \times 10^{-3} / 0.125 \times 348) = 3.52 \text{ cm}^2/ml.$$

$$A_{min} = \rho \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/ml.$$

$$A_{min} < A_s$$

Donc on adopte $A_t = 3.52 \text{ cm}^2/ml$.

On choisit 5HA10/ml = $3.95 \text{ cm}^2/ml$.

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

• **Les armatures de répartition :**

$$A_y = (A_t / 4) = (3.95 / 4) = 0.987 \text{ cm}^2/ml.$$

On choisit 4HA8/ml = $2.01 \text{ cm}^2/ml$,

$$S_t \leq \min(4e, 45) \Rightarrow S_t \leq 45$$

On opte pour $S_t = 25 \text{ cm}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.16. Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
15.32	0.0638	0.0824	0.125	3.52	1.2	5HA10/ml = 3.95

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.158 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{Mpa}.$$

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

A l'ELS:

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (6.27+3.5) = 9.77 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(9.77 \times 1.40^2)/2] + 1 \times 1.40 = 10.97 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de σ_{bc} :**

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.95) y - (15 \times 3.95 \times 13) = 0$$

$$50y^2 + 59.25y - 770.25 = 0$$

$$y = 3.37 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3.37^3 + 15 \times 3.95 (13 - 3.37)^2$$

$$I = 6770.42 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

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

$\sigma_{bc} = (10.97 \times 10^{-3} \times 0.0337) / (6770.42 \times 10^{-8}) = 5.46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ pas de risque de fissuration du béton.

- **Vérification de σ_{st} :**

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

$$\sigma_{st} = [15 \times 10.97 \times 10^{-3} \times (0.13 - 0.0337)] / 6770.42 \times 10^{-8} = 234.04 \text{ MPa}.$$

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

nuisible ; Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée, donc on va augmenter la section de l'acier.

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

Avec : $st \leq \min (3 \times e ; 33\text{cm})$; Soit $st = 20\text{cm}$

$\sigma_{st} = 166.37\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$condition vérifiée.

• La flèche :

1. $\frac{ht}{l} = \frac{0.15}{1.40} = 0.107 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05$condition vérifiée.

2. $\frac{As}{b \times d} = 0.00241 < \frac{2.4}{f_e} = 0.006$condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Le schéma de ferrailage :

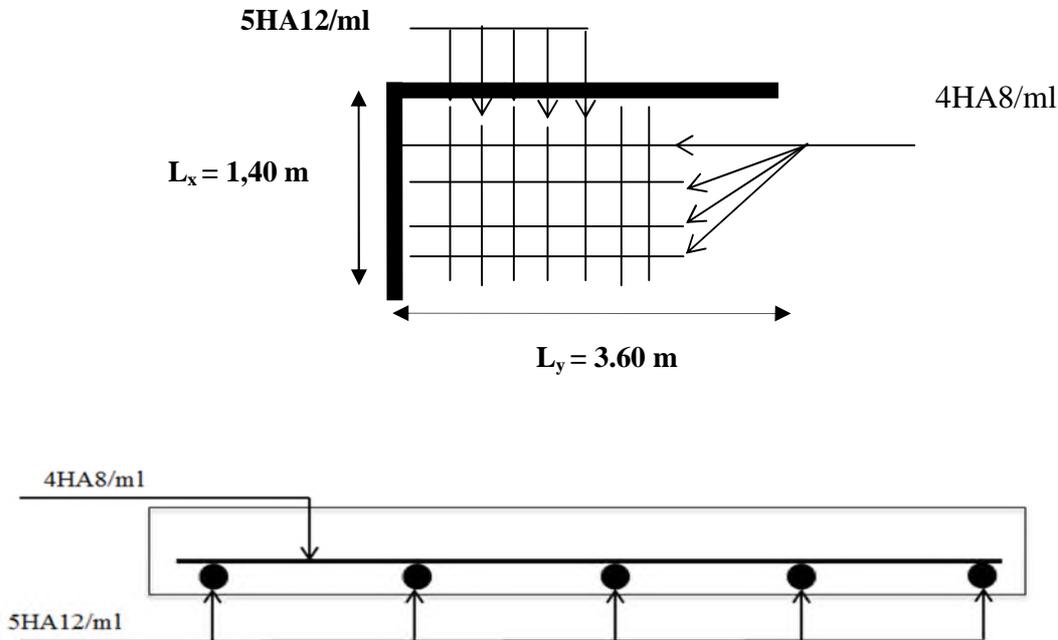


Fig.III.9. schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.

III.2.2.2.Dalle pleine sur trois appuis

Méthode de calcul :

On utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL91) on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$Si: l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_{0x} = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$\text{Si : } l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

$l_y = 3.40 \text{ m}$; $l_x = 2.30 \text{ m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.67 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$l_x = 2.30 \text{ m} > \frac{l_y}{2} = 1.70 \text{ m} \Rightarrow$ le calcul des moments se fait comme suite :

$$\begin{cases} M_{0y} = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_{0x} = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

Poids propre de la dalle :

$G = 6.27 \text{ KN/m}^2$

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

A l'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5 Q = 13.71 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = 23.11 \text{ KN/m}^2 \\ M_{0x} = 22.45 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Moments en travées

$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 19.08 \text{ KN.m}$

$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 19.64 \text{ KN.m}$

Moments aux appuis

$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_{0y} = -11.55 \text{ KN.m}$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{13.71 \times 2.30}{2} \times \frac{3.40^4}{2.30^4 + 3.40^4} = 13.03 \text{ KN}$$

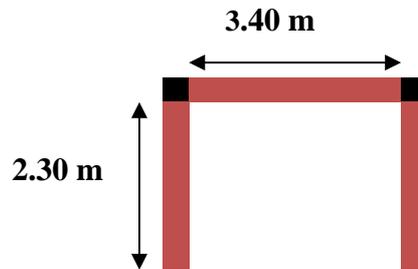


Figure.III.10. Schéma de la dalle.

$$V_y = \frac{pu \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{13.71 \times 3.40}{2} \times \frac{2.30^4}{2.30^4 + 3.40^4} = 4.03 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 13.03 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 9.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{array}{l} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{0y} = 16.47 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 16 \text{ KN.m} \end{array} \right. \end{array}$$

Moments en travées

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 13.6 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 14 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_{0y} = -8.23 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Le ferraillage est mené à la flexion simple (voir **Annexe 1**) pour une bonde de largeur 1m et de hauteur $h = 15 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures

$$\varnothing \leq \frac{e}{10} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte } \varnothing = 1.2 \text{ cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\varnothing}{2} + c\right) = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 12.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\varnothing}{2} + \varnothing + c\right) = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 11.2 \text{ cm}$$

La condition de non fragilité :

$$e = 15 \text{ cm} ; \quad A_{x \min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho) \times b \times e}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour $f_c \text{ E400}$

$$A_{x \min} = 0.0008 \times \frac{(3-0.67) \times 100 \times 15}{2} = 1.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Tableau .III.17. Récapitulation de ferrailage

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	x-x	19.08	0.0797	0.104	0.134	4.40	1.40	4HA12=4.52
	y-y	19.64	0.0821	0.107	0.124	4.54	1.964	5HA12=5.65
l'appui		11.55	0.048	0.0619	0.126	2.62	1.2	4HA10=3.14

Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_x \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_x = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $St_y \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_y = 20 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU

Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = 13.03 \text{ KN} \implies \tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times dx} = \frac{13.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.124}$$

$$\implies \tau_U = 0.105 \text{ MPa}, \overline{\tau_u} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.105 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa}$ C'est vérifié, Pas de risque de rupture par cisaillement

Vérification à l'ELS :

Contrainte de compression du béton :

Sens x-x :

$$A_x = 4.52 \text{ cm}^2 ; M_t^s = 13.60 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow y = 3.57\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A(d_x - y)^2 \Rightarrow I = 7545.7 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 6.44 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$ C'est vérifié.

Sens y-y :

$$A_y = 5.65\text{cm}^2; M_t^s = 14 \text{ KN} .m$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \Rightarrow y = 3.92\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A(d_y - y)^2 \Rightarrow I = 8995.2\text{cm}^4.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 6.10 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis :

$$M_a^s = 8.23 \text{ KN} .m ; A_a = 3.14.\text{cm}^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \Rightarrow y = 3.05\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A(d_y - y)^2 \Rightarrow I = 5608.7\text{cm}^4.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.49 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{2.3} = 0.0652 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{13.6}{20 \times 16}\right) = 0.0425 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.003 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

: Schéma de ferrailage

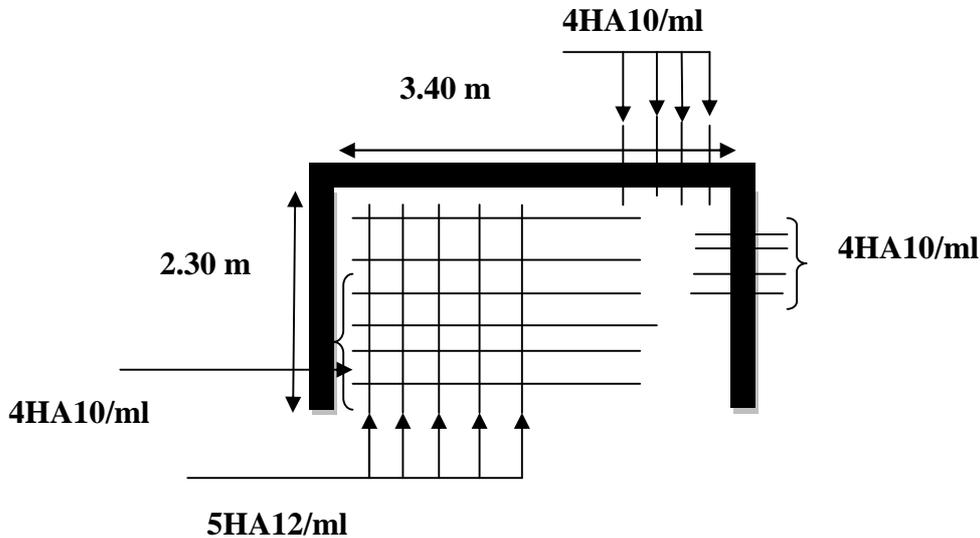


Fig. III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

III.2.2.3 Panneau de dalle sur 3 appuis :

$L_x = 1.25\text{m}; L_y = 3.40\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.25}{3.40} = 0.36 < 0.4$$

$$L_x = 1.25\text{m} < \frac{L_y}{2} = \frac{3.40}{2} = 1.70\text{m}$$

La dalle travaille dans un seul sens

Donc : $M_0^x = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3$

$$M_0^y = p \times \frac{L_x^3}{6}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

On a : $G = 6.27 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

$$P_u = 1.35 \times 6.27 + 1.5 \times 3.5 = 13.71 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0^x = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 = 18.57 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = p \times \frac{L_x^3}{6} = 4.46 \text{ KN.m}$$

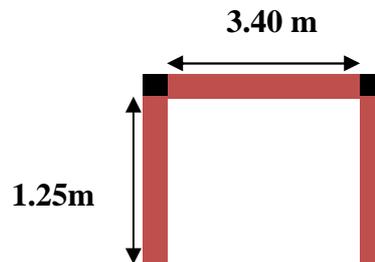


Figure.III.12. Schéma de la dalle.

- **En travée**

$$M_{tu}^x = 0.85M_{0u}^x = 15.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu}^y = 0.85M_{0u}^y = 3.79 \text{ KN.m}$$

- **En appuis**

$$M_u^x = M_u^y = -0.5M_{0u}^x = -9.28 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18: calcul du ferrailage de la dalle sur 3 appuis

Localisation	ELU				A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
	M	μ _{bu}	α	Z(m)				
En travée								
Sens x	15.78	0.066	0.085	0.125	3.61	1.2	5HA10=3.93	20
Sens-y	3.79	0.016	0.020	0.129	0.84	0	4HA8=2.01	25
En appui								
	-9.28	0.038	0.049	0.127	2.09	1.2	4HA10=3.14	25

➤ **Condition de non fragilité :**

Travée :

$$\rho < 0.4 \text{ et } e > 12\text{cm}: A_x^{\min} = 0.0008 \times b \times e$$

Appui :

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times b \times e$$

➤ **Vérification**

➤ **l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant : armatures transversale**

$$V_u^x = \frac{P \times l_x}{2} = 8.57 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.066 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

La rupture par cisaillement n'aura pas lieu.

➤ **l'ELS**

$$P_s = 6.27 + 3.5 = 9.77 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{0ser}^x = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 = 13.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser}^y = p \times \frac{L_x^3}{6} = 3.18 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{tser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 11.24 \text{ KN.ml}$$

$$M_{tser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 2.70 \text{ KN.ml}$$

En appui :

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser}^x = -6.61 \text{ KN.ml}$$

- **la contrainte dans le béton :**

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

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

$$y = 3.36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2] \iff I = 6742.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.62 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **la contrainte dans l'acier :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **État limite de déformation ;**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.25} = 0.12 > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{2.39}{20 \times 2.81}\right) = 0.043 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0033 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage :

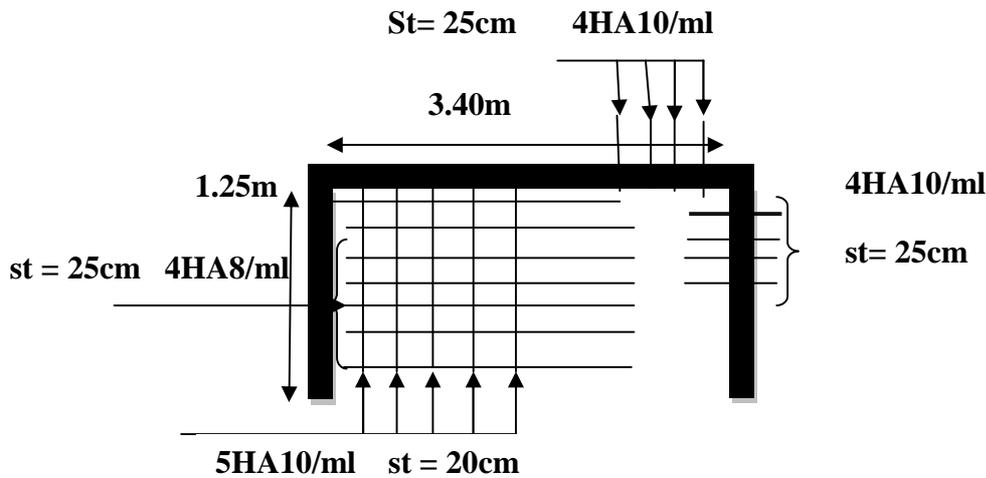


Fig. III.13. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

III.2.2.4. Dalle sur 04 appuis:

$$l_x = 2,30 \text{ m} ;$$

$$l_y = 3,40 \text{ m} ;$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,67 ;$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

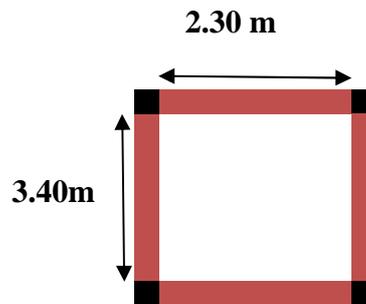


Figure.III.14. Schéma de la dalle.

a. Calcul des sollicitations :

$$G = 6,27 \text{ N} / \text{m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On aura donc :

• A P'ELU :

$$P_U = 1,35G + 1,5Q = 13,71 \text{ KN} / \text{m}^2 ;$$

• A P'ELS :

$$P_S = G + Q = 9,77 \text{ KN} / \text{m}^2 ;$$

❖ Calcul des moments :

$$\rho = 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0,0723 \\ \mu_Y = 0,3895 \end{cases} \quad (\text{Annexe}).$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0723 \times 13,71 \times (2,30)^2 = 5,24 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_x = 0,3895 \times 5,24 = 2,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **En travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 5,24 = 4,45 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 2,04 = 1,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **En appui :**

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times M_{ox}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 \times 5,24 = -2,62 \text{ KN.m}$$

b. Ferrailages:

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

On a : $b = 100\text{cm}$, $e = 15\text{cm}$, $d = 13\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ et $f_e = 400\text{Mpa}$

Le diamètre des barres utilisées doit-être: $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$;

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1,5}{2} + 2\right) = 12,25 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1,5}{2} + 1,5 + 2\right) = 10,75 \text{ cm}$$

• **Selon L_x :**

❖ **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{4,45 \times 10^{-3}}{1 \times (0,1225)^2 \times 14,2} = 0,0186 \\ \mu_{bu} = 0,0186 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0186}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0235 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{4,45 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,0186) \times 0,1225} = 1,05 \text{ cm}^2 \end{array} \right. ,$$

Soit $A_x^t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **En appui**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{2,62 \times 10^{-3}}{1 \times (0,1225)^2 \times 14,2} = 0,0109 \\ \alpha = 0,0137 \\ \Rightarrow A_x^a = 0,58 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit : $A_x^a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)**

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

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

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0,67) \times 1 \times 0,15}{2} = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \leq A_{\min} \\ A^a \leq A_{\min} \end{cases}$$

• **Selon L_y**

❖ **En travée**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0,0072 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0,009 \\ \Rightarrow A_y^t \geq 0,385 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $A_y^t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **En appuis**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0,0043 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0,005 \\ \Rightarrow A_y^a = 0,226 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $A_y^a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité) :**

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

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 2,01\text{cm}^2 > 1,2\text{cm}^2 \\ A_y^a = 2,01\text{cm}^2 > 1,2\text{cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Espacement des armatures :**

$$\text{Sens x-x : } St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } St_y = 25\text{cm} .$$

$$\text{Sens y-y : } St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} ; \text{ on adopte } St_x = 25\text{cm} .$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{13,71 * 3,40}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,67}{2}} = 17,42\text{KN} .$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,13\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,13\text{MPa} < \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	4.45	1.05	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-2.62	0.58	4HA8=2,01 cm ²
Sens y-y	En travée	1.73	0.385	4HA8=2,01 cm ²
	En appuis	-2.62	0.226	4HA8=2.01 cm ²

c. **Vérification à l'ELS** $\nu = 0,2$ $\rho = 0,67$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0780 \\ \mu_y = 0,5469 \end{cases} \quad \text{(Annexe)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0780 \times 9,77 \times 2,30^2 = 4,031\text{KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,5469 \times 4,03 = 2,204\text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travées :**

$$\begin{cases} M_{x\ ser}^t = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 4,031 = 3,42\text{KN.m} \\ M_{y\ ser}^t = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 2,204 = 1,87\text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{a\ ser}^x = M_{a\ ser}^y = -0,5 M_x = -0,5 \times 4,031 = -2,015\text{KN.m}$$

1. Etat limite d'ouverture des fissures..... (Art B-6-3) [1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

2. Etat limite de compression du béton :

❖ **Vérification des contraintes :**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

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

$$\frac{h}{l} > \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 \times M_0}\right)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} ;$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa};$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Localisation	Sens	M (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
En travée	x-x	3,42	2,01	2,51	3844,8	2,24	15	Vérifiée
	y-y	-2,015	2,01	2,51	3844,8	1,225	15	Vérifiée
En appui	x-x	1,87	2,01	2,51	3844,8	1,318	15	Vérifiée
	y-y	-2,015	2,01	2,51	3844,8	0,72	15	Vérifiée

3. Etat limite de déformation :

❖ Vérification de la flèche :

• Sens xx :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{230} = 0.0652 > \frac{M_t^x}{20M_0^x} = 0.0424 \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d_x} = \frac{2,01}{100 \times 12,25} = 0.0016 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

• Sens yy :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{340} = 0.044 > \frac{M_t^y}{20M_0^y} = 0.042 \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d_x} = \frac{2,01}{100 \times 12,25} = 0.0016 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

La flèche est vérifiée selon les deux sens (xx et yy)

Le schéma de ferrailage :

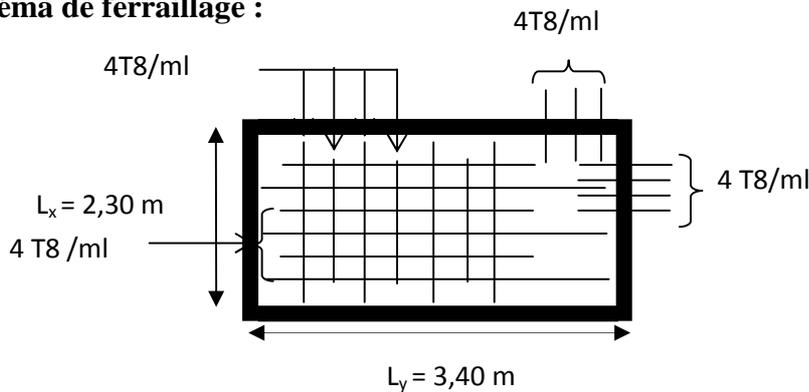


Fig. III.15.Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.3. 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, encastrée 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.

III.3.1 hypothèses de calcul :

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

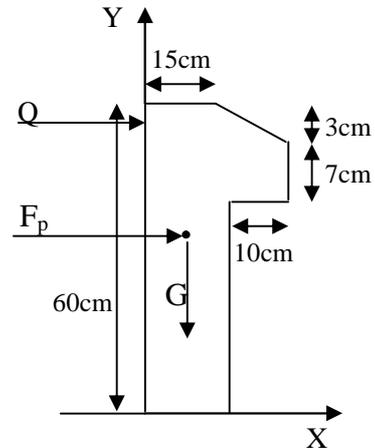


Fig. III.16. Coupe transversale de l'acrotère.

III.3.2 Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

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

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.3.2.1. Charge verticale :

Tableau III.21. Charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

III.3.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

RPA99 (article 6.2.3).

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

III.3.3 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{ m} \\ Y_G = 0.284 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.22. Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression 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.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0 \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

III.3.4. Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

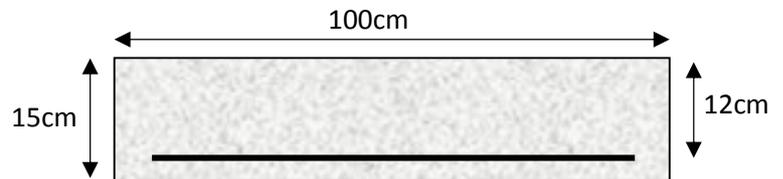


Fig. III.17. Section à ferrailler.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion

simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.116m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27cm^2$$

Vérification à l'ELU :

• **La condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.44cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml$.

• **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa .}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / ml$$

• **Espacement :**

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

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \qquad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83\text{MPa} \quad (\text{RPA Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83\text{MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

• **Vérification à l'ELS :**

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 2.6225 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times fe ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}.$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m}.$$

$$c = -0.153 \text{ m} ; y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 MPa < \overline{\sigma}_{adm}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

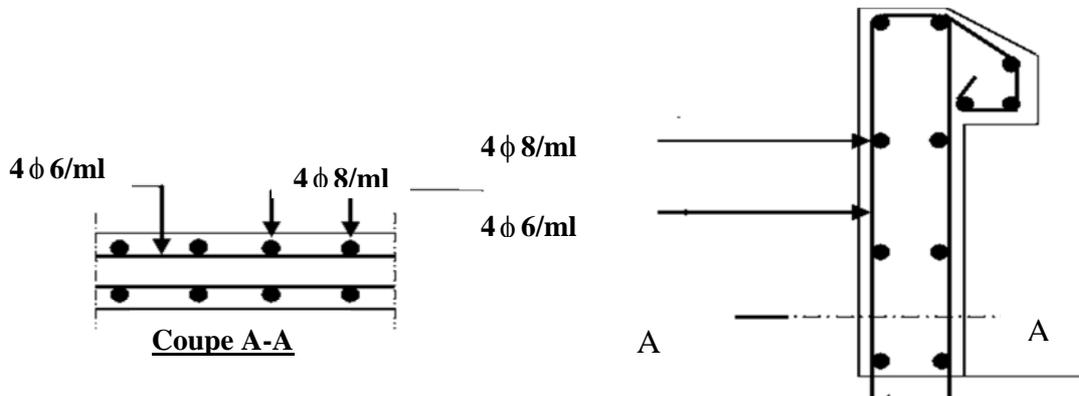


Fig. III.18. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

III.4. L'ascenseur :

La dalle de cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + l'ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

Donc on fixe une épaisseur $h=15\text{cm}$

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminer son épaisseur on a :

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

$$e=5 \text{ cm}$$

III.4.1 Etude de la dalle d'ascenseur :

III.4.1.1.Évaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{poids de la dalle en béton}$$

$$G_2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{poids du revêtement en béton (e=5cm)}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

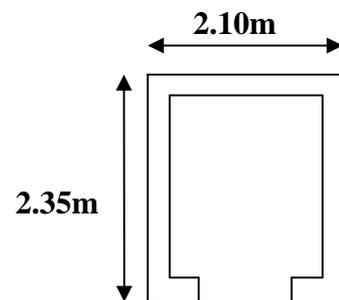


Fig.III.19.Cage d'ascenseur

$$G'' = \frac{fc}{S} = \frac{145}{4,935} = 29,38 \text{ KN/m}^2 \quad \text{poids de la machine}$$

$$G_{\text{tot}} = G' + G'' = 34,23 \text{ KN/m}^2$$

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

- **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1,35 G_{\text{tot}} + 1,5 Q = 1,35 \times 34,23 + 1,5 \times 1 = 47,71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G_{\text{tot}} + Q = 34,23 + 1 = 35,23 \text{ KN/m}^2$$

III.4.2. Cas d'une charge uniformément réparties :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2,10}{2,35} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

-**Les sollicitations :**

➤ **à l'ELU :** ($\nu = 0$)

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

-**Calcul des moments réels :**

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,0466 \times 47,71 \times (2,1)^2 = 9,80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0,7635 \times 9,80 = 7,48 \text{ KN.m}$$

-**Correction des moments :**

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 8,33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 6,358 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -2,94 \text{ KN.m}$$

-**Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m/l

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 12$ mm pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 12,40 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1,2}{2} + 1,2 + 2\right) = 11,2 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} ;$$

En travée :

Sens x-x' $\mu_{bu} = \frac{8,33 \times 10^3}{100 \times (12,4)^2 \times 14,2} = 0,0381; \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ pivot A

$$\mu_{bu} = 0,0381 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,048$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,122 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{Mt}{z \times f_{st}} = \frac{8,33 \times 10^3}{0,122 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,96 \text{ cm}^2$$

Pour $h > 12$ cm et $\alpha \geq 0,4$:

En travée :

Sens xx : $A_{x \min} \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0,0008 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Sens y-y : $A_y \geq \rho_0 b h$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$$

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 1,2 \text{ cm}^2$$

Tableau III.23. Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{cal} ≥ A _{min} (cm ² /ml)
Travée	x-x	8.33	0,0381	0,048	0,122	1,96	1,2	4 T10=3,14
	y-y	6.358	0.0356	0.045	0,109	1,67	1,2	4 T10=3,14
Appui	x-x	2,94	0.0134	0,0168	0,123	0,68	1,2	4 T10=3,14

-Espacement des armatures :

Armatures // L_x: S_t = 33 cm ≤ min (3 h, 33 cm) = 33 cm

Armatures // Ly: S_t = 33 cm ≤ min (4 h, 45 cm) = 45 cm

-Vérification au cisaillement :

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{47,71 \times 2,10}{2} = 50.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{50,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,124} = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa.}$$

➤ **à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

$$q_s = G_{tot} + Q = 34,23 + 1 = 35,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

-Calcul des moments réels :

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,0537 \times 35,23 \times (2,1)^2 = 8,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0,8358 \times 8.34 = 6.97 \text{ KN.m}$$

-Correction des moments :

En travée :

Sens x-x' : $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 7,09 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 5,92 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -2,502 \text{ KN.m}$

-Vérification des contraintes :

$A_x = A_y = 3,14 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 12,4 \text{ cm}$, $y = 2,98 \text{ cm}$, $I = 5062,13 \text{ cm}^4$

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Vérification des contraintes

Localisation		M_{ser} (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	Sens x-x	7.09	3,14	2,98	3,7	Vérifiée
	Sens y-y	5.92	3,14	2,81	4,64	Vérifiée
Appui		-2,502	3,14	2,98	1,31	Vérifiée

III.4.3. Cas d'une charge concentrée :

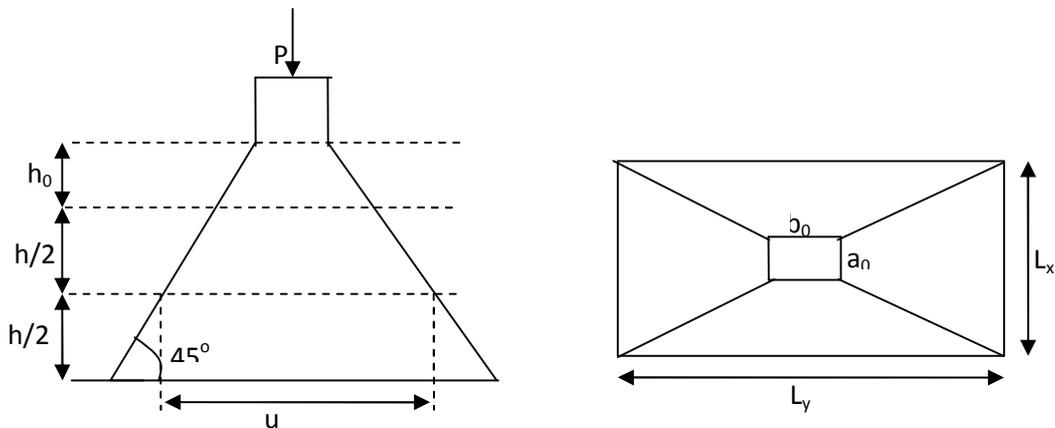


Figure.III.20.Schéma représente la surface d'impact.

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v.).

On calcule le rectangle d'impact (u. v).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h \quad \text{Avec : } a_0 \text{ et } u : \text{dimension // à } L_x$$

b_0 et v : dimension // à L_y ($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h_0 : Epaisseur du revêtement,

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

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q \quad , \quad \nu : \text{coefficient de poisson} \quad \text{donc : } \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

➤ à ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{210}{235} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens} \begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{210} = 0,5 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{235} = 0,44 \end{cases}$$

On se réfère à l'abaque PIGEAUD (annexe2) on trouve $M_1 = 0,105$, $M_2 = 0,088$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$M_{x1} = p_u \times M_1$$

$$M_{y1} = p_u \times M_2$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 6,3 = 64,3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 64,3 = 86,805 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 9,11 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 7,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus aux poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,04 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1,26 \text{ KN.m}$$

μ_x et μ_y sont donnée par l'Annexe 1

$$\mu_x = 0,0466, \mu_y = 0,7635$$

La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,11 + 1,65 = 10,76 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,64 + 1,26 = 8,9 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 15 \text{ cm}$

Moment en travées

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,76 = 9,15 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,9 = 7,56 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 9,15 = -2,74 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailages sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.25. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ²)	A_a calculé (cm ²)	A_t adopté (cm ²)	A_a adopté (cm ²)
Sens x-x	9,15	2,74	2.17	0.64	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y	7,56	2,74	1.99	0.71	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Vérification à l'ELU :

Vérification au non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

$$U_c = 2 \times (u+v) = 2 \times (105+105) = 420 \text{ cm}$$

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : L'épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$P_u = 86,805 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 472,5 \text{ KN} \dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

Pas risque de poinçonnement.

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{2u + v} = \frac{P_u}{3u} = 27,55 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{P_u}{2v + u} = \frac{P_u}{3v} = 27,55 \text{ KN}$$

$$\text{Et on a : } \tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0,0222 < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{pas risque de cisaillement})$$

-Espacement des barres :

Sens x-x': $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y': $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

-Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 64,3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 64,3 \times (0,105 + 0,2 \times 0,088) = 7,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 64,3 \times (0,088 + 0,2 \times 0,105) = 7 \text{ KN.m}$$

Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$Q_{ser} = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,0537 \times 5,85 \times 2,1^2 = 1,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,8358 \times 1,38 = 1,15 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,88 + 1,38 = 9,26 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7 + 1,15 = 8,15 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,26 = 7,87 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,15 = 6,93 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 9,26 = -2,78 \text{ KN.m}$$

Vérification de contrainte :

Sens x-x'

$$b = 100 \text{ cm}; d = 12,4 \text{ cm}; y = 2,98 \text{ cm}; I = 5061,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4,63 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

Sens y-y' :

$$b = 100 \text{ cm}; d = 11,2 \text{ cm}; y = 2,81 \text{ cm}; I = 4055,07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4,45 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

-Etat limite d'ouverture des fissures :

La FPN \Rightarrow pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

Donc aucune vérification à faire

-Vérification de la flèche :

Les deux conditions à vérifier sont :

$$h/l=0,071 \geq 1/16=0,06 \quad \text{vérifié}$$

$$h/l=0,071 \geq M_t/20M_0=0,0548 \quad \text{vérifié}$$

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

III.4.4. schéma de ferrailage :

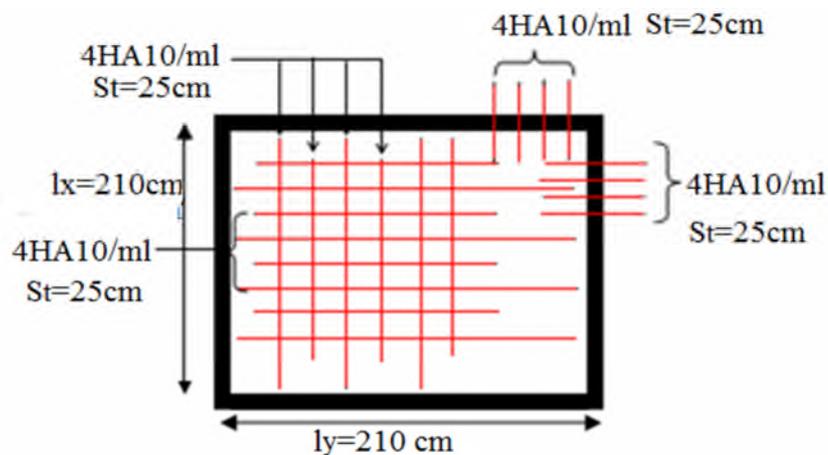


Figure III.21.vue en coupe du ferrailage de la dalle

III.5.Escalier :

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 trois types d'escalier.

III.5.1.Premier types :

Ce type se calcule comme suite :

III.5.1.1.Etude de la 1^{ère} volée :

- La charge permanente

$$G=7.56\text{KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

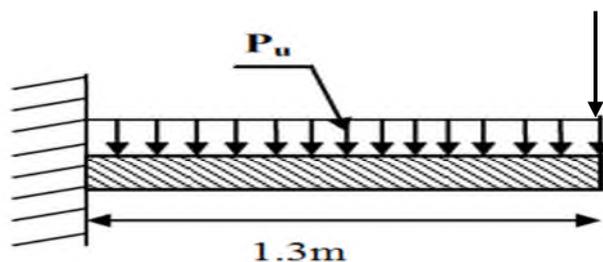


Fig. III.22.Schéma statique de 1^{ère} volée

Ce type se calcule comme une console.

- **La charge qui revient à la volée :**

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 7.56) + (1.5 \times 2.5) = 13.96 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Résultats de ferrailage de la 1^{ère} volée

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)
11.80	0.0118	0.0148	0.119	2.84	1.45	4HA12=4.52	3HA8=1.51

- **vérifications :**

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min (2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2.5 \times 12, 25 \text{ cm})$$

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

On a choisi 4HA12, soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ vérifiée.

- **à l'ELU :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.151 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (7.56+2.5) = 10.06 \text{ KN/m}$$

$M_s = 8.50 \text{ KN. m.}$

- **Vérification de σ_{bc} :**

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 4.52) y - (15 \times 4.52 \times 12) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 813.6 = 0 \implies y = 3,41 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,41^3 + 15 \times 4.52 (12 - 3,41)^2 \implies I = 6324.56 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{8.50 \times 10^{-3}}{6324.56 \times 10^{-8}} \times 0.0341 = 4.58 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

la fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

- **La flèche :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.3} = 0.107 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 M_0} \right] = 0.042 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,00376 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire

• **Ferraillage :**

$$A_{st}^x = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{st}^y = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- Schéma de ferrailage :

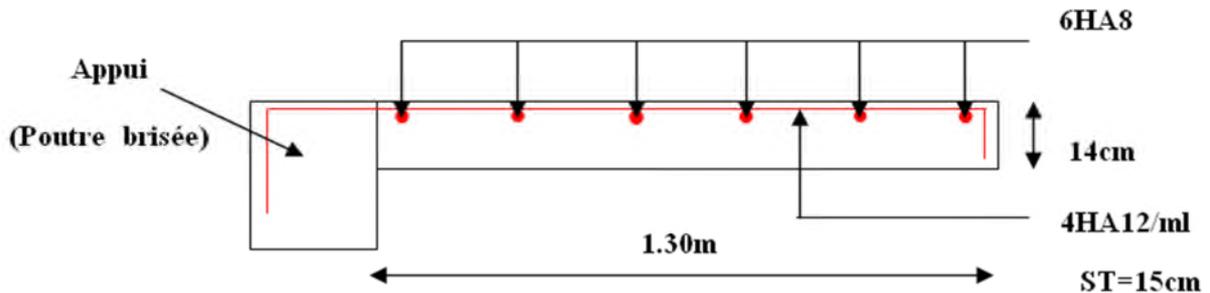


Fig. III.23.Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée

- Calcul de la poutre brisée :

- Dimensionnement :

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

$$L = (3.1 / \cos 30^\circ) + 1.3 = 4.88 \text{ m}$$

$$\frac{488}{15} \leq h \leq \frac{488}{10} \Rightarrow 32.53 \leq h \leq 48.8$$

Donc soit $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 45 \text{ cm}$.

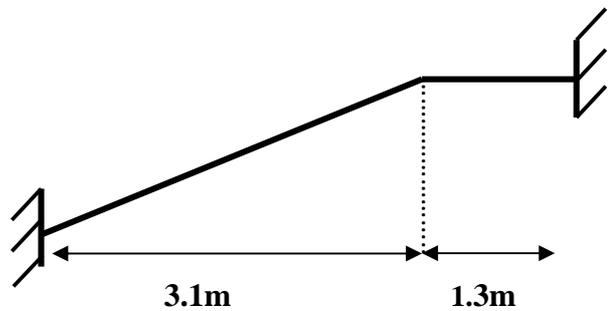


Fig. III.24.Schéma statique de la poutre brisée

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 :

$$\text{Poids propre : } P = 25 \times 0.35 \times 0.45 = 3.93 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de la pailleuse inclinée : } P_p = 8.2 / \cos 30^\circ = 9.47 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 21.84 \text{ KN/m}$$

- Calcul des sollicitations :

En travée :

$$M_t = \frac{P_u \times l^2}{24} = 21.67 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = \frac{P_u \times l^2}{12} = 43.34 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tabl.III.27.ferrailage de la poutre brisé

Mu (KN. m)	μbu	α	Z (m)	A _{min} (cm ²)	A Calculé (cm ²)
EN TRAVEE					
21.67	0.0865	0.113	0.401	0.91	1.55
EN APPUI					
43.34	0.0173	0.0218	0.416	0.91	2.99

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{53.28 \times 10^{-3}}{35 \times 42} = 0.362 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

- **Armatures transversal à la flexion simple:**

Soit: St=20 cm

St=20 cm < min (0.9 d ; 40 cm)=37.8cm Condition vérifiée.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times st}{fe} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.2}{400} = 0.70 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times st}{0.8 fe} = \frac{(0.362 - 0.3 \times 2.1) \times 0.35 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.586 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc $A_t = 0.70 \text{ cm}^2$

- **Calcul à la torsion :**

- **Le moment de torsion :**

Le moment maximum aux appuis : 1.65m 1.65m 1.65m

$M_t = 43.34 \text{ KN.m}$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{0.5 \times 43.34 \times 4.88}{2} = 42.67 \text{ KN.m.}$$

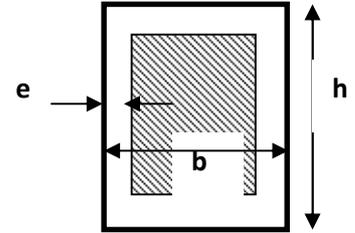
- Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 35 = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (35 - 5.83) \times (45 - 5.83) = 1142.59 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{42.67 \times 10^{-3}}{2 \times 0.114259 \times 0.0583} = 3.20 \text{ MPa}$$



On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \tau = \sqrt{(0.362)^2 + (3.20)^2} = 3.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau \leq \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement.

- Armatures longitudinales en torsion :

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

$$U = 2 \times [(b - e)] + (h - e) = 2 \times [(35 - 5.83)] + (45 - 5.83) = 136.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{0.5 \times 43.34 \times 10^{-3} \times 1.3668 \times 1.15}{2 \times 0.114259 \times 400} = 3.72 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $S_t=20$ cm

$$A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{21.67 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.114259 \times 400} = 0.54 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

- **Armatures transversal :**

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.7 + 0.54 = 1.24 \text{ cm}^2$$

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

- **Armatures longitudinales :**

En appui :

$$A_l^a = A_t^{flexion} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_l^a = 2.99 + \frac{3.72}{2} = 4.85 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_l^t = A_t^{flexion} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_l^t = 1.55 + \frac{3.72}{2} = 3.41 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferraillage :**

Pour A_l^t on choisit 3HA14= 4.62 cm².

Pour A_l^a on choisit 3HA14= 4.62cm².

Pour A_t on choisit 1cadreet 1 étrier de $\Phi 8=2.01 \text{ cm}^2$.

- Schéma de ferrailage :

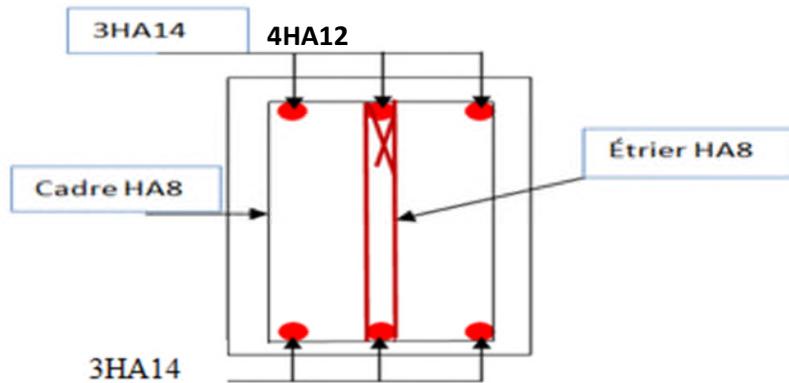


Fig. III.25.Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.5.1.2.Etude de la 2^{ème} volée :

Evaluation des charges :

Volée :

$G=7.56 \text{ KN/m}^2.$

$Q=2.5 \text{ KN/m}^2.$

Palier :

$G=5.02 \text{ KN/m}^2.$

$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$

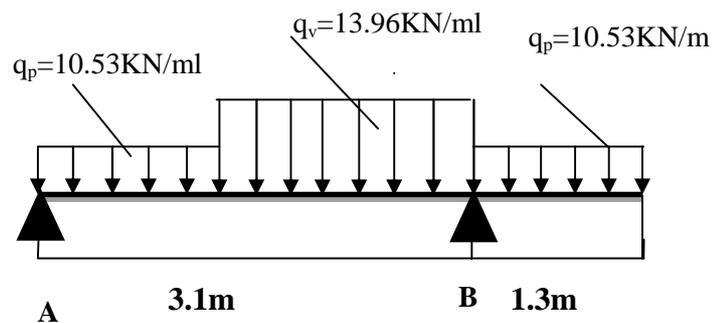


Fig. III.26.Schéma Statique de la 2eme volée.

Calcul des sollicitations :

➤ à l'ELU:

- La charge qui revient sur la volée :

$q_v=1.35G_v+1.5Q_v= (1.35 \times 7.56) + (1.5 \times 2.5) =13.96 \text{ KN/ml.}$

- La charge qui revient sur le palier :

$q_p=1.35G_p+1.5Q_p= (1.35 \times 5.02) + (1.5 \times 2.5) =10.53 \text{ KN/ml.}$

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$R_a=15.24\text{KN.}$

$R_b=37.25\text{KN}$.

- Calcul des moments :

- 1^{er} tronçon : $0 < x < 1.3\text{m}$

$$M=15.24x-5.27x^2$$

$$T= 10.53 x-15.24$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-15.24\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.3 \rightarrow \begin{cases} M=10.90\text{KN} \cdot \text{m} \\ T=-1.55\text{KN} \end{cases}$$

- 2^{ème} tronçon : $1.3 \text{ m} < x < 3.1\text{m}$

$$M=1.56x - 6.98(x-1.3)^2+8.89$$

$$T= -1.56+13.96x$$

$$\text{Pour } x= 1.3 \rightarrow \begin{cases} M=10.92\text{KN} \cdot \text{m} \\ T=16.59\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=3.1 \rightarrow \begin{cases} M=-8.88\text{KN} \cdot \text{m} \\ T=41.71\text{KN} \end{cases}$$

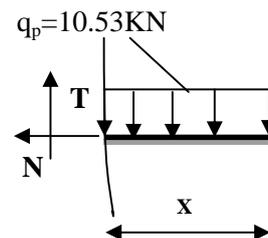
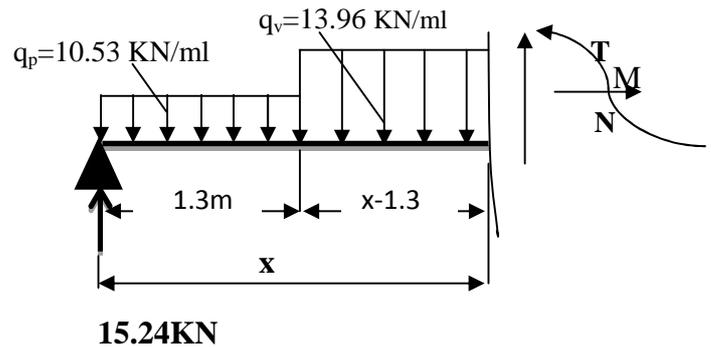
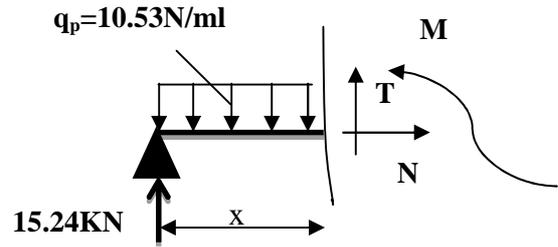
- 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} < x < 1.3\text{m}$

$$M=-5.27x^2$$

$$T= 10.53 x$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T= 0\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.3 \rightarrow \begin{cases} M=-8.90\text{KN} \cdot \text{m} \\ T=-13.69\text{KN} \end{cases}$$



- Calcul M^{\max} :

$$M_{\max} = \frac{dM}{dt} = 1.44m$$

Donc $M^{\max} = 11.02 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

- Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 11.02 = -5.51 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 11.02 = 9.37 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Tableau de ferraillage de la 2eme volée

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)
9.37	0.045	0.056	0.117	2.30	1.45	4HA12=4.52	25
En appui							
5.51	0.026	0.033	0.119	1.33	1.45	4HA10=3.14	25

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01/\text{ml}$ et $St = 25\text{cm}$.

- Vérification des espacements :

– Armatures principales : $St = \min (3.e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min (4.e, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

- Vérifications :

➤ **à l'ELU :**

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 37.25KN$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{37.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.31MPa$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 1.16MPa \Rightarrow \bar{\tau} > \tau \Rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

➤ à l'ELS :

• La contrainte du béton :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Vérification de la contrainte dans le béton

M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée					
7.93	3.74	7526.08	3.94	15	Vérifiée
En appui					
6.35	3.41	6324.56	3.42	15	Vérifiée

Etat de déformation :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{14}{310} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{La condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche}$$

Tableau III.30. Evaluation de la flèche de la 2eme volée

L(m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
3.1	4.52	3.03	3.85	5.31	6324.56	28155.42
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgy} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.41	18563.27	14274.31	29336.89	21093.07	0.088	0.62

- Schéma de ferrailage :

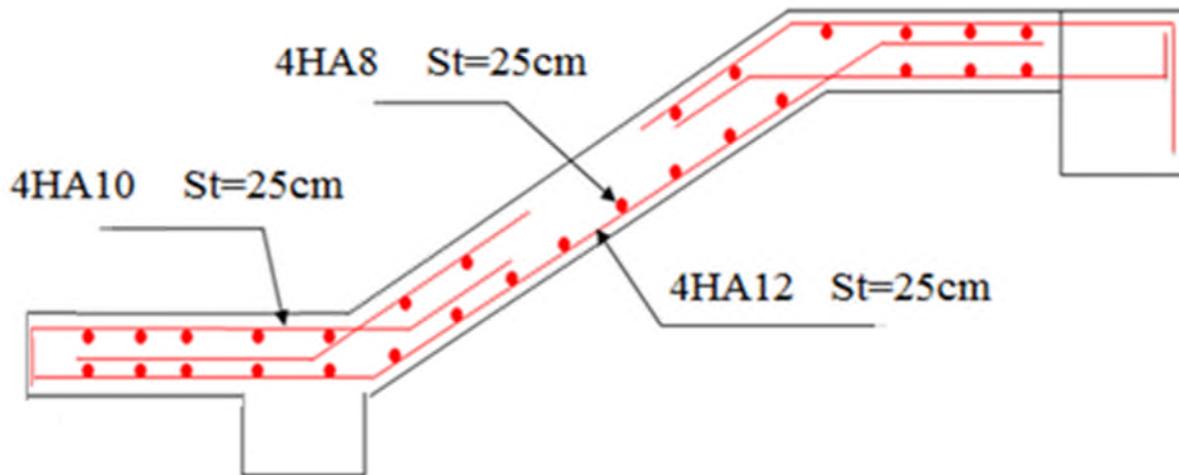


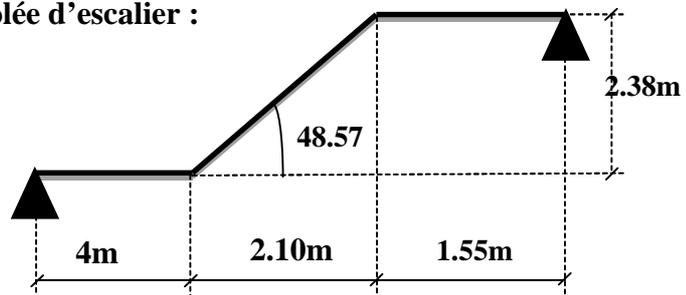
Fig. III.27. Schéma ferrailage de la 2ème volée.

III.5.2.2^{ème} type d'escalier :

Ce type se calcule comme suit :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=10.32\text{KN/m}^2. \\ Q=2.50\text{ KN/m}^2. \end{cases}$$



- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=6.02\text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50\text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Calcul à l'ELU:

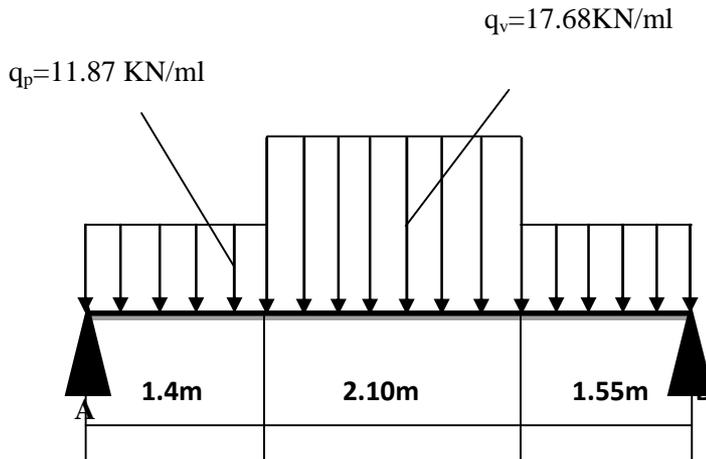
- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v=1.35G_v+1.5Q_v=(1.35\times 10.32)+(1.5\times 2.5)=17.68\text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p=1.35G_p+1.5Q_p=(1.35\times 6.02)+(1.5\times 2.5)=11.87\text{KN/ml.}$$

- Schéma statique:



- Calcul des sollicitations:

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 36.26 \text{ KN.}$$

$$R_B = 35.90 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

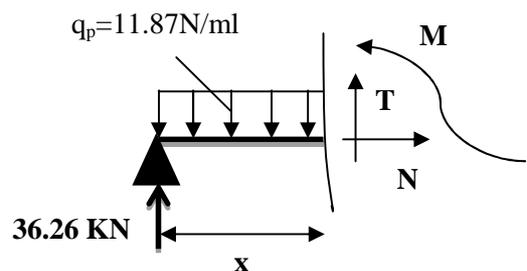
- 1^{er} tronçon : $0 < x < 1.4 \text{ m}$

$$M = 36.26 x - 5.935 x^2$$

$$T = 11.87 x - 36.26$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T=-36.26 \text{ KN.} \end{cases}$$

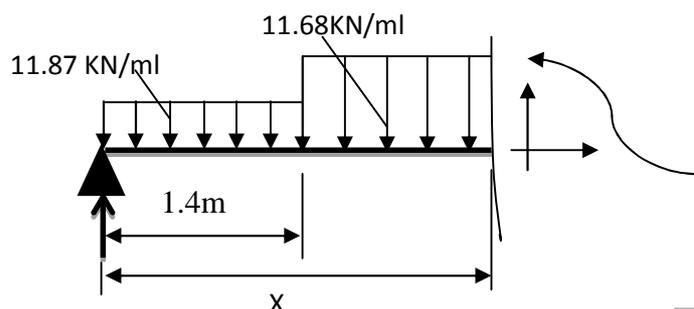
$$\text{Pour } x=1.4 \rightarrow \begin{cases} M=39.13 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-19.64 \text{ KN} \end{cases}$$



- 2^{ème} tronçon : $1.4 \text{ m} < x < 3.5 \text{ m}$

$$M = 18.4 x - 7.26(x-1.4)^2 + 11.08$$

$$T = -18.4 + 14.52 x$$



$$\text{Pour } x=1.4 \rightarrow \begin{cases} M=39.13 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-19.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=3.5 \rightarrow \begin{cases} M=41.38 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=17.49 \text{ KN} \end{cases}$$

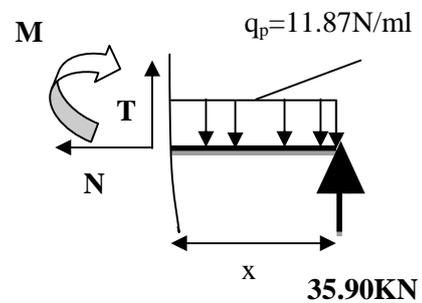
- **3^{er} tronçon : $0 < x < 1.55\text{m}$**

$$M=35.90 x-5.93 x^2$$

$$T=11.87 x-35.90$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-35.90 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.55 \rightarrow \begin{cases} M=41.38 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-17.49 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$dM/dX=0 \rightarrow X=2.51\text{m}$$

$$\text{Donc } M^{\max}=50.04 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

- **Calcul des moments réels :**

$$M_d = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 50.04 = -25.02 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 50.04 = 37.53 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

- **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.31.ferrailage de la partie de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu(KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
37.53	0.1034	0.137	0.151	7.13	1.93	7.92=7HA12	14
En appui							
25.42	0.0690	0.089	0.154	4.66	1.93	5.65=4HA12	20

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3.25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{36.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.23MPa$$

$\tau_u = 0.23MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98cm^2 / ml.$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm$.

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 14cm$Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm$Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 10.32 + 2.5 = 12.82KN/ml.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 6.02 + 2.5 = 8.52KN/ml.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M_0 (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée									
26.16	25.89	2.51	36.18	30.75	5.09	18536	8.44	15	vérifiée
En appui									
26.16	25.89	2.51	36.18	14.47	3.37	8454	5.77	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$H_t/l = 0.18/5.05 = 0.035 < 1/6 = 0.0625$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.33. Evaluation de la flèche dans l'escalier :

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
5.05	7.92	16.294	23.979	30.752	18536	275821
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
5.09	145066	109761	96113	177877	0.3092	0.5055

Schéma de ferrailage des escaliers :

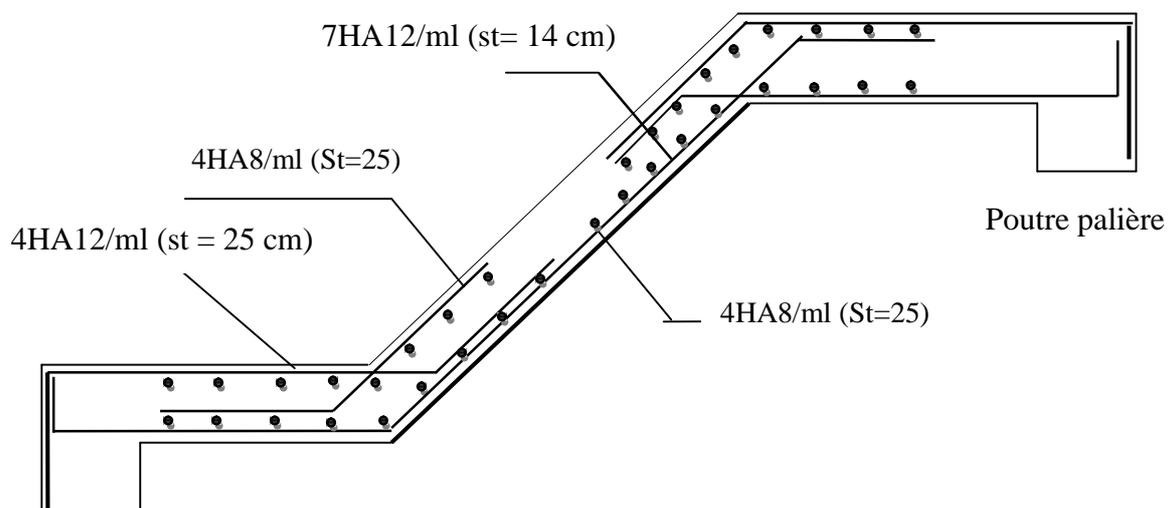


Figure III.28. Schéma de ferrailage des escaliers

III.5.2.1. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcule à la torsion.

Dimensionnement :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

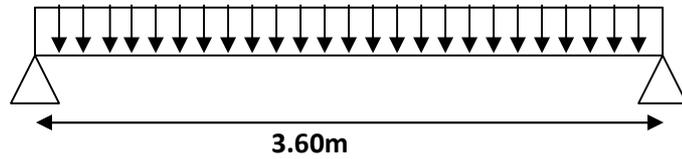


Figure III.29. Schéma statique de la poutre palière

On prend : $h=45\text{cm}$; $b=35\text{cm}$.

➤ Les sollicitations de la poutre palière

- Les charges sur la poutre

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = (0,45 \times 0,35) \times 25 = 3,93\text{KN} / m$$

g_m : Poids du mur extérieur sur la poutre

$$g_m = 2,76 \times 2,38 = 6,57\text{KN} / ml$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point A

$$\text{ELU} : R_A = 36,26\text{KN}$$

$$\text{ELS} : R_A = 26,16\text{KN}$$

- Les sollicitations

$$P_u = 1,35(g_0 + g_m) + R_A$$

$$P_u = 50,44\text{KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 81,71\text{KN.m}$$

$$M^t = 0,85M_0 = 69,46\text{KN.m}$$

$$M^a = -0,4M_0 = -32,68\text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 90,79\text{KN}$$

Ferraillage de la poutre palière en flexion simple

$$b=35\text{cm} \quad h=45\text{cm} \quad d=43\text{cm} \quad f_{c28}=25\text{Mpa} \quad f_{bu}=14,2\text{Mpa} \quad f_{st}=348\text{Mpa}$$

$$A_t \geq -0,044 \text{ cm}^2.$$

On adopte un cadre de **1HA8=1,004 cm²** avec un espacement **S_t=15 cm**

Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-14**).

$$M^{torsion} = 32.68 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section,
- Ω : air du contour tracer avec hauteur,
- e : épaisseur de la paroi,
- A_l : section d'acier.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (0,35 - 0,0583) \times (0,45 - 0,0583) = 0,114 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0,35 - 0,0583) + (0,45 - 0,0583)] = 1,366 \text{ m}$$

$$A_{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{32.68 \times 10^{-3} \times 1,366 \times 1,15}{2 \times 0,114 \times 400} = 5,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{torsion} = 5.62 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{tor}^{adop} = 3HA12 + 3HA10 = 5,75 \text{ cm}^2.$

- **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{32.68 \times 10^{-3}}{2 \times 0,114 \times 0,0583} = 2.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{utor} = 1.83 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa}.$$

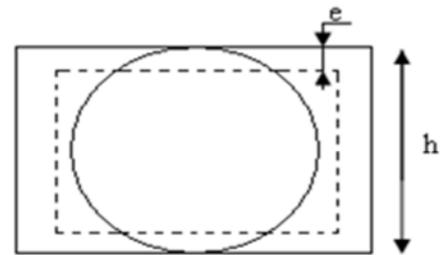


Figure III.30 : Section creuse équivalente

- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant : BAEI 91 (article I.III)

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0,603)^2 + (2,45)^2} = 2,52 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales à la torsion :

On fixe l'espacement comme suit :

➤ En travée et en appui :

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,61 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 \Rightarrow A_t^{min} = 1,575 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} > A_t \Rightarrow A_t = A_t^{min}$$

$$A_t = 2HA10 = 1,58 \text{ cm}^2.$$

La section d'armatures finale (en travée et en appui)

$$A' = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A' = 8,01 + \frac{5,75}{2} \Rightarrow A' = 10,58 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7,875 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_{adop}^t = A_{adop}^a = 3HA16 + 3HA14 = 10,65 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_t = 0,502 + 1,58 = 2,082 \text{ cm}^2 .$$

On opte : $A_T^{adop} = 2HA10 + 2HA8 = 2,58 \text{ cm}^2$ (cadre $\Phi 8$ et épingle $\Phi 10$)

- Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du

béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Vérification des contraintes du béton à l'ELS.

Elément	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Vérifiée
Travée	50.49	10.54	76880	6.93	15	
Appui	23.75	8.36	49294	4.03	15	

État limite de déformation

✓ Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$$h/l = 0.12 \geq 1/16 = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.12 > \frac{M_t}{10 \times M_0} + 0.0849 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Le schéma de ferrailage de la poutre palière

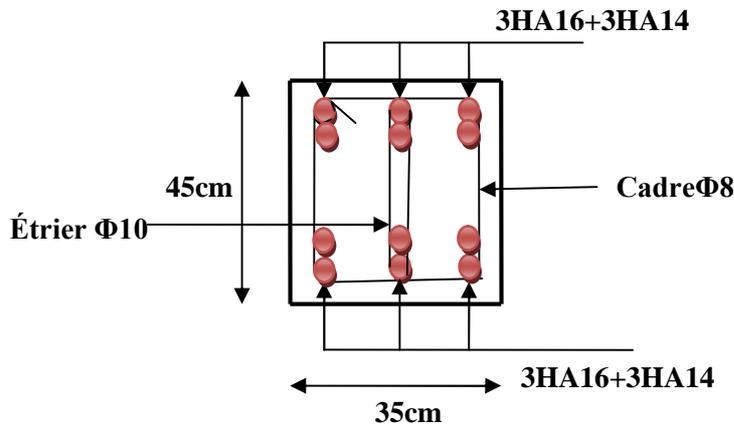


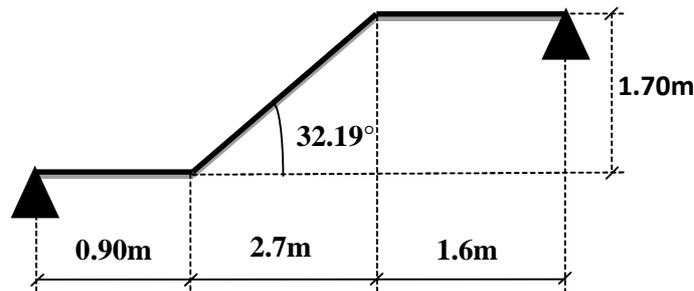
Figure III.31. Ferrailage de la Poutre palière

III.5.3.3^{eme} type d'escalier :

Ce type se calcule comme suit :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G = 7.65 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$



- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G = 5.02 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

Calcul à l'ELU:

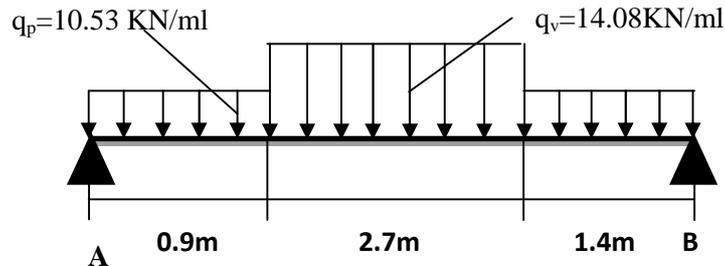
- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 7.65) + (1.5 \times 2.5) = 14.08 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.02) + (1.5 \times 2.5) = 10.53 \text{ KN/ml.}$$

- Schéma statique:



- Calcul des sollicitations:

Calcul des réactions:

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 31.59 \text{ KN.}$$

$$R_B = 30.63 \text{ KN.}$$

Calcul des moments :

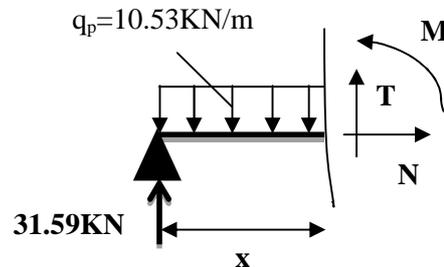
- 1^{er} tronçon : $0 < x < 0.9 \text{ m}$

$$M = 31.59x - 5.26x^2$$

$$T = 10.53x - 31.59$$

$$\text{Pour } x=0 \Rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN.m.} \\ T=-31.59 \text{ KN.} \end{cases}$$

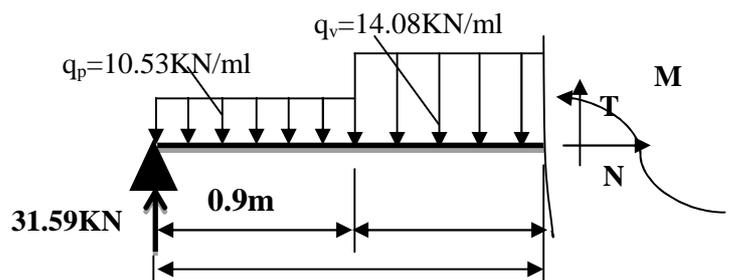
$$\text{Pour } x=0.9 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M=24.17 \text{ KN.m} \\ T=-22.11 \text{ KN.} \end{cases}$$



- 2^{ème} tronçon : $0.9 \text{ m} < x < 3.6 \text{ m}$

$$M = 22.11x - 7.04(x-0.9)^2 + 4.26$$

$$T = -22.11 + 14.08x$$



Pour $x = 0.9$ \Rightarrow $\begin{cases} M=24.16\text{KN} \cdot \text{m} \\ T=-9.44 \text{ KN} \end{cases}$

Pour $x=3.6$ \Rightarrow $\begin{cases} M= 32.53\text{KN} \cdot \text{m} \\ T=28.58 \text{ KN} \end{cases}$

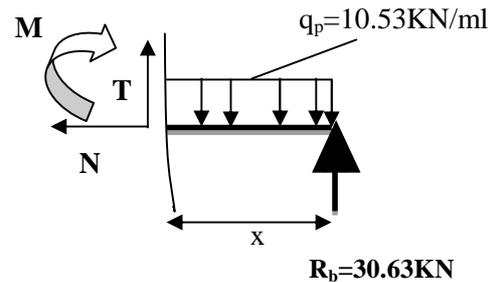
- **3^{er} tronçon : $0 < x < 1.4 \text{ m}$**

$$M=30.63 x-5.26x^2$$

$$T= 10.53 x-30.63$$

Pour $x=0$ \Rightarrow $\begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m}. \\ T=-30.63\text{KN}. \end{cases}$

Pour $x=1.4$ \Rightarrow $\begin{cases} M=32.57\text{KN} \cdot \text{m} \\ T=-15.89\text{KN} \end{cases}$



Calcul M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x :

$$dM/dX=0 \rightarrow X=1.570\text{m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 35.81 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 35.81 = -17.90 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 35.81 = 26.86 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.36. ferraillage de la partie de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² / ml)	St(cm)
26.86	0.131	0.176	0.111	6.95	1.44	7.92=7HA12	14
En appui							
17.90	0.0875	0.114	0.114	4.51	1.44	5.65=5HA12	20

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.14 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{31.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.26MPa$$

$\tau_u = 0.26MPa < \bar{\tau}_u = 2.33MPa$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98cm^2 / ml.$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01cm^2/ml$ et $St = 25cm$.

• **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 14cm$Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 20cm$Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

La charge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 7.65 + 2.5 = 10.15KN/ml.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.02 + 2.5 = 7.52 KN/ml.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Les résultats de calcul par la méthode de RDM :

R _A (KN)	R _B (KN)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée									
22.70	21.99	1.77	29.90	31.33	2.92	4713.1	14.76	15	vérifiée
En appui									
22.70	21.99	1.77	29.90	15.66	2.40	3239.4	8.88	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$h_t/l=0.14/5=0.028 < 1/16=0.0625$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.38. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5.4	6.79	15.49125	21.51786546	29.26	21370	339800
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.12	21851.6	14931.9	11652	23343.7	0.028	0.10

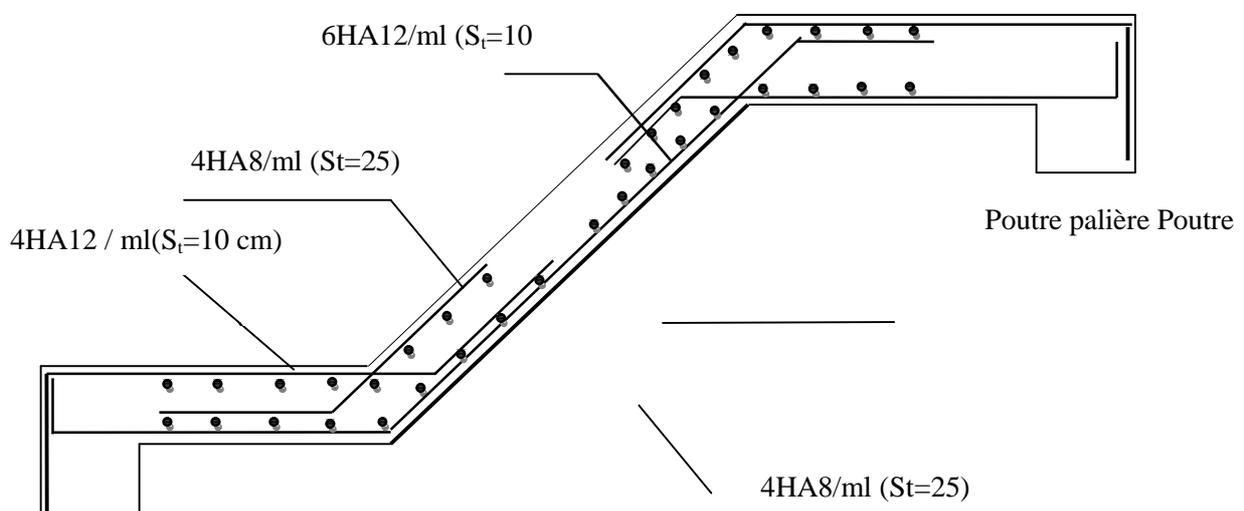


Figure III.32. Schéma de ferrailage des escaliers

Observation :

Pour le ferrailage de la poutre palière de l'escalier type 3 d'après les calculs elle se ferraille comme la poutre palière de l'escalier type 2.

III.6. Calcul des poutres de chaînages :

- **Dimensionnement :**

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 4m$

Selon la condition de flèche :

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

$$26.66cm \leq h \leq 40cm$$

Selon (Art 9.3.3) :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit : $h = 30cm$; $b = 25cm$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (25×30).

- **Calcul des sollicitations :**

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875KN/m$

Poids des murs : $P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.3) = 7.86KN/m$

$$P_u = 1.35 \times (1.875 + 7.86) = 13.15 KN/m$$

$$P_s = 1.875 + 7.86 = 9.735KN/m$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 26.3KN \cdot m$$

➤ **a l'ELU:**

$$M_t = 0.75M_u = 19.725KN \cdot m$$

$$M_a = -0.5M_u = -13.15KN \cdot m$$

• **Le ferrailage :**

a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27m.$$

Tableau III.39. Armatures longitudinales.

	M (KN.m)	d_x (m)	μ_{bu}	α	A_s calculé (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
En travée	19.725	0.27	0.076	0.098	2.18	3HA12=3.39
En appui	13.15	0.27	0.051	0.065	1.43	3HA10=2.36

b) Calcul des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \Rightarrow \varphi_t \leq 10mm$$

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

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.815cm^2 < A_{cal} \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

- **Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 24.3cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50 cm$$

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

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

On adopte $S_t = 15cm.$

• **Vérifications :**

➤ à l'ELU :

- Effort tranchant :

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 26.3 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.389 \text{MPa}$$

$$\tau_u^- = \min\left(\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\delta_b}\right); 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{Mpa}$$

⇒ $\tau_u < \tau_u^-$ C'est vérifié.

➤ à L'ELS :

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$MS = 19.47 \text{KN.m}$$

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

Calcul de y :

$$A = 3.39 \text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.64 \text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{2} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 25204.86 \text{cm}^4$$

$\sigma_{bc} = 6.67 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ C'est vérifié.

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).

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

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{400} = 0,075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,075 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.005 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

D’où la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.40.Evaluation de la flèche

L(m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4	3.39	1.83	9.48	10.95	25204.86	111436.41
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
8.64	39595.49	75432.05	62677.69	98062.78	0.15	0.8

- Schéma de ferrailage :

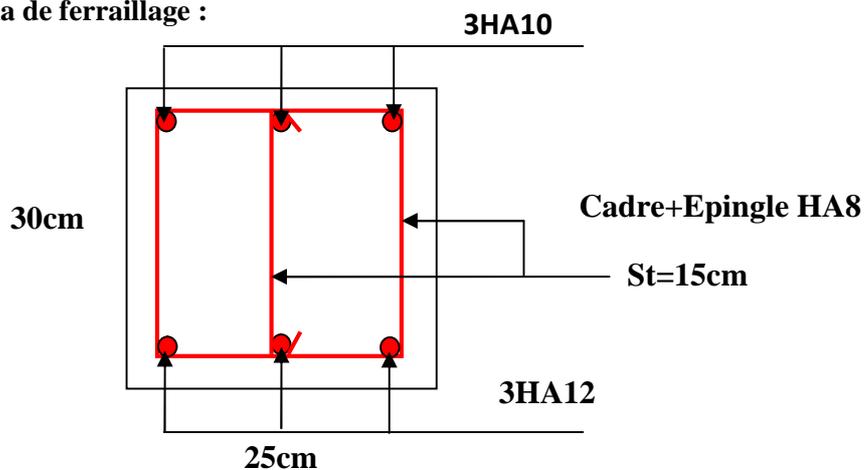


Figure III.33.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

IV.1.INTRODUCTION

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humaines), pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

IV.2.Méthode 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 accélérogramme.

IV.2.1.Méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3).

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99** (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

➤ R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

➤ Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

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 ”	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

➤ 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) :

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

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, et pour les trois premiers niveaux a usage service donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$

On a: $W = 41047.885 \text{KN}$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site ferme (S2).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Les valeurs de $\zeta(\%)$ RPA 99 (Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre comme suite : $H_n=37,74\text{m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Les valeurs du coefficient C_T

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
02	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	
03	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.085
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

$\Rightarrow C_T = 0.050$

$$T = 0.050 \times (37.74)^{3/4} = 0.761\text{s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

➤ L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 22\text{m}$$

$$L_y = 14.55\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.724\text{s} \\ T_y = 0.89\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(T_x; T_c) = 0.724 \text{ S} \\ T_y = \min(T_y; T_c) = 0.761 \text{ S} \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Car $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$

$$D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.724} \right)^{2/3} = 1.374$$

$$D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.761} \right)^{2/3} = 1.329$$

Remarque :

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculé par la formule empirique, C'est à dire :

$$T_{sx} = 1.3 \times 0.724 = 0.941 \text{ s} \quad \text{RPA99 .Art (4.2.3)}$$

$$T_{sy} = 1.3 \times 0.761 = 0.989 \text{ s}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.2 \times 1.374}{5} \times 41047.885 = 2030.39 \text{ KN} = 203.039 \text{ t}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.2 \times 1.329}{5} \times 41047.885 = 1963.89 \text{ KN} = 196.389 \text{ t}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les

codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.2.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV. 3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse total de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.4.1 Disposition des voiles de contreventement :

La présence du parking dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques, la disposition retenue est la suivante :

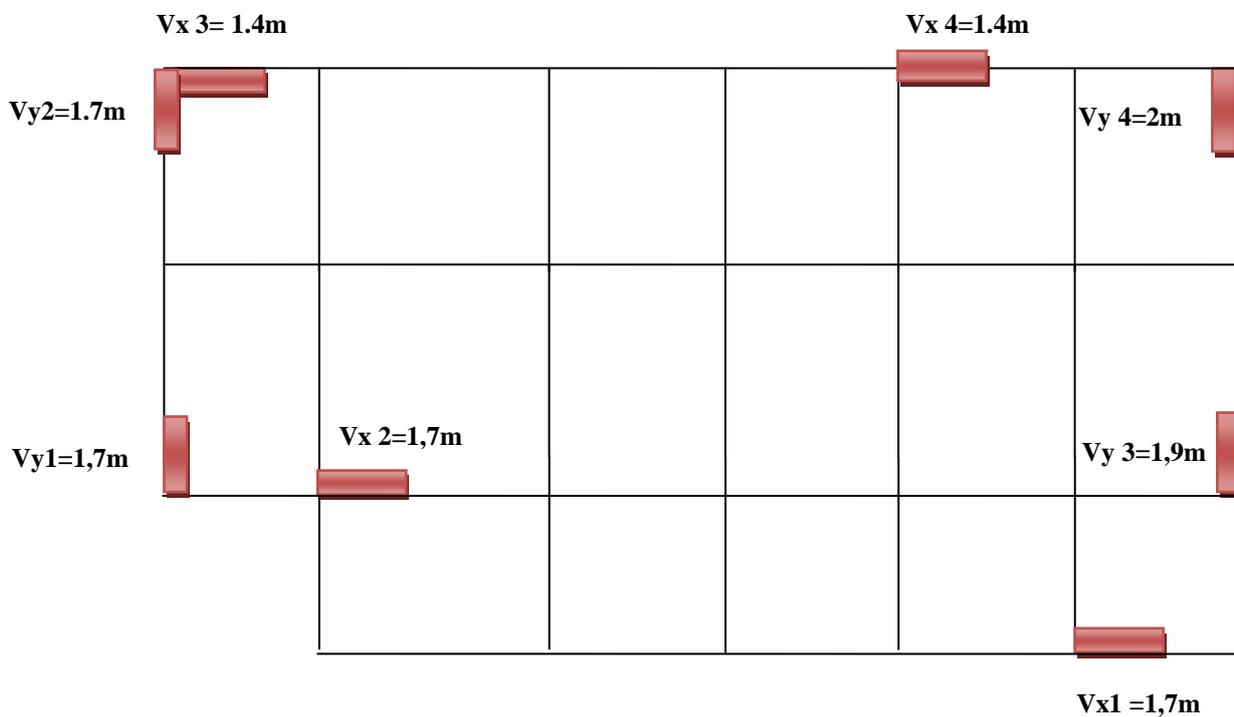


Fig. IV.1. Disposition des voiles

Résultats obtenus :

a). Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.4. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Périodes Sec	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
		U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.921494	0.00005867	0.65246	0.00005867	0.65246
Mode 2	0.874039	0.66603	0.000001837	0.66609	0.65247
Mode 3	0.700836	0.00299	0.0071	0.66908	0.65957
Mode 4	0.282986	0.00243	0.10983	0.6715	0.7694
Mode 5	0.272355	0.11139	0.00256	0.78289	0.77196
Mode 6	0.213829	0.00013	0.00122	0.78302	0.77318
Mode 7	0.145646	0.01751	0.04105	0.80054	0.81423
Mode 8	0.142875	0.03904	0.01913	0.83958	0.83336
Mode 9	0.107175	0.00043	0.00052	0.84001	0.83388
Mode 10	0.102323	0.000006835	0.00127	0.84002	0.83515
Mode 11	0.101924	0.000002952	0.00056	0.84002	0.83571
Mode 12	0.097231	0.00005818	0.000007683	0.84008	0.83572
Mode 13	0.093098	0.03549	0.01208	0.87557	0.84779
Mode 14	0.092029	0.01101	0.00006241	0.88657	0.84786
Mode 15	0.091811	0.01126	0.00431	0.89783	0.85217
Mode 16	0.090133	0.0018	0.01889	0.89963	0.87106
Mode 17	0.089496	0.00243	0.02395	0.90207	0.895
Mode 18	0.084712	0.000003126	0.00163	0.90207	0.89663
Mode 19	0.081316	0.00003006	0.00083	0.9021	0.89746
Mode 20	0.078127	0.00003776	0.00001628	0.90214	0.89748
Mode 21	0.077785	0.00011	0.00015	0.90225	0.89763
Mode 22	0.075234	0.0000127	0.00008873	0.90226	0.89772
Mode 23	0.073562	0.000005562	0.00003976	0.90226	0.89776
Mode 24	0.071131	0.00493	0.00011	0.9072	0.89787
Mode 25	0.07014	0.07011	0.00295	0.97731	0.90082
Mode 26	0.068005	0.00014	0.00007915	0.97745	0.9009

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.1, IV.2 et IV. 3.

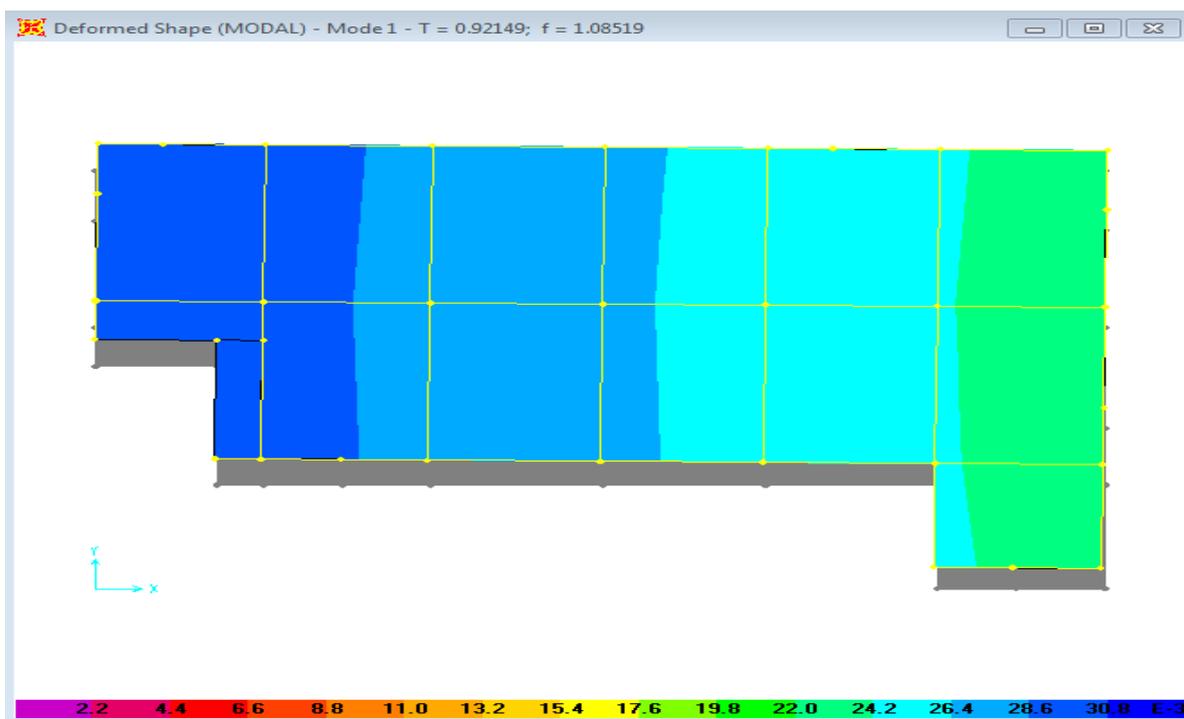


Fig. IV.2. 1^{er} mode (translation suivant Y)

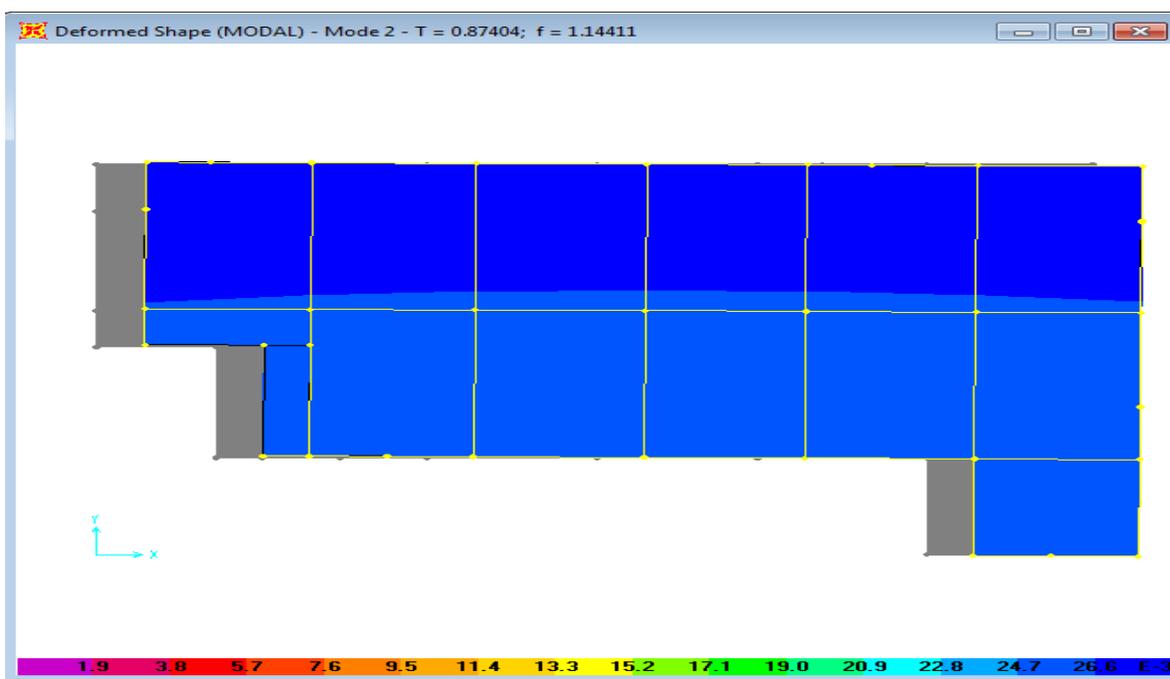


Fig. IV.3. 2^{ème} mode (translation suivant X)

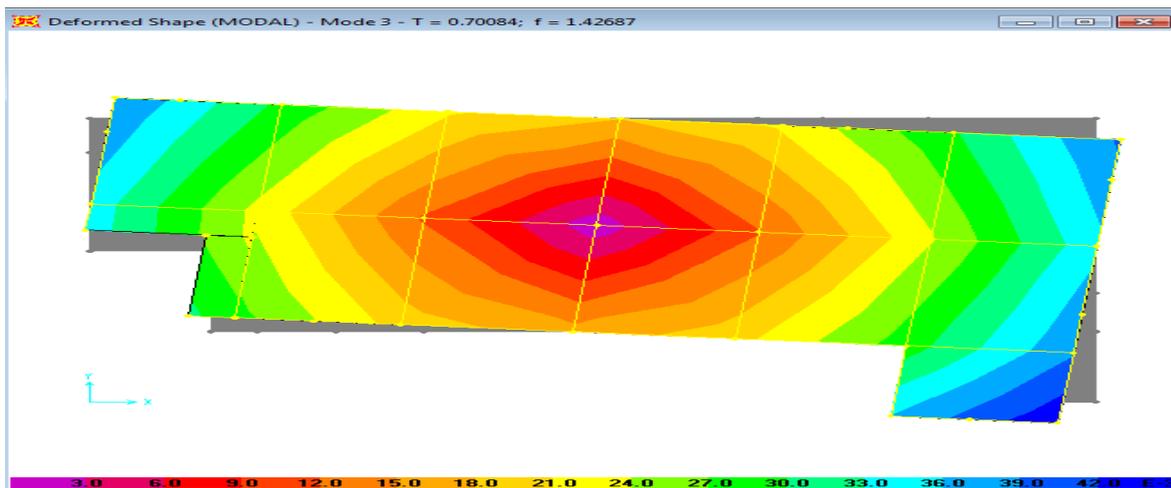


Fig. IV.4.3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3 et IV. 4.8 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.5.Vérification sous charges verticales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
SOUS SOL	38981.866	7083.464	84.623004	15.3769961
1 ^{ère} entre sol	35864.194	6600.818	84.455867	15.5441331
2 ^{ème} entre sol	32301.416	6350.329	83.570395	16.4296049
RDC	28939.354	5762.249	83.394862	16.6051378
NIV 01	25280.252	5259.402	82.778449	17.2215507
NIV 02	21792.771	4629.174	82.479814	17.5201863
NIV 03	18262.065	4040.365	81.883745	18.1162546
NIV 04	14896.593	2885.117	83.774806	16.2251943
NIV 05	11494.859	2308.951	83.273089	16.7269109
NIV 06	8391.381	1697.264	83.176492	16.823508
NIV 07	5238.728	1095.529	82.704696	17.2953039
NIV 08	2284.781	451.685	83.493857	16.5061433

- Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales :

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
SOUS SOL	718.31	637.133	1007.385	1021.384	41.624389	38.4158257	58.375611	61.5841743
1^{ère} entre sol	836.472	772.061	1373.988	1651.579	37.8415352	31.8554323	62.1584648	68.1445677
2^{ème} entre sol	781.284	683.601	798.588	816.783	49.4523607	45.5617362	50.5476393	54.4382638
RDC	859.721	693.738	587.155	682.523	59.4191209	50.4074445	40.5808791	49.5925555
NIV 01	814.914	724.552	541.686	570.882	60.0703229	55.9312169	39.9296771	44.0687831
NIV 02	807.5	733.341	440.937	457.716	64.680877	61.5706049	35.319123	38.4293951
NIV 03	729.201	632.489	402.33	445.744	64.4437492	58.6597702	35.5562508	41.3402298
NIV 04	682.412	601.396	313.52	252.873	68.5199391	70.3989025	31.4800609	29.6010975
NIV 05	543.815	499.649	306.861	226.099	63.9273942	68.8460733	36.0726058	31.1539267
NIV 06	485.167	443.537	196.623	151.397	71.160768	74.5523033	28.839232	25.4476967
NIV 07	324.171	277.653	155.834	130.024	67.5349215	68.1061232	32.4650785	31.8938768
NIV 08	295.01	276.572	113.854	85.541	72.1535767	76.3772635	27.8464233	23.6227365

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.4.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	N	Observation
Sous Sol et 1 ^{ère} entre sol	65×65	4225	3151.354	0.298	Vérifiée
2 ^{ème} entre sol et RDC	60×65	3900	2503.449	0.256	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	3600	1911.495	0.212	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×60	3300	1420.723	0.172	Vérifiée
5 ^{ème} ,6 ^{ème} étage	55×55	3025	940.711	0.124	Vérifiée
7 ^{ème} ,8 ^{ème}	50×55	2750	468.665	0.068	Vérifiée

IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base *V_{dyn}* obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente *V_{st}*.

Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	<i>V_{dyn}</i> (KN)	<i>V_{st}</i> (KN)	<i>V_{dyn}</i> / <i>V_{st}</i>	Observation
Sens x-x	1725.648	2030.39	0.85	Vérifiée
Sens y-y	1658.218	1963.89	0.84	Vérifiée

IV.4.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux

étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta e_K$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA(Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.9. Vérification des déplacements :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (m)	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	ΔK (m)	H_k (cm)	$\Delta K/H_k$ (%)	δe_K (m)	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	ΔK (m)	$\Delta K/h_k$ (%)
Sous sol	0.0002	0.001	0	0.001	340	0.00029412	0.0002	0.001	0	0.001	0.00029412
Entre sol 2	0.00022	0.0011	0.001	0.0001	340	2.9412E-05	0.00022	0.0011	0.001	0.0001	2.9412E-05
Entre sol 1	0.0014	0.007	0.0011	0.0059	340	0.00173529	0.0013	0.0065	0.0011	0.0054	0.00158824
RDC	0.0031	0.0155	0.007	0.0085	306	0.00277778	0.0028	0.014	0.0065	0.0075	0.00245098
NIV01	0.0049	0.0245	0.0155	0.009	306	0.00294118	0.0046	0.023	0.014	0.009	0.00294118
NIV02	0.0068	0.034	0.0245	0.0095	306	0.00310458	0.0063	0.0315	0.023	0.0085	0.00277778
NIV03	0.0086	0.043	0.034	0.009	306	0.00294118	0.0081	0.0405	0.0315	0.009	0.00294118
NIV04	0.0102	0.051	0.043	0.008	306	0.00261438	0.0097	0.0485	0.0405	0.008	0.00261438

NIV05	0.0116	0.058	0.051	0.007	306	0.00228758	0.0111	0.0555	0.0485	0.007	0.00228758
NIV06	0.0128	0.064	0.058	0.006	306	0.00196078	0.0123	0.0615	0.0555	0.006	0.00196078
NIV07	0.0138	0.069	0.064	0.005	306	0.00163399	0.0133	0.0665	0.0615	0.005	0.00163399
NIV08	0.0147	0.0735	0.069	0.0045	306	0.00147059	0.0141	0.0705	0.0665	0.004	0.00130719

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.4.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2ième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du

1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - q_K)$.

Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ :

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
Sous sol	340	3788.3759	0.001	1725.695	0.00645669	0.001	1658.517	0.00671822
Entre sol2	340	3454.025	0.0001	2210.46	0.00045958	0.0001	2423.64	0.00041916
Entre sol 1	340	3097.6984	0.0059	1579.872	0.03402439	0.0054	1500.384	0.03279077
RDC	306	2726.0374	0.0085	1446.876	0.0523357	0.0075	1376.261	0.04854794
NIV 01	306	2359.1098	0.009	1356.6	0.05114668	0.009	1295.434	0.05356165
NIV 02	306	1992.0236	0.0095	1248.437	0.04953704	0.0085	1191.057	0.04645788
NIV 03	306	1588.9585	0.009	1121.531	0.04166989	0.009	1078.233	0.0433432
NIV 04	306	1235.2889	0.008	995.932	0.03242705	0.008	854.269	0.03780441
NIV 05	306	904.7318	0.007	850.676	0.02432945	0.007	725.748	0.02851745
NIV 06	306	570.2344	0.006	681.79	0.01639958	0.006	594.934	0.01879379
NIV 07	306	253.5318	0.005	480.005	0.00863049	0.005	407.677	0.01016166
NIV 08	306	0	0.0045	408.864	0	0.004	362.113	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.11, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.5. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Introduction.

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.1. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant

V.1. 1. Combinaisons des charges.

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :**
- E.L.U : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$
- **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 40)
- $G+Q+E$
- $0.8G \pm E$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.1. 2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

 **Les armatures longitudinales :** (RPA99/2003 Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

$A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),

$A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),

$A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),

$\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

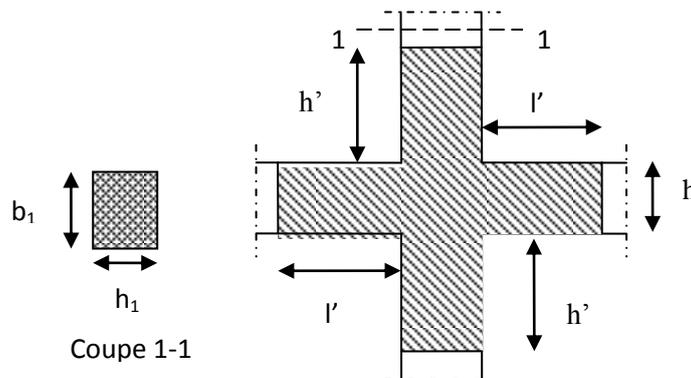


Fig V.1 : zone nodale

$$l' = 2h ; h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right) ; h_e : \text{hauteur d'étage.}$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau .V.1 armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives aux prescriptions du RPA99/2003

Niveau	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2) Zone courante	A_{max} (cm^2) zone de recouvrement
Sous-sol et 1 ^{ère} Entre sol	65×65	33.8	169	253.5
2 ^{ème} Entre sol et RDC	60×65	31.2	156	234
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	60×60	28.8	144	216
3 ^{et} 4 ^{ème} étages	55×60	26.4	132	198
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	55×55	24.2	121	181.5
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	50×55	22	110	165

✚ **Les armatures transversales :** (RPA99/2003 Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$\checkmark \quad t \leq \min (10 \times \phi_l, 15\text{cm}) \text{ (zone nodale).}$$

$$\checkmark \quad t \leq 15 \times \phi_l \text{ (zone courante).}$$

(ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\checkmark \quad \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\checkmark \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élanement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_l}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_l) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_l) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum.

V.1. 2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP 2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression

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)
Sous-sol et 1 ^{ère} Entre sol	3151.354	8.5503	-68.7967	-1544.226	-112.2	36.2853
2 ^{ème} Entre sol et RDC	2503.449	25.3277	-126.3642	-1599.503	172.793	23.3007
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	2077.819	18.0912	-114.6341	-762.132	-101.892	46.5634
3 ^{et} 4 ^{ème} étages	1502.117	21.2027	107.7497	-522.38	-122.598	54.6394
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	954.515	25.921	93.3901	-344.139	-28.853	16.7408
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	501.25	7.2626	72.4941	-148.2	40.475	17.4604

3. Calcul du ferrailage

3.1 Ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

• **Exemple de calcul :**

Soit les poteaux de sous-sol et le 1^{ère} Entre- sol :

$b = 65cm; h = 65cm$

$d = 60cm, d' = 5 cm$

$f_{c28} = 25 Mpa$

acier Fe E400

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

$$\diamond N^{max} = 3151.354 \text{ KN} \Rightarrow M^{cor} = 8.5503 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0,0027 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section

entre les armateurs AA').

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d - d') - M_{ua}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 875.172 \text{ KN.m}$$

$$A = 1.07 \text{ MN.m} ; B = 0,858 \text{ MN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{875.172 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0.6^2 \times 0.65} = 0.263 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.389 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 5.497 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.506 \text{ m.}$$

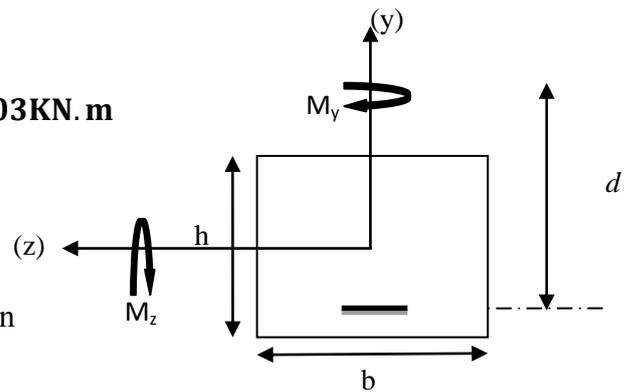
$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{875.172 \times 10^{-3}}{0.506 \times 348} = 49.70 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 49.70 \times 10^{-4} - \frac{3151.354 \times 10^{-3}}{400} = -29.08 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\diamond N^{min} = 112.2 \Rightarrow M^{cor} = 36.2853 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.323 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0,325 \text{ cm}$$



Donc le centre de pression se trouve entre la section des armateurs.

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d-d') - M_{ua}$$

Avec : $M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 67.140 \text{KN.m}$:

$$A = 1.07 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.025 \text{ MN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

Calcul de μ_{bu} : $\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{67.14 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.6^2 \times 0.65} = 0.020 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.025$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.594 \text{m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{67.140 \times 10^{-3}}{0.594 \times 348} = 3.24 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 3.24 \times 10^{-4} - \frac{112.2 \times 10^{-3}}{400} = 0.435 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0.435 \text{cm}^2$$

Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 68.7967 \text{ KN.m}, N = 1544.226 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.044 \text{m} < (h/2) = 0.325 \text{m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 68.7967 + 1544.226 \times (0.6 - 0.65/2) = 493.458 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d-d') - M_{ua}$$

$$A = 1.07 \text{ MN.m} ; B = 0.780 \text{ MN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 493.458 \text{KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.148 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{cm}^2.$$

$$\alpha = 0.201 \rightarrow z = 0.551 \rightarrow A_l = 25.73 \text{cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{cm}^2.$$

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.

Niveau	Section	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Barres
Sous-sol et 1 ^{ère} Entre sol	65×65	0.435	33.8	34.81	4HA20+8HA16+4HA14
2 ^{ème} Entre sol et RDC	60×65	4.97	31.2	34.81	4HA20+8HA16+4HA14
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	60×60	4.04	28.8	30.29	12H16+4HA14
3 ^{et} 4 ^{ème} étages	55×60	4.79	26.4	30.29	12H16+4H14
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	55×55	22.28	24.2	28.4	8HA16+8HA14
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	50×55	9.48	22	24.2	12HA14+4HA16

Ferrailage transversal :

- **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple de calcul du poteau (65×65) cm²:

$$\checkmark \text{ Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left(\frac{0.7 \times 3.16}{0.65} \right) = 3.403 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{3.75 \times (60.859 \times 10^{-3}) \times 0,15}{0.65 \times 400} = 1.31 \text{cm}^2$$

- ✓ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \phi_{max} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

- ✓ **Espacement :**

-Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) = \min(20 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l = 15 \times 1.4 = 21\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$

✓ **Quantité d'armature minimale :**

$$\lambda_g \geq 5, A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b)$$

$$\lambda_g \leq 3, A_t^{\min} = 0,8\%(t \times b)$$

Après interpolation on aura :

On a : $3 \leq \lambda_g = 3.661 \leq 5$.

On aura : $A_t^{\min} = 0,46\%(t \times b) = 0,46\%(10 \times 65) = 2.99 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **3HA10+2HA8=3.37cm²**

➤ **Résultats de ferrailage des armatures transversales :**

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Calcul les valeurs d'espacement(t).

Niveau	Section (cm)		ϕ_l^{\min} (cm)	L_0 (cm)	λ_g	V_u (kN)	$t_{\text{zonenodal}}$ (cm)	$t'_{\text{zone courante}}$ (cm)
	B	h						
Sous-sol et 1^{ère} Entre sol	65	65	1.4	316	3.403	60.859	10	15
2^{ème} Entre sol	60	65	1.4	316	3.403	83.4	10	15
RDC	60	65	1.4	282	3.03	117.061	10	15
1^{ère} et 2^{ème} étages	60	60	1.4	282	3.29	121.365	10	15
3et 4^{ème} étages	55	60	1.4	282	3.29	113.939	10	15
5^{ème} et 6^{ème} étages	55	55	1.4	282	3.59	101.958	10	15
7^{ème} et 8^{ème} étages	50	55	1.4	282	3.59	96.086	10	15

Tableau V.5 : Calcul des armatures transversales :

Niveau	Section (cm)		ρ_a	A_t (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	$A_t^{\text{adopté}}$ (cm ²)	Barres
	B	H					
Sous-sol et 1^{ère} Entre sol	65	65	3.75	1.31	2.99	3.37	3HA10+2HA8
2^{ème} Entre sol	60	65	3.75	1.8	1.8	3.37	3HA10+2HA8

RDC	60	65	3.75	2.53	1.8	3.37	3HA10+2HA8
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	60	60	3.75	2.84	1.8	3.37	3HA10+2HA8
3 ^{et} 4 ^{ème} étages	55	60	3.75	2.67	1.65	3.37	3HA10+2HA8
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	55	55	3.75	2.6	1.65	3.37	3HA10+2HA8
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages	50	55	3.75	2.45	1.5	3.37	3HA10+2HA8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.1.3 Vérifications :

➤ **vérification au flambement (effort normal ultime)**

Selon le BAEL91 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et le plus élancé.

➤ **Critère de la stabilité de forme :**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_{max} < N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (\text{Article B.8.4.1}).$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tableau .V.6 : Justification de l'effort normale ultime et l'effort normal maximum.

Niveau	Section cm ²	L ₀ (cm)	I _f (cm)	i (cm)	λ	A	A _s (cm)
Sous-sol et 1^{ère} Entre sol	65×65	316	221.2	18.76	11.79	0.831	34.81
2^{ème} Entre sol	60×65	316	221.2	18.76	11.79	0.831	34.81
RDC	60×65	282	197.4	18.76	10.52	0.835	34.81
1^{ère} et 2^{ème} étages	60×60	282	197.4	17.32	11.40	0.832	30.29
3et 4^{ème} étages	55×60	282	197.4	17.32	11.40	0.832	30.29
5^{ème} et 6^{ème} étages	55×55	282	197.4	15.87	12.44	0.829	28.4
7^{ème} et 8^{ème} étages	50×55	282	197.4	15.87	12.44	0.829	24.2

Tableau V.7. Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section	B _r (cm ²)	N _u (kN)	N _{max} (KN)	Observation
Sous-sol et 1^{ère} Entre sol	65×65	3969	7104.777	3151.354	Vérifier
2^{ème} Entre sol	60×65	3654	6629.260	2503.449	Vérifier
RDC	60×65	3654	6661.117	2358.596	Vérifier

1 et 2 ^{ème} étages	60×60	3364	6059.618	2077.819	Vérifier
3 et 4 ^{ème} étages	55×60	3074	5612.803	1502.117	Vérifier
5 et 6 ^{ème} étages	55×55	2809	5131.243	954.515	Vérifier
7 et 8 ^{ème} étages	50×55	2544	4603.312	501.25	Vérifier

b) Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

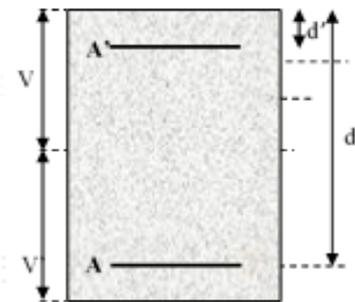
$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau .V.8: Vérification des contraintes

Niveau	Sous-sol et Entre Sol 1	Entre sol 2 et RDC	1 et 2 ^{ème} Etage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	65×65	60×65	60×60	55×60	55×55	50×55
d (cm)	60	60	55	55	50	50
A' (cm ²)	17.405	17.405	15.145	15.145	14.2	12.1
A (cm ²)	17.405	17.405	15.145	15.145	14.2	12.1
V (cm)	36.51	36.51	33.78	34.13	29.44	31.13
V'(cm)	28.49	28.49	26.22	25.87	25.56	23.87
I _{yy} ' (m ⁴)	0.0195	0.0183	0.0142	0.0125	0.0099	0.009
N ^{ser} (Mn)	2.29373	2.08767	1.87657	1.49252	0.93263	0.69833
M ^{ser} (Mn.m)	0.00294	0.00285	0.00254	0.00987	0.06983	0.05793
M _G ^{ser} (Mn.m)	0.15226	0.13875	0.12038	0.108824	0.11123	0.05003
σ _{bc1} (MPa)	7.279	7.121	7.076	6.822	5.735	4.887
σ _{bc2} (MPa)	6.653	6.513	6.264	5.866	4.647	4.496
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ Vérification aux sollicitations tangentielles :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau .V.9: Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (kN)	τ (MPa)	τ ^{adm} (MPa)	Observation
Sous-sol et 1 ^{ère} Entre sol	65×65	3.403	0.04	60	60.859	0.156	1	Vérifier
2 ^{ème} Entre sol	60×65	3.403	0.04	60	83.4	0.231	1	Vérifier
RDC	60×65	3.03	0.04	60	117.06 1	0.325	1	Vérifier

1 et 2 ^{ème} étage	60×60	3.29	0.04	55	121.36 5	0.367	1	Vérifier
3et 4 ^{ème} étages	55×60	3.29	0.04	55	113.93 9	0.376	1	Vérifier
5 et 6 ^{ème} Etages	55×55	3.59	0.04	50	101.95 8	0.371	1	Vérifier
7 et 8 ^{ème} étage	50×55	3.59	0.04	50	96.086	0.384	1	Vérifier

- Schémas de ferrailage

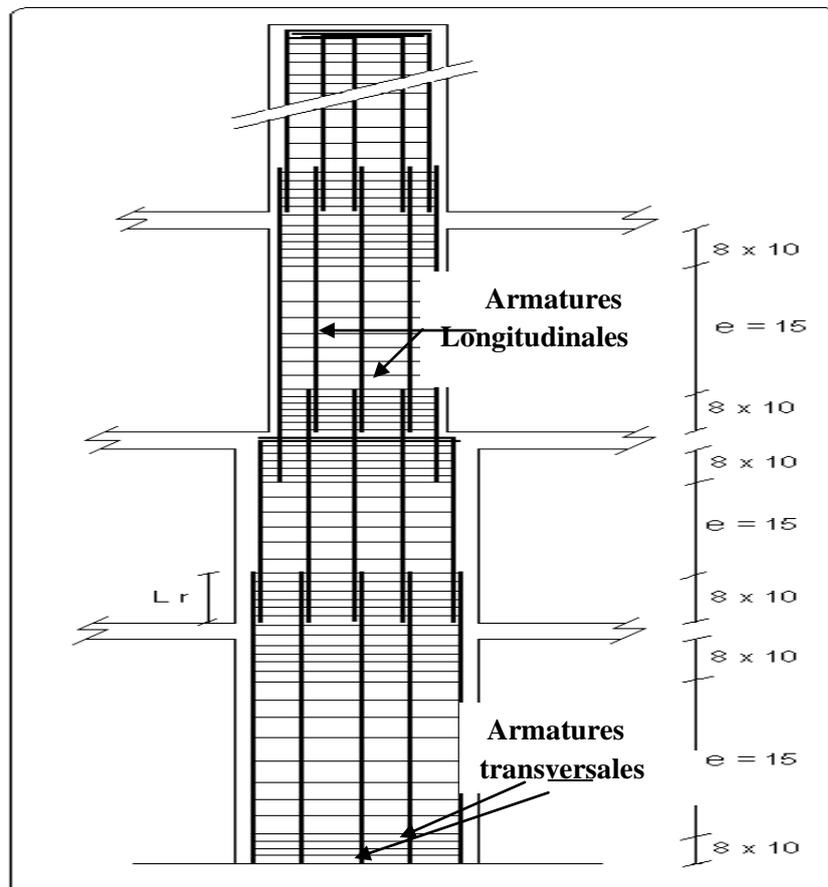


Fig V.2:Réduction des sections des poteaux.

V.2.5 Schémas de ferrailages des poteaux :

<p>SOUS SOL et Entre sol 1</p>	<p>Entre sol 2 et RDC</p>
<p>Poteau (65×65)</p>	<p>Poteau (60×65)</p>
<p>1 et 1^{ère} étage</p>	<p>3 et 4^{ème} étage</p>
<p>Poteau (60×60)</p>	<p>Poteau (55×60)</p>

5 et 6 ^{ème} étage	7 et 8 ^{ème} étage
<p>2HA14/face</p> <p>3HA16/face</p> <p>Cadre HA10</p> <p>Epingle HA8</p>	<p>1HA16/face</p> <p>4 HA14/face</p> <p>Cadre HA10</p> <p>Epingle HA8</p>
<p>Poteau (55×55)</p>	<p>Poteau (50×55)</p>

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont:

- | | | |
|---|---|----------------------------------|
| <ol style="list-style-type: none"> 1) 1.35G+1.5Q 2) G+Q 3) G+Q+E 4) G+Q-E 5) 0.8G+E 6) 0.8G-E | } | <p>(RPA99/2003(Article 5.2)</p> |
|---|---|----------------------------------|

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ poutres principales (35×45),
- ✓ poutres secondaires (35×40),

V.2.1 Recommandation du RPA99/2003

V.2.1.1 Armatures longitudinales : (RPA99-2003 Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué à 90° .

V.2.1.2 Armatures transversales : (RPA99/2003 Art 7.5.2.2)

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{min})$ en zone nodale,

– $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

Φ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales 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 5 cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

V.2.1.3 Coffrage : (RPA99-2003 Art 7.5.1)

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right.$$

❖ **Ferraillage des poutres.**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Le ferraillage est obtenu sous l’effet des Sollicitations maximales dans les poutres sont déduites de la modélisation par SAP 2000.

V.2.2. Sollicitations de calculs

Tableau V.10: les sollicitations les plus défavorables suivant les 2sens et pour les 2 situations

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V(KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V(KN)
Etage service	125.23	128.93	118.17	100.53	104.08	112.58
Etage courant	120.15	106.20	106.94	92.67	87.43	92.87
Terrasse inaccessible	71.92	94.24	105.12	55.22	62.08	57.01

V.2.2.1. Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du logiciel SAP 2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}) du RPA.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.11: Résultats de calculs de ferrailages des poutres

Niveau	Type	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	N ^{bre} barres
étage service	PP (35*45)	Travée	8.56	1.69	7.875	11.12	4HA16+2HA14
		Appui	8.86	1.69	7.875	9.42	3HA16+3HA12
	PS (35*40)	Travée	8.05	1.48	7	8.42	4HA14+2HA12
		Appui	8.21	1.48	7	8.42	4HA14+2HA12
étage courant	PP (35*45)	Travée	7.15	1.69	7.875	8.01	3HA14+3HA12
		Appui	8.18	1.69	7.875	9.24	6HA14
	PS (35*40)	travée	7.34	1.48	7	8.01	3HA14+3HA12
		Appui	6.76	1.48	7	8.01	3HA14+3HA12
Terrasse inaccessible	PP (35*45)	Travée	4.72	1.69	7.875	8.01	3HA14+3HA12
		Appui	6.29	1.69	7.875	8.01	3HA14+3HA12
	PS (35*40)	travée	4.18	1.48	7	8.01	3HA14+3HA12
		Appui	4.69	1.48	7	8.01	3HA14+3HA12

V.1.6. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b.h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

V.2.2.2 Les armatures transversales :

a). Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1,2; 1,28; 3,5)$$

$$\phi_t \leq 1,2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

V.2.2.3. Calcul des espacements des armatures transversales :

❖ **Poutres principales :**

Selon le **RPA99Art (7.5.2.2) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t^{\min}\right).$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11,25, 14, 4) = 10\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm.} \quad \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Poutres secondaire :**

Selon le **RPA99Art (7.5.2.2)** :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l^{\min}\right).$$

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10; 14,4) = 10 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

V.2.3. Vérification des sections armatures transversales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 2.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.1.8 : Vérification à l'ELU [BAEL 91]

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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 :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{car FPN}$$

Tableau V.12: Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu(KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
PP	118.17	0.80	3.33	Vérifier
PS	112.58	0.87	3.33	Vérifier

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

V.2.4.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- ✓ Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- ✓ Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau .13: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
PP	11.12	118.17	128.93	3.40	-6.41	Vérifiée
PS	8.42	112.58	104.08	3.23	-5.75	Vérifiée

V.2.5. Vérification à l’ELS :

V.2.5.1. Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

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

Tableau V.14: Vérification de l’état limite de compression

Poutres	Localisation	Mser(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
PP	Appui	76.28	14.81	142360	7.93	Observé
	Travée	63.24	15.8	160515	6.22	Observé
PS	Appui	25.51	13.12	98371	3.4	Observé
	Travée	26.89	13.12	98371	3.59	Observé

c) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D’après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V. 15: Vérification de la flèche pour les poutres.

	h_t cm	b cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	35	5.45	11.12	0.082	0.0493	0.009	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	35	3.72	8.42	0.107	0.0491	0.007	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

d) Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que : $|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments Supérieurs à R+2)

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$.

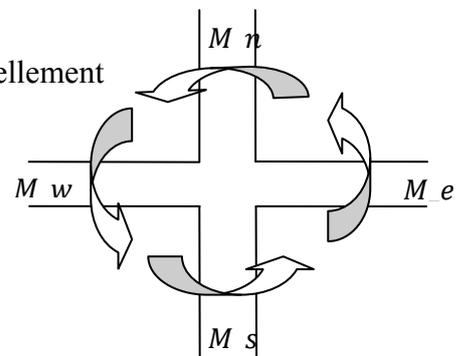


Figure V.3 : La zone nodale

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.16 .Moment résistant dans les poteaux

Niveau	Section	z (cm)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)
Sous-sol et 1 ^{ère} Entre sol	65×65	58.5	34.81	708.662
2 ^{ème} Entre sol + RDC	60×65	58.5	34.81	708.662
1 et 2 ^{ème} étages	60×60	54	30.29	569.209
3 et 4 ^{ème} étages	55×60	54	30.29	569.209
5 et 6 ^{ème} étages	55×55	49.5	28.4	489.218
7 et 8 ^{ème} étages	50×55	49.5	24.2	416.869

b) Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux.

Tableau. V.17. Moment résistant dans les poutres

Niveau	Type	Section	z(cm)	As(cm ²)	M _R (KN.m)
tous les étages	PP	35*45	40.5	11.12	156.725
	PS	35*40	36	8.42	105.485

Tableau. V.18. Vérification des zones nodales.

Niveau	SENS	M _N (KN.m)	M _S (KN.m)	M _N +M _S (KN.m)	M _E = M _W (KN.m)	1.25(M _W +M _E) (KN.m)	Observati on
Sous-sol et 1 ^{ère} Entre sol	x-x	708.662	708.662	1417.324	105.485	263.712	Vérifiée
	y-y				156.725	391.812	vérifiée
2 ^{ème} Entre sol +RDC	x-x	708.662	708.662	1417.324	105.485	263.712	Vérifiée
	y-y				156.725	391.812	Vérifiée
1 et 2 ^{ème} étages	x-x	569.209	569.209	1138.418	105.485	263.712	Vérifiée
	y-y				156.725	391.812	Vérifiée
3 et 4 ^{ème} étages	x-x	569.209	569.209	1138.418	105.485	263.712	Vérifiée
	y-y				156.725	391.812	Vérifiée
5 et 6 ^{ème} étages	x-x	489.218	489.218	978.436	105.485	263.712	Vérifiée
	y-y				156.725	391.812	Vérifiée
7 et 8 ^{ème} étages	x-x	416.869	416.869	833.738	105.485	263.712	Vérifiée
	y-y				156.725	391.812	Vérifiée

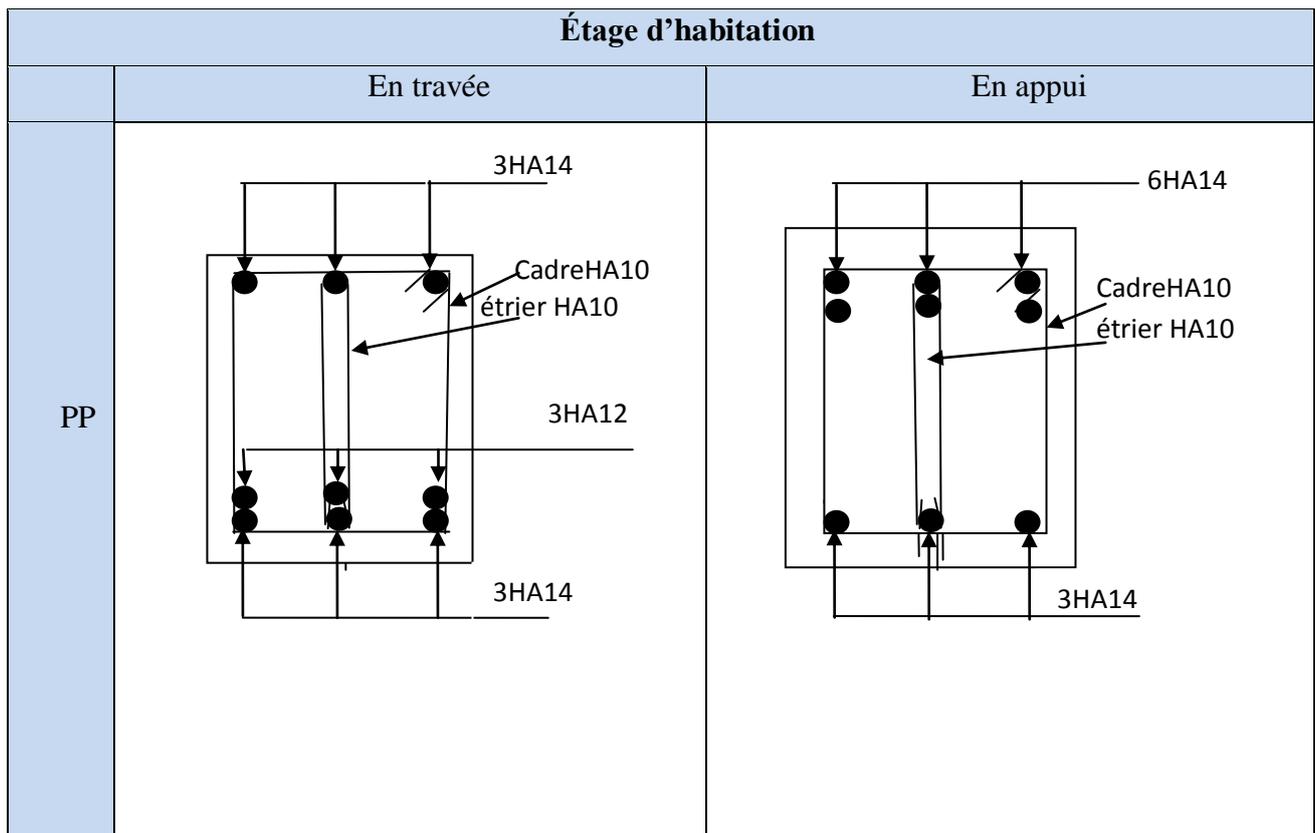
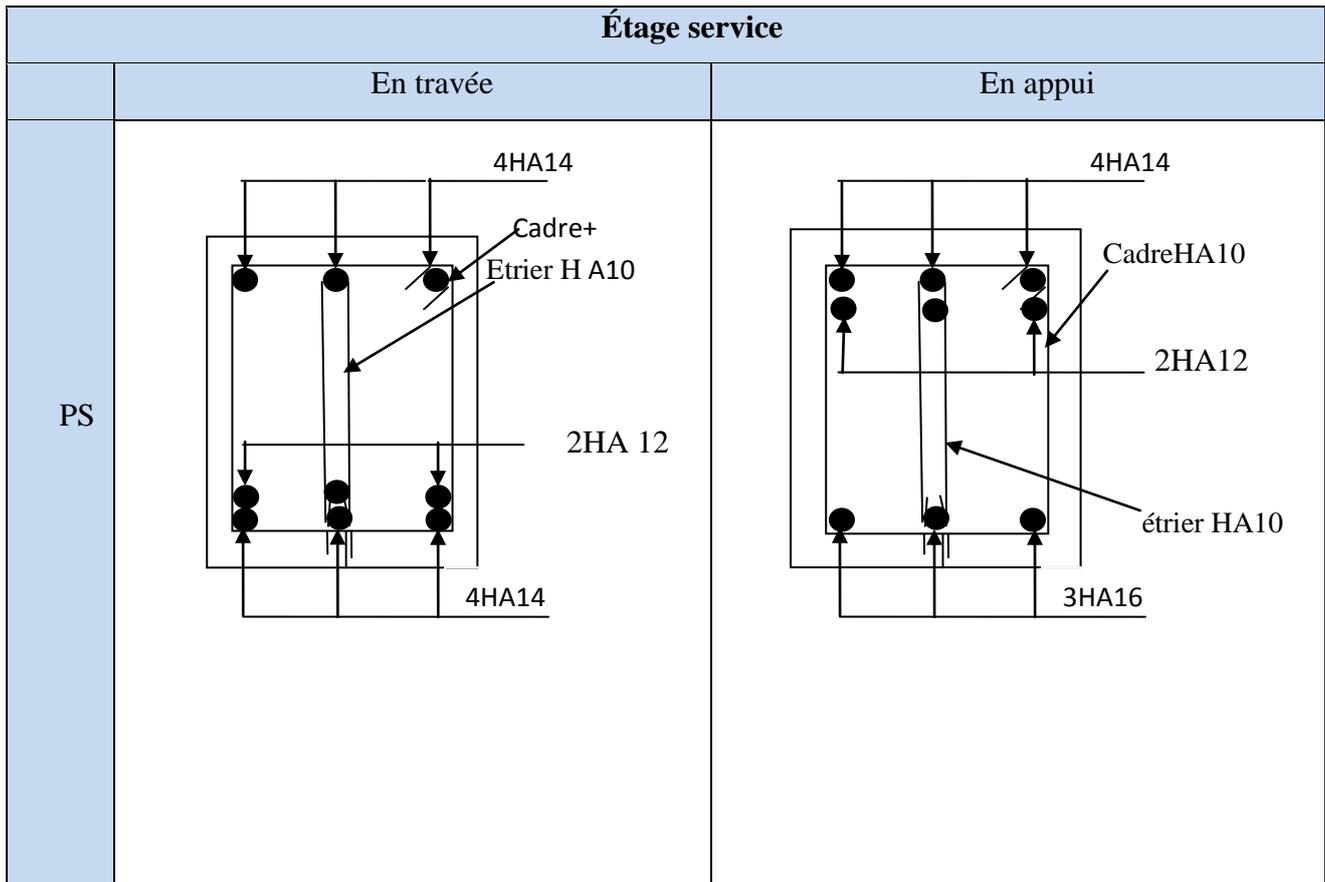
Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.2.6 Schéma de ferrailage des Poutres

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

Étage service		
	En travée	En appui
PP		



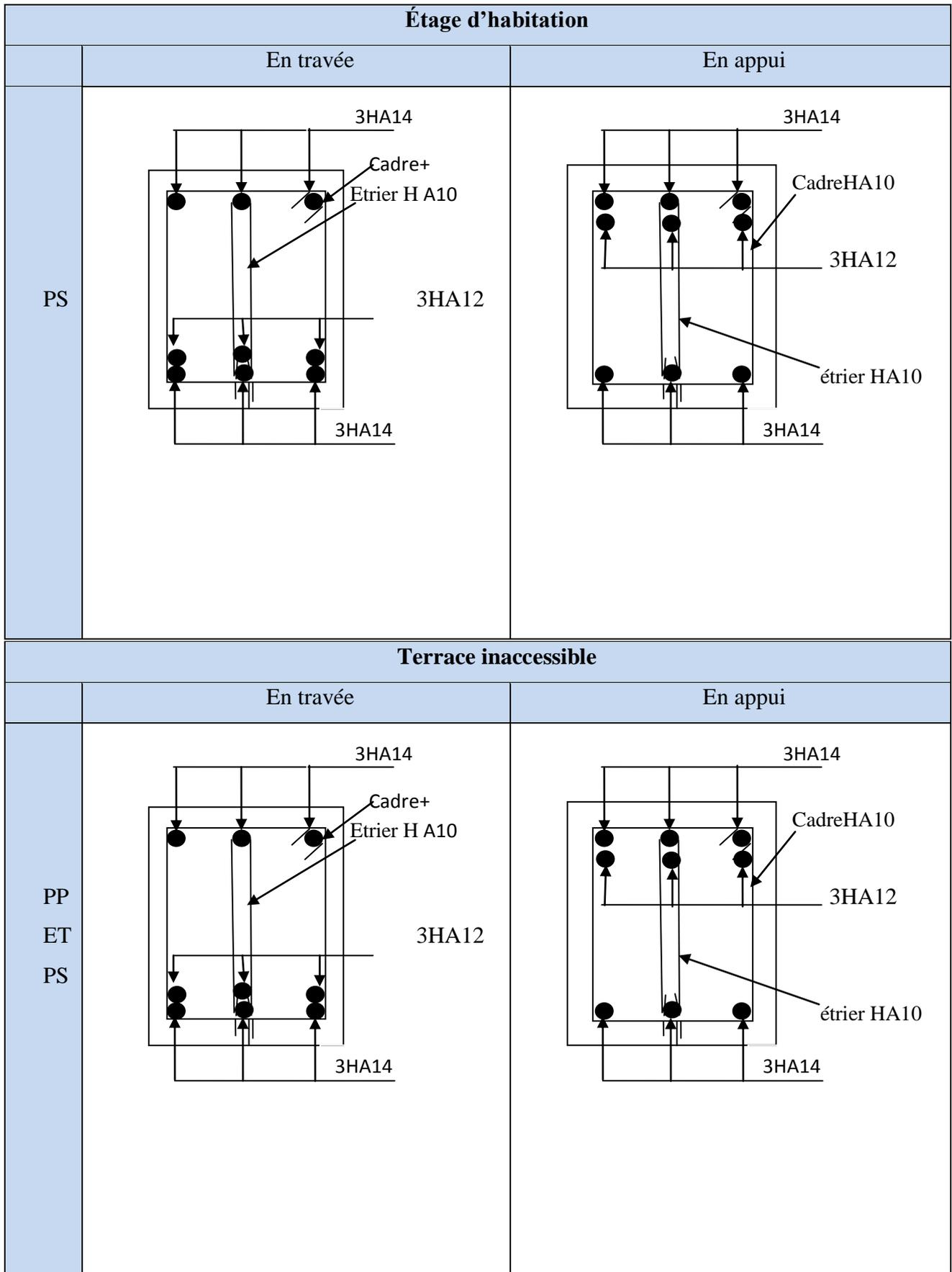


Figure V. 2:schéma de ferrailage des poutres

V.3. Etudes des voiles :**Introduction :**

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voile ayant des comportements différents :

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause les modes de rupture suivants : Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Flexion.

Flexion par effort tranchant.

Par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.3.1. Recommandation du RPA99/2003 : les voiles comportent des

a. Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_r < e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants,

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_i$.

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 pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\% b \times h$ → dans la section globale de voile.

$A_{min} = 0.10\% b \times h$ → dans la zone courante.

En zone courante (non tendue) 0.10%.

-L'espacement :

$S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40Ø: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20Ø: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2. Le ferrailage :

a. Les armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99 version 2003.

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{Ah}{e * Sh} \geq \frac{\tau u}{(0.8 * fe)}$$

$$\tau_u = 1.4V_d / (e * d) = 1.4 * 177.56 * 10^{-3} / (0.2 * 1.4) = 0.89 \text{ MPa}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

$A_V^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$(A_{\min} = 0,15 \% b \cdot l)$$

$A_V^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_V^{\text{adoptée}} / \text{face}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_r : Espacement.

$A_h^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet
 $(A_{\min} = 0,15 \% b \cdot l)$

$A_h^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée ($A_V^{\text{adoptée}} / 4$).

$A_h^{adoptée} /_{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{bre} /_{ml}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

Calcul du ferrailage du voile

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant

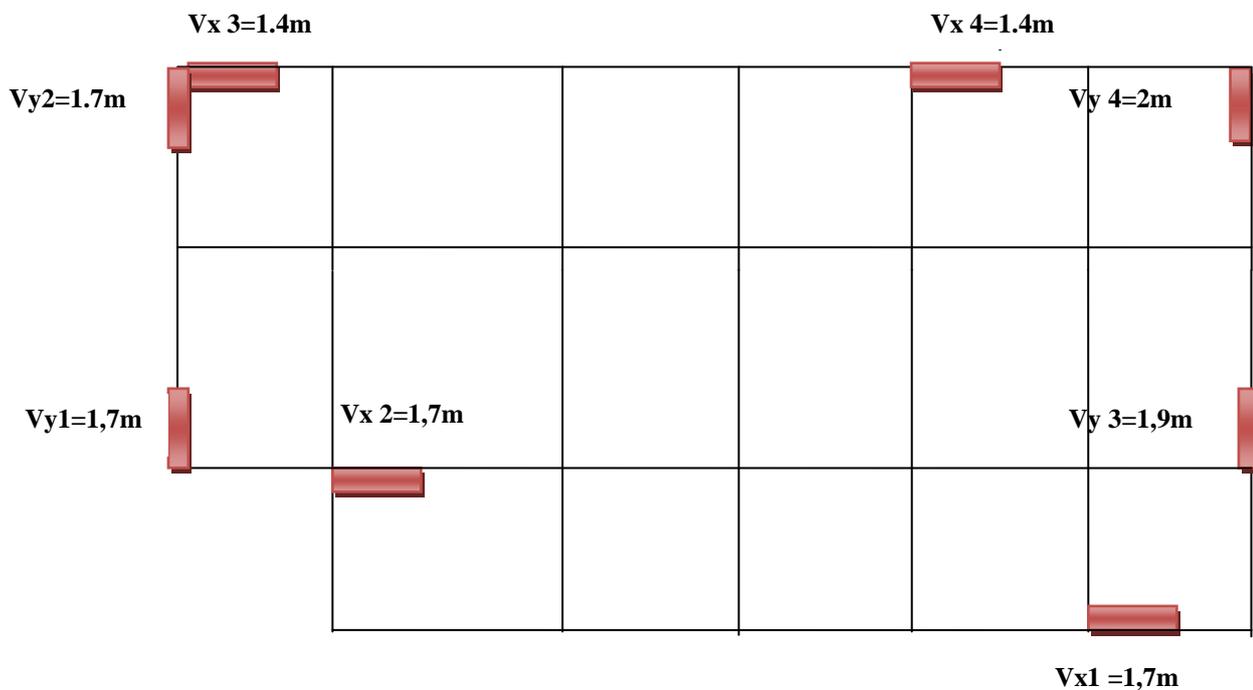


Fig V.4: disposition des voiles.

- Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP2000 nous donne les sollicitations (N. M. V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

V.3.3.Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V.19. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{X1})

Niveau	Voile	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1 et 2	V1	1156.461	-8.678	766.018	-464.745	453.358	-40.067	- 261.872
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V4	942.312	-24.773	597.322	-363.273	328.477	-60.700	- 178.972
3,4 et 5 ^{ème} étage	V7	625.697	-26.505	356.573	-162.834	222.517	-156.195	- 177.835
6,7 et 8 ^{ème} étage	V10	313.967	43.676	114.541	-93.341	52.292	-84.464	-62.175

Tableau V.20. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{X2})

Niveau	Voile	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1 et 2	V1	1598.481	-22.312	-483.00	1031.54 1	660.642	-477.195	- 272.726
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V4	1261.698	4.308	361.103	969.646	567.132	-42.619	79.964
3,4 et 5 ^{ème} étage	V7	893.336	22.181	172.363	779.537	319.082	-144.930	123.184
6,7 et 8 ^{ème} étage	V10	449.075	18.637	83.573	437.025	118.05	-60.782	66.686

Tableau V.21. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{X3})

Niveau	Voile	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1 et 2	V1	778.90	10.974	422.864	682.674	285.405	-23.204	241.674
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V4	689.366	100.306	250.575	501.697	72.961	-60.942	32.929
3,4 et 5 ^{ème} étage	V7	457.198	158.442	158.442	457.198	96.054	-83.202	110.539
6,7 et 8 ^{ème} étage	V10	299.07	100.193	100.193	229.07	-23.91	-13.18	-74.426

Tableau V.22. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{x4})

Niveau	Voile	$N^{max} \longrightarrow M^{cor}$		$M^{max} \longrightarrow N^{cor}$		$N^{min} \longrightarrow M^{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1et2	V1	1557.98	-21.244	-438.16	1052.625	648.892	-35.332	-252.031
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V4	1372.068	-21.551	-246.511	809.849	494.385	-241.736	130.893
3,4 et 5 ^{ème} étage	V7	968.772	-22.408	-152.137	627.706	405.665	-147.986	- 110.406
6,7 et 8 ^{ème} étage	V10	450.327	-36.250	-83.486	232.377	131.371	-75.734	-69.696

Tableau V.23. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y1})

Niveau	Voile	$N^{max} \longrightarrow M^{cor}$		$M^{max} \longrightarrow N^{cor}$		$N^{min} \longrightarrow M^{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1et2	V1	1111.548	-7.424	-457.649	713.831	425.901	445.829	- 257.324
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V4	823.253	50.747	387.854	498.789	299.666	43.039	170.358
3,4 et 5 ^{ème} étage	V7	579.869	- 109.444	174.290	252.300	128.622	164.110	121.222
6 et 7 ^{ème} étage	V10	314.562	-53.351	88.360	10.688	-36.973	82.904	56.062

Tableau V.24. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{y2})

Niveau	Voile	$N^{max} \longrightarrow M^{cor}$		$M^{max} \longrightarrow N^{cor}$		$N^{min} \longrightarrow M^{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1et2	V1	972.506	-3.779	-449.230	812.687	314.737	38.824	- 255.696
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V4	818.291	- 104.631	-405.533	773.792	158.122	56.916	191.547
3,4 et 5 ^{ème} étage	V7	579.767	- 194.567	-194.567	579.767	100.126	125.725	-136.01
6,7 et 8 ^{ème} étage	V10	414.341	- 127.437	-127.437	414.341	-35.868	41.376	-88.663

Tableau V.25. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{Y3})

Niveau	Voile	$N^{max} \longrightarrow M^{cor}$		$M^{max} \longrightarrow N^{cor}$		$N^{min} \longrightarrow M^{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1 et 2	V1	1256.264	-42.386	-499.515	959.492	521.325	17.536	-273.381
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V4	1034.659	60.472	496.815	553.664	336.066	482.507	220.848
3,4 et 5 ^{ème} étage	V7	746.998	23.898	200.124	424.763	266.525	194.611	138.22
6,7 et 8 ^{ème} étage	V10	421.262	-79.148	-79.227	339.506	65.717	77.546	-63.673

Tableau V.26. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{Y4})

Niveau	Voile	$N^{max} \longrightarrow M^{cor}$		$M^{max} \longrightarrow N^{cor}$		$N^{min} \longrightarrow M^{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN)	M(KN)	N(KN)	N(KN)	M(KN)	
Sous sol, Entre sol 1 et 2	V1	1255.234	27.655	484.116	754.197	494.565	478.409	264.613
RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V4	1074.766	-19.553	-433.119	861.123	414.584	33.805	183.119
3,4 et 5 ^{ème} étage	V7	748.06	-33.165	-170.744	730.081	204.043	129.841	-112.95
6,7 et 8 ^{ème} étage	V10	458.346	-134.152	-134.152	458.346	28.116	65.459	-78.581

V.3.4.Calcul du Ferrailage :

V.3.4.1 Calcul du ferrailage :

On va exposer deux exemples de calcul pour le voile Vx1 :

Voile Vx1 de Sous sol :

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.

$$L = 1.7m, d = 1.65m, e = 0.20m.$$

$$N_{max} = 1156.461KN \quad M_{cor} = 8.678KN.m.$$

$e_G = M/N = 0.0075.m < l/2 = 0.85m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - MA \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b . h . f_{bu} \dots \dots (I)$$

$$MA = M + N \times (d - \frac{l}{2}) = 8.678 + 1156.46 \times (1.65 - 0.85) = 933.846 \text{KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 1156.461 \times 10^{-3} \times (1.65 - 0.85) - 933.846 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 1.7 - 0.81 \times 0.05) \times 1.7 \times 0.20 \times 14.2$$

$$(I) \Rightarrow 0.44 < 2.57$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = M_t / b \times d^2 \times f_{bu} = 933.846 \times 10^{-3} / 0.20 \times 1.65^2 \times 14.2 = 0.120$$

$$\mu_{bu} = 0.120 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.160$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 1.54m$$

$$A_1 = M / Z * f_{bu} = 933.846 \times 10^{-3} / 1.54 * 348 = 17.42 \text{cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$y = L/2, \quad I = (e * L^3) / 12$$

$$\sigma_{max} = N/B + (M \times Y) / I = 1156.461 \times 10^{-3} / 0.33 + (8.678 \times 10^{-3} \times 0.85) / 0.082 = 3.594 \text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = N/B - (M \times Y) / I = 1156.461 \times 10^{-3} / 0.33 - (8.678 \times 10^{-3} \times 0.85) / 0.082 = -3.414 \text{MPa}$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue.

$$L_t = \sigma_{min} \times L / (\sigma_{max} + \sigma_{min}) = 0.82m$$

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 82 = 3.28 \text{cm}^2. \quad (A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 261.872 \text{KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} > \frac{\tau_u}{0.8f_e} \quad \text{tel que :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 261.872 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.65} = 1.110 \text{MPa}$$

$$\text{Soit : } S_h = 20 \text{cm} \quad \rightarrow A_h > 1.38 \text{ cm}^2$$

Tableau. V.27. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x1}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, Entre sol 1et2	RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.70	0.20×1.70	0.20×1.70	0.20×1.70
M(KN)	766.018	597.322	-26.505	43.676
N(KN)	-464.745	-363.273	625.697	313.967
Section	Partiellement comprimée	Partiellement Comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
V (K N)	261.872	178.792	117.835	62.175
τ (MPa)	1.198	0.818	0.539	0.284
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	18.25	14.24	9.66	4.88
A_v^{min} (cm ²)	5.10	5.10	5.10	5.10
A_v^{adop} (cm ²)	18.47	14.39	12.18	6.02
N^{bre} /par face	12 HA14	10HA12+ 2HA14	8HA12 + 4HA8	12HA8
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.50	1.02	0.67	0.33
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.28. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x2}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, Entre sol 1et2	RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.70	0.20×1.70	0.20×1.70	0.20×1.70
M(KN)	-22.312	4.308	172,363	83.573
N(KN)	1598.481	1261.698	779,537	437.025
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Comprimée

V (K N)	272.726	179.964	123,184	66.686
τ (MPa)	1.248	0.823	0.564	0.305
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	23.54	18.24	13.54	7.30
A_v^{min} (cm²)	5.1	5.1	5.1	5.1
A_v^{adop} (cm²)	24.63	19.66	15.33	8.04
N^{bre} /par face	16HA14	4HA14+ 12HA12	8HA12+ 8HA10	16HA8
S_t (cm)	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm²)	1.56	1.03	0.70	0.38
A_h^{min} (cm²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm²)	1.57	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.29. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x3}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, Entre sol 1et2	RDC ,1^{er} et 2^{ème} étage	3,4 et 5^{ème} étage	6,7 et 8^{ème} étage
Section (m²)	0.20×1.40	0.20×1.40	0.20×1.40	0.20×1.40
M(KN)	10.974	100.306	33.72	100.193
N(KN)	778.90	689.366	145.02	299.07
Section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement Comprimée
V (K N)	241.674	132.929	88	74.426
τ (MPa)	1.343	0.738	0.380	0.324
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	11.535	11.30	0	0
A_v^{min} (cm²)	4.20	4.20	4.20	4.20
A_v^{adop} (cm²)	12.94	12.94	5.03	5.03

N^{bre} /par face	4HA14+ 6HA12	4HA14+ 6HA12	10HA8	10HA8
S_t (cm)	14	14	14	14
A_h^{cal} (cm ²)	1.68	0.92	0.11	0.09
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.53	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.30. sollicitation de calcul dans le voile (V_{x4}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, Entre sol 1et2	RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.40	0.20×1.40	0.20×1.40	0.20×1.40
M(KN)	-2.124	-21,551	-22.408	-36.250
N(KN)	1557.98	1372.068	968.772	450.327
Section	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
V (K N)	252.031	130.893	110.406	69.696
τ (MPa)	1.40	0.772	0.613	0.387
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	23.05	20.38	14.61	6.60
A_v^{min} (cm ²)	4.20	4.20	4.20	4.20
A_v^{adop} (cm ²)	24.85	24.85	15.82	7.03
N^{bre} /par face	7HA14+ 7HA16	7HA14+ 7HA16	12HA12	14HA8
S_t (cm)	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)	1.75	0.91	0.77	0.48
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	1.01	1.01

N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.31. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y1}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, Entre sol 1et2	RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.70	0.20×1.70	0.20×1.70	0.20×1.70
M(KN)	-457.649	50.747	-109.444	-53.351
N(KN)	713.831	823.25	579.869	314.562
section	Partiellement Comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Comprimée
V (K N)	257.324	170.358	121.222	56.062
τ (MPa)	1.177	0.779	0.555	0.256
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	15.93	11.41	9.66	5.10
A_v^{min} (cm ²)	5.1	5.1	5.1	5.1
A_v^{adop} (cm ²)	16.03	13.57	10.83	6.03
N^{bre} /par face	6HA14 + 6HA12	12HA12	8HA10 + 4HA12	12HA8
S_t (cm)	14	14	14	14
A_h^{cal} (cm ²)	1.47	0.97	0.69	0.793
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.32. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y2}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, Entre sol 1et2	RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.70	0.20×1.70	0.20×1.70	0.20×1.70
M(KN)	-449.230	-104.631	-194.567	-127.437
N(KN)	812.687	818.291	579.767	414.341
section	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement Comprimée
V (K N)	255.696	191.547	136.01	88.663
τ (MPa)	1.170	0.876	0.622	0.406
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	16.93	14.41	11.45	7.96
A_v^{min} (cm ²)	5.1	5.1	5.1	5.1
A_v^{adop} (cm ²)	18.47	15.21	13.57	9.42
N^{bre} /par face	12HA14	4HA14+ 8HA12	12HA12	12HA10
S_t (cm)	14	14	14	14
A_h^{cal} (cm ²)	1.46	1.10	0.78	0.79
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.33. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y3}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, Entre sol 1et2	RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1.90	0.20×1.90	0.20×1.90	0.20×1.90
M(KN)	-42.386	60.472	23.898	-79.148
N(KN)	1256.264	1034.659	746.998	421.262
section	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Comprimée

V (K N)	273.381	220.848	138.22	63.673
τ (MPa)	1.119	0.904	0.566	0.261
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	19.02	12.11	11.28	7.85
A_v^{min} (cm²)	5.70	5.70	5.70	5.70
A_v^{adop} (cm²)	21.57	15.83	14.46	9.91
N^{bre} /par face	14HA14	14HA12	10HA12+ 4HA10	10HA10+ 4HA8
S_t (cm)	14	14	14	14
A_h^{cal} (cm²)	1.40	1.13	0.71	0.33
A_h^{min} (cm²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm²)	1.57	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.34. sollicitation de calcul dans le voile (V_{y4}) dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol, Entre sol 1et2	RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7 et 8 ^{ème} étage
Section (m²)	0.20×2.00	0.20×2.00	0.20×2.00	0.20×1.70
M(KN)	27,655	-19.553	-33.165	-134.152
N(KN)	1255.234	1074.766	748.06	458.346
Section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement Comprimée
V (K N)	264.613	183.119	112.95	78.581
τ (MPa)	1.029	0.712	0.439	0.306
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	18.64	15.87	11.46	9.12
A_v^{min} (cm²)	6	6	6	6
A_v^{adop} (cm²)	20.36	16.84	13.57	9.42

N^{bre} /par face	4HA16+ 8HA14	8HA14+ 4HA12	12HA12	12HA10
S_t (cm)	17	17	17	17
A_h^{cal} (cm ²)	1.29	0.89	0.79	0.38
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

V.3.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du sous sol (V_{x1}) comme exemple

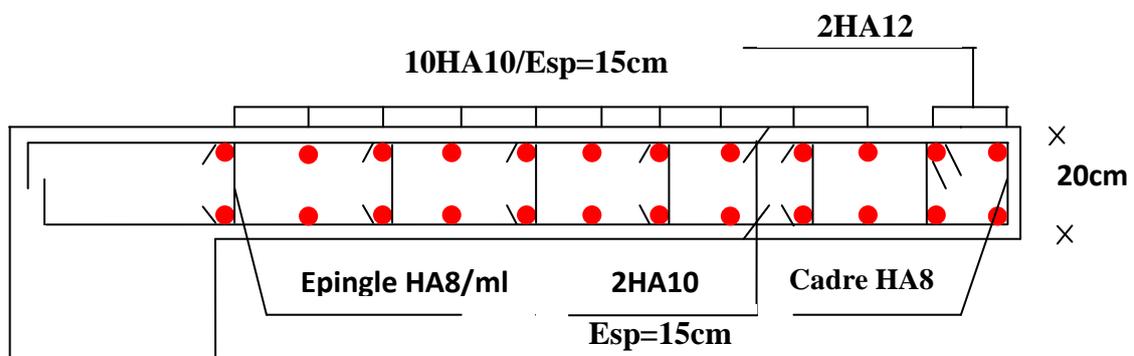


Fig. V.5 : Schéma de ferrailage de voile (V_{x1})

CONCLUSION :

Au terme de ce chapitre nous avons étudié les différents éléments principaux, le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL. 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.

VI.1 : Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, C'est une partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, dépend de la bonne tenue de l'ensemble.

Et cela de façon à limiter les tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

VI.2 : Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.8 bars à une profondeur de 3 m.

VI.3. Combinaison d'action à considérer :

D'après le RPA99/v2003 (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \mp E$.
- ✓ $0.8G \mp E$.

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

- ✓ $1.35G + 1.5Q$.
- ✓ $G + Q$.

VI.4. Etude des fondations :**VI.4.1. 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 : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N_{max} : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $1,35G + 1,5Q$,

Obtenue par le logiciel SAP2000/V14.2.2

Soit : N : L'effort normal agissant sur la semelle. Tel que :

$$N = N_{\max} + P_s + Pa$$

N_{\max} : Effort normal à la base de poteau.

P_s = Poids de la semelle estimé à 30.13 KN.

Pa = poids propre de l'avant poteau ; $Pa = 10.56$ KN.

$$N_{\max} = 3151.354 \text{ KN}$$

$$N = 3151.354 + 30.13 + 10.56 = 3192.044 \text{ KN}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol ; $\bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ KN/m}^2$

S : Surface d'appui de la semelle.

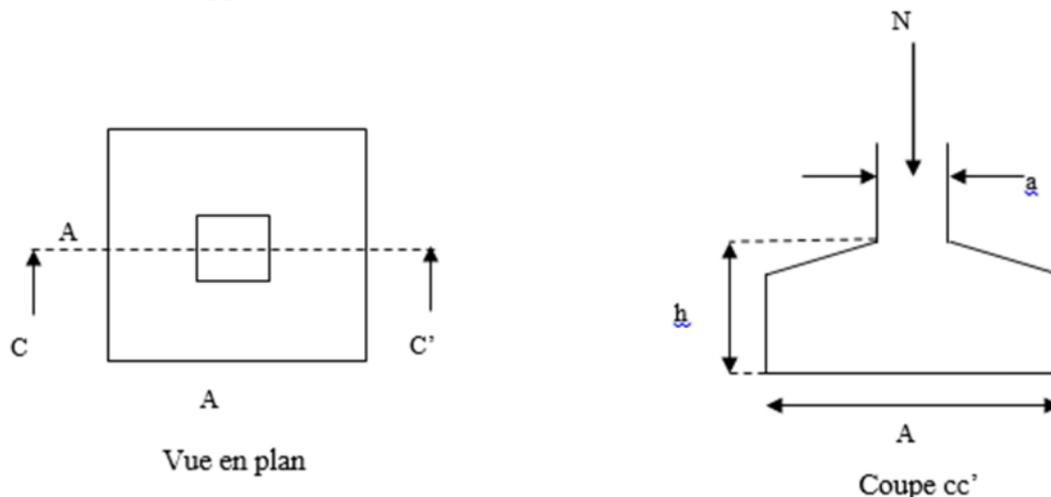


Figure VI. 1: Schéma d'une semelle isolée.

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} ; \quad B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{3192.044}{180}} = 4.21 \text{ m}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

V.4.2. Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} ;$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7 \Rightarrow N = 17.702MN$$

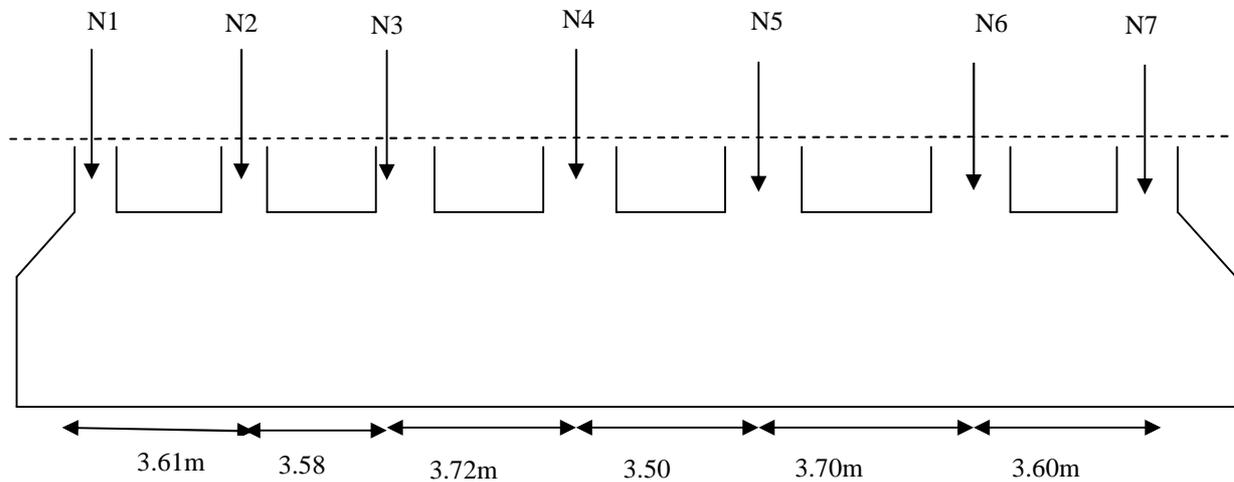


Figure VI. 2:schéma d'une Semelle filante.

Le Portique le plus sollicité :

$$N_s = 7 \times 10.56 = 73.92 \text{ KN.}$$

$$\sum N_i = 17702.236 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 17776.156 \text{ KN}$$

$$L = 21.71 \text{ m}$$

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{17.776}{0.18 \times 21.71} = 4.55 \text{ m}$$

Remarque :

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, se choix ne convient pas.

VI.4.3. Vérification du radier général :

Soit la surface de l'ensemble des semelles :

$$S_{cal} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{46.06533}{0.18} = 255.92 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 307.46 \text{ m}^2 > S_{CAL} = 255.92 \text{ m}^2 \text{ ya pas de débord}$$

P : le poids propre de radier, $P=25 \times 0.40 \times 307.46=3074.6\text{KN}$

VI.4.4 : la dalle du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, 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 $l_x = m$ et $l_y = m$

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times \dots = \text{KN/m}^2$$

A - Dimensionnement :

La condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.45m$)

✓ **Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$h \geq 54.5\text{cm}$ soit: $h_t = 60\text{cm}$.

✓ **La dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$h_r \geq 27.25\text{ cm}$ Soit : $h_r = 30\text{cm}$

➤ **Vérification de condition de rigidité :**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen $K= 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$: \text{On a : } I = \frac{b \times h_t}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 81.52 \text{ cm}$$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \cdot f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

N_d = Effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{46065.33 \times 5.45}{2 \times 307.46} \times 1 = 408.27 \text{ KN} \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{De (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.35m$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– **h_t = 85cm** pour les nervures du radier.

– **h_r = 40cm** pour la dalle du radier.

La surface du radier : **S_{rad} = 307.46 m²**.

B- Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul,

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (A+B) \times 2$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} A = a + h = 0.65 + 0.85 \\ B = b + h = 0.65 + 0.85 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 6m$$

$$N_u = 3151.354 \text{ KN} \leq Q_u = 0.045 \times 6 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 3825 \text{ KN} \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans le sol :

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 5305 \text{ m}^4, \quad X_G = 11 \text{ m.}$$

$$I_y = 12645 \text{ m}^4, \quad Y_G = 7.13 \text{ m.}$$

$$M_x = 26807.83 \text{ KN.m}; M_y = 29112.30 \text{ KN.m}$$

$$N = N_S + P_{\text{rad}} = 49139.93 \text{ KN}$$

• **Sens xx :**

$$\sigma_x = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{49.13993}{307.46} + \frac{26.80783 \times 7.13}{5305} = 0.195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{49.13993}{307.46} - \frac{26.80783 \times 7.13}{5305} = 0.123 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.177 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

• **Sens y-y :**

$$\sigma_y = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{49.13993}{307.46} + \frac{29.1123 \times 11}{12645} = 0.185 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{49.13993}{307.46} - \frac{29.1123 \times 11}{12645} = 0.134 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.172 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

c) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

• **Dans le sens X-X :** $e = \frac{26807.83}{49139.93} \Rightarrow e = 0.545 \text{ m} < \frac{21.71}{4} = 5.427 \text{ m} \dots$ Vérifiée

• **Dans le sens Y-Y :** $e = \frac{29112.30}{49139.93} \Rightarrow e = 0.592 \text{ m} < \frac{14.55}{4} = 3.637 \text{ m} \dots$ Vérifiée

d) Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que : $N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$

Avec :

$f_s = 1.15$ Coefficient de sécurité.

$H = 3m$ Hauteur encrée du bâtiment

$S = 307.46m^2$, surface du radier.

$\gamma_w = 10KN/m^3$, Poids volumique de l'eau.

$N = 63128.68KN \geq P = 1.15 \times 3 \times 307.46 \times 10 = 10607.37KN \dots \dots \dots \text{verifiée}$

• **Ferraillage du radier :**

On calcule le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour les autres panneaux du radier.

a) Calcul des sollicitations :

➤ **A l'ELU :**

$L_x = 3.72m, L_y = 5.45m$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{3.72}{5.45} = 0.68 > 0.4$

- Calcul des sollicitations :

$q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$

Avec : N_u : est l'effort normal ramené par la superstructure.

$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} = 63128.96 + 3074.6 = 66203.56 \text{ KN}$

$q_u = \frac{66203.56}{307.46} = 215.32KN/ml$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.68 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0710 \\ \mu_y = 0.4043 \end{cases} \dots \dots \dots [\text{Annexe II}]$

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0710 \times 215.32 \times 3.72^2 = 211.55KN.m$

$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.4043 \times 211.55 = 85.53KN.m$

Moment en travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 158.66KN.m \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 64.15KN.m \end{cases}$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 105.77KN.m$

- schéma de rupture de la dalle du radier :

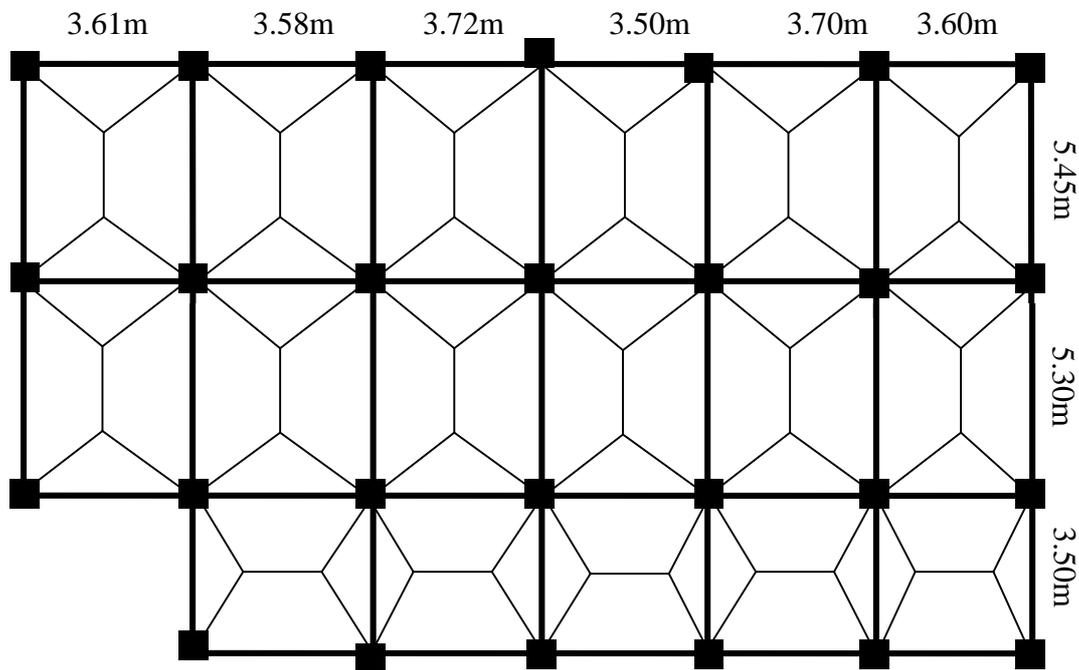


Figure VI. 3:Schéma de rupture de la dalle du radier.

- calcul de ferrailage :
- Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.40) \text{ m}^2$, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1:Section des armatures du radier.

Localisation		$M_t(\text{KN.m})$	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2/\text{m})$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2/\text{m})$	$A_{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$	St (cm)
Travée	x-x	158.66	13.69	4.176	7HA16=14.07 cm ²	15
	y-y	64.15	5.37	3.2	7HA14=10.78 cm ²	15
Appui		105.77	8.97	4.22	7HA14=10.78 cm ²	15

- Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

En travée :

$$A_{x \min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times hr \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} A_{x \min} = 3.71 \text{ cm}^2 \\ A_{y \min} = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{y \min} = \rho_0 \times b \times hr$$

En appui : $A_{x\min} = A_{y\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.22\text{cm}^2$

- **Espacement des armatures**

$$\begin{cases} \text{sens x: } S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \\ \text{sens y: } S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \end{cases}$$

Soit :

Sens x-x : $S_t = 15\text{cm}$.

Sens y-y : $S_t = 15\text{cm}$.

➤ **Vérification :**

➤ **A l'ELU :**

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Sens x-x

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 329.07\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{329.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.94\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

Sens y-y

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 104.64\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{104.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.3\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement.

A l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.68 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0767 \\ \mu_y = 0.5584 \end{cases}$$

$$q_s = \frac{4913993}{307.46} = 159.82\text{KN/ml}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0767 \times 159.82 \times 3.72^2 = 169.63\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.5584 \times 169.63 = 94.72\text{KN.m}$$

• **Moment en travée :** $\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 127.22\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 71.04\text{KN.m} \end{cases}$

- **Moment en appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 84.81 \text{KN.m}$

- **Etat limite de compression du béton :**

En travée :

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

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

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

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

$$50y^2 + 15 \times 14.07 \times y - 15 \times 14.07 \times 35 = 0 \quad y = 10.22 \text{ cm}$$

Calcul de I : $I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 165177 \text{ cm}^4$

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

$$\sigma_{bc} = (127.22 \times 10^{-3} \times 0.1022) / (165177 \times 10^{-8}) = 7.87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

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

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

Tableau VI. 2: Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	xx	127.22	14.07	10.22	165177	7.87	15	286.28	201.63	Non vérifié
	yy	71.04	10.78	9.14	133586.92	4.86	15	206.28	201.63	Non vérifié
appui		84.81	10.78	9.14	133586.92	5.80	15	246.26	201.63	Non vérifié

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

La méthode de calcul à suivre est celle de (BAEL E.III.3.a)

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-3}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1-\alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau VI. 3: résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier.

		M (KN)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} (MPa)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté	S_t (cm)
Travée	xx	127.22	1.15	35.82	0.33	6.62	18.96	4.176	7HA20 = 21.98	15
	yy	71.04	1.08	27	0.25	4.48	9.72	3.6	7HA16 = 14.07	15
Appui		84.81	1.10	29.91	0.28	5.22	12.68	5.07	7HA16 = 14.07	15

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 14.07 \text{ cm}^2 > 5.495 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications des contraintes à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4: Vérification des contraintes du radier

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
travée	xx	127.22	21.98	12.24	231915.9	6.72	15	187.21	201.63	Vérifié
	yy	71.04	14.07	10.22	165177	4.40	15	159.82	201.63	Vérifié
appui		84.81	14.07	10.22	165177	5.25	15	190.80	201.63	Vérifié

▪ Espacement des barres :

Sens xx $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3 \times h_0; 33) = 33 \text{ cm}$ vérifié.

Sensy-y :

$$S_i = 15\text{cm} \leq \min(4 \times h_0; 45) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9.}$$

▪ Sch\u00e9ma de ferrailage :

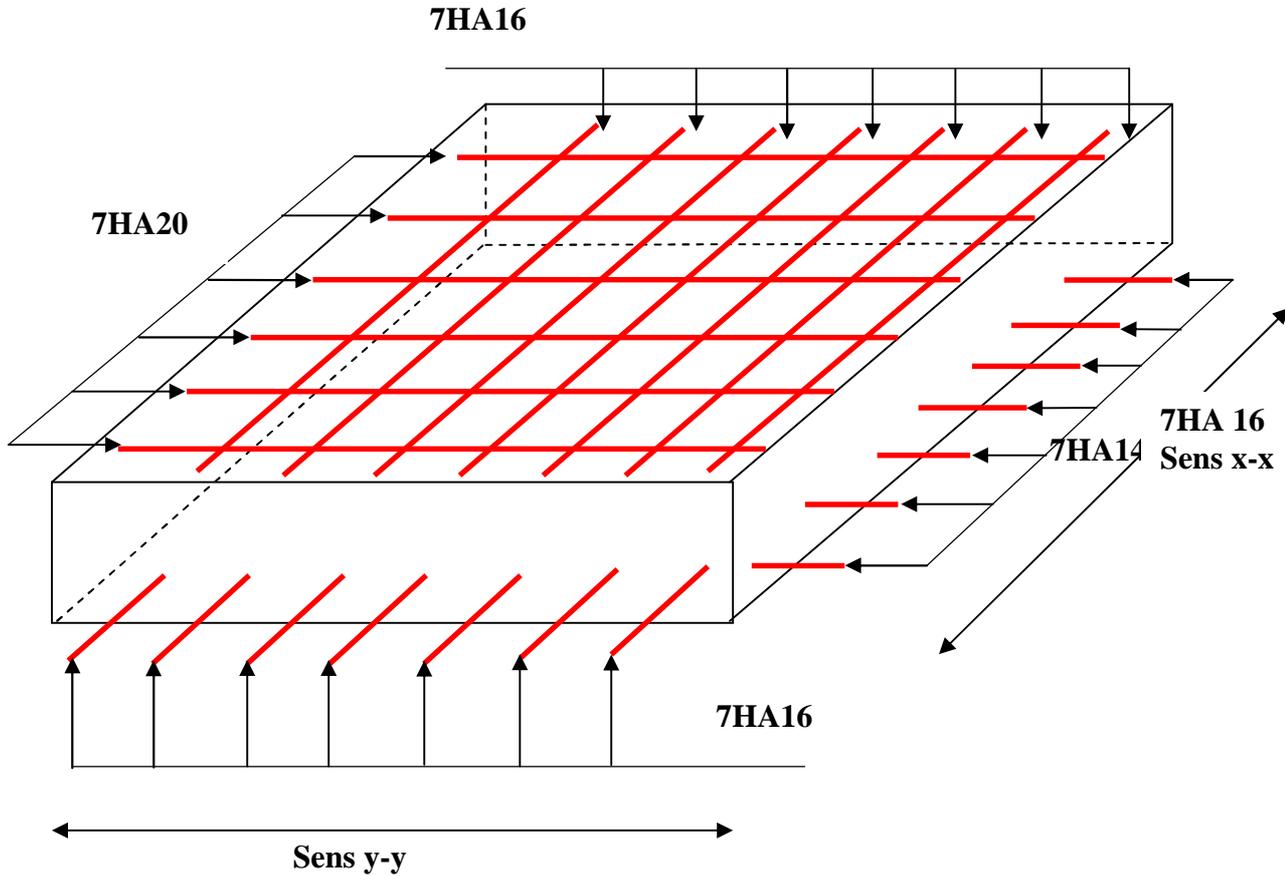


Figure VI. 4:sch\u00e9ma de ferrailage du radier.

VI.4.5: Etude des nervures :

a. D\u00e9finition :

Les nervures servent d'appuis au radier, la r\u00e9partition des charges sur chaque trav\u00e9e est selon les lignes de ruptures trap\u00e9zo\u00efdales ou triangulaires,

Les sollicitations sur les nervures :

La r\u00e9partition des charges sur chaque trav\u00e9e est triangulaire ou trap\u00e9zo\u00efdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges \u00e9quivalentes uniform\u00e9ment r\u00e9parties. Le calcul des sollicitations se fait par la m\u00e9thode de

Caquot. On à $\rho = 0.89 > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Les charges triangulaires :** $P'_v = P'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\Sigma l_{xi}^2}{\Sigma l_{xi}}$ avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire

- **Les charges trapézoïdales :** $P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$, avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

- $q_u = 215.32 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 159.82 \text{ KN/m}^2$

- **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 :**

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens X-X :

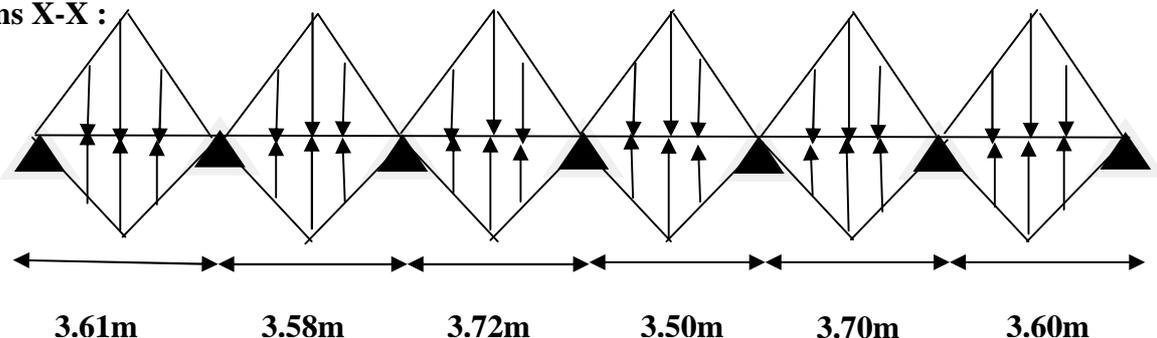


Figure VI. 5: Charges transmises aux nervures principales du radier.

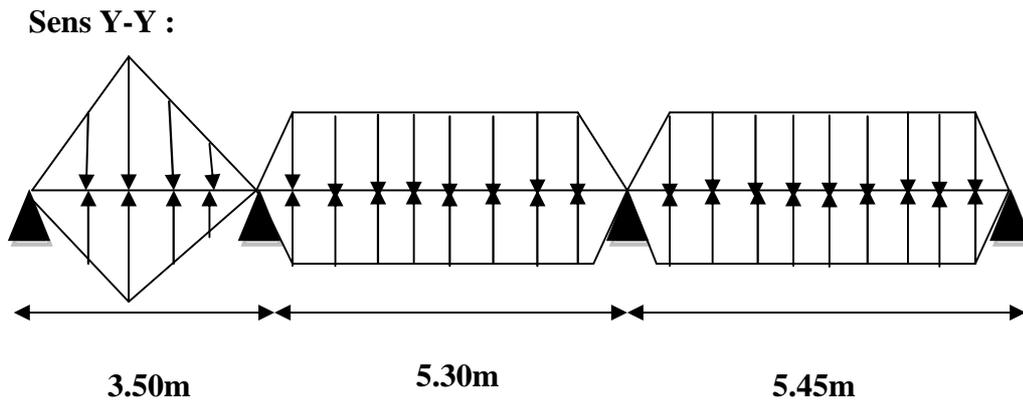


Figure VI. 6:Charges transmises aux nervures transversales du radier.

- Sens longitudinal X-X :

Tableau VI. 5:Sollicitations de la nervure principale.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		x (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	3.61	3.61	518.20	-126.62	-662.40	1.519	470.89
B-C	3.58	2.86	513.89	-662.40	-526.73	1.864	230.11
C-D	3.72	2.98	533.99	-526.73	-511.31	1.868	404.69
D-E	3.50	2.8	502.41	-511.31	-506.60	1.753	260.36
E-F	3.70	2.96	531.12	-506.60	-679.42	1.762	317.92
F-G	3.60	3.60	516.77	-679.42	-125.57	2.098	457.57

- Sens transversal Y-Y

Tableau VI. 6:Sollicitations de la nervure transversale.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t
				M_g	M_d		
A-B	3.50	3.50	502.41	-115.39	-1095.38	1.193	241.95
B-C	5.30	4.24	662.83	-1095.38	-1930.03	2.412	833.36
C-D	5.45	5.45	669.90	-1930.03	-373.08	3.151	1396.57

a. Le Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

$$h_t = 0.85, h_0 = 0.40m$$

$$b_0 = 0.65 \text{ (largeur de poteau)}$$

$$d = 0.80m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.45}{10}; \frac{3.72}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.545; 1.86)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.545 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 0.545 + 0.65 = 1.745m$$

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 * \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 * 1,75 * 0,40 * \left(0,80 - \frac{0,40}{2}\right) = 5964 \text{ KN.m.}$$

L'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire (b*h)

Le ferrailage des nervures adopté pour le cas le plus défavorable dans les deux sens ;

Tableau VI. 7:Résumé des résultats du ferrailage.

localisation	Sens	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
x-x	Travée	470.89	17.18	15.26	5HA16+5HA20=25.75
	Appui	679.42	26.01	6.28	10HA20=31.40
y-y	Travée	1396.57	52.61	16.90	12HA25=58.92
	Appui	1930.03	87.39	6.28	12HA32=96.48

Remarque :

Pour le ferrailage de la nervure on prend le ferrailage le plus défavorable dans les deux sens (x-x,) et (y-y) et on ferraille avec ce résultats toutes les autres trames.

b. Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_s + M_d}{l}$$

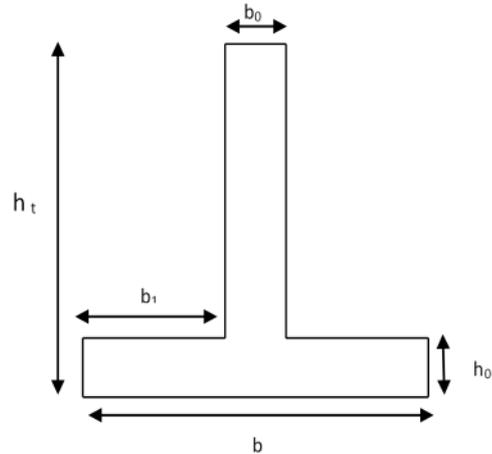


Figure VI. 7:Section à ferrailer.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 8: Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	1084.03	0.77	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	2111.15	1.51	2.5	Vérifiée

c. Vérification A l'ELS

- **État limite de compression du béton :**

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes.

Localisation	Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
x-x	Travée	349.51	16.71	1819345.9	3.21	15	182.36	201.63
	Appui	504.29	27.56	1748782.8	7.95	15	226.81	201.63
y-y	Travée	1036.6	23.82	3577834.6	6.90	15	244.15	201.63
	Appui	813.03	41.43	3693686.2	9.12	15	127.32	201.63

On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

Tableau VI. 10:résumé des résultats de ferrailage à l'ELS de la nervure

		M (KN)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} (MPa)	A_{cal} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté
Sens X-X	Appui	504.29	1.06	23.60	0.224	3.88	30.17	5HA20+5HA25=40.25
Sens Y-Y	Travée	1036.6	1.13	33.64	0.315	6.18	63.52	5HA25+5HA32=64.75

Tableau VI. 11:vérification des contraintes à l'ELS de la nervure

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPA	σ_s MPA	Observation
x-x	M _t	349.51	16.71	1819345.9	3.21	182.36	Vérifiée
	M _a	504.29	30.36	2094031.9	7.31	179.29	Vérifiée
y-y	M _t	1036.6	26.65	4421372.2	6.25	187.60	Vérifiée
	M _a	813.03	41.43	3693686.2	9.12	127.32	Vérifiée

- **Armatures transversales**

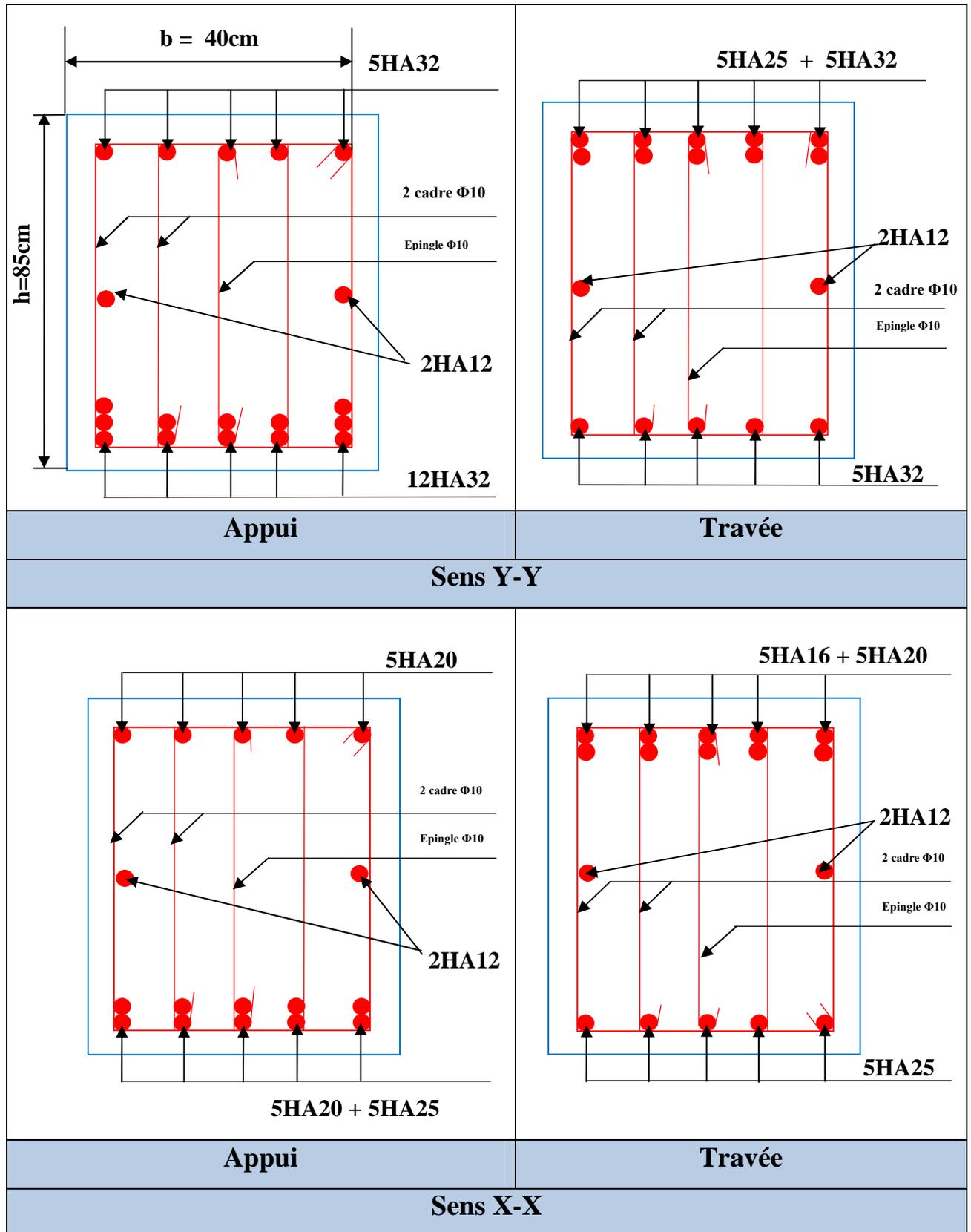
Soit 5HA10=3,39 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux +épingle)

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{t \min}\right) \Rightarrow S_t = \min(21.25 ; 12; 16) = 12cm \text{ Soit } S_t = 10cm.$$

- **Espacement des aciers transversaux**

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

- Schémas de ferrailage des nervures :



VI.5.Voile périphérique :

VI.5.1.Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.40$ m
- La longueur $L=5.45$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

VI.5.3.Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19.08 \text{KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement $\varphi = 30^\circ$
- La cohésion $c=0 \text{KN} / \text{m}^2$

VI.5.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.40 \times 19.08 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 21.62 \text{KN} / \text{ml}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 3,33 \text{KN/ml}$$

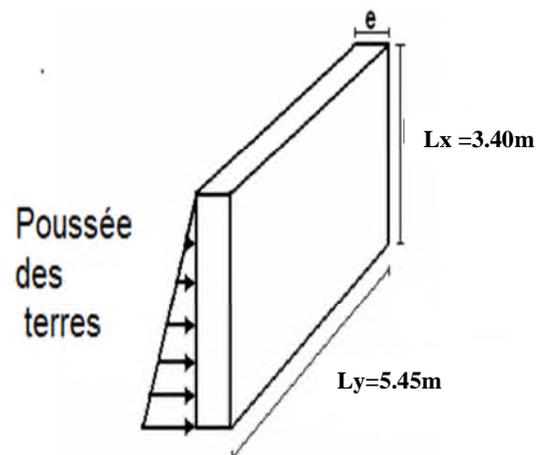


Figure VI.8.Voile périphérique.

VI.5.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

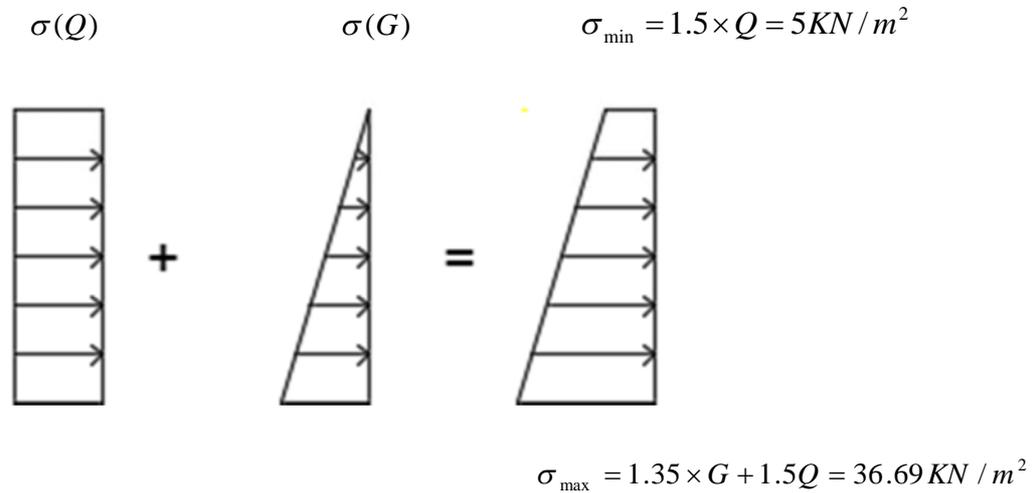


Figure.VI.9.Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 28.77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 28.77 \text{ KN} / \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.40 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.45\text{m} \quad e = 20\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.62 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.62 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe II}]$$

$$M_{0x} = 26.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 8.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 7.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 22.44 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times M_{0x} = 13.20 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. VI.12. Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	22.44	0.0488	0.0625	0.175	3.68	4HA14=6.16	25
	y-y	7.19	0.0156	0.0196	0.178	1.16	4HA12=4.52	25
Appui		13.20	0.0289	0.0367	0.177	2.14	4HA14=6.16	25

➤ **Vérifications à l'ELU :**

• **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

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

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho = 0.62 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow A_{\min}^x = 1.90\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée} \\ A_{\min}^y = \max(\rho_0 \times b \times h_r; \frac{A_t^x}{4}) \Rightarrow A_{\min}^y = 2.14\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée} \end{cases}$$

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

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration nuisible}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \Rightarrow V_x = 48.90\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{48.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.27 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 37.33 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{37.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.207 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

➤ **Vérifications à l'ELS:**

• **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} ; \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{MPa}.$$

➤ **A l'ELS.:**

$$\sigma_{min} = 1 \times Q = 3.33 \text{KN} / m^2$$

$$\sigma_{max} = 1 \times G + 1 \times Q = 24.95 \text{KN} / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 19.54 \text{KN} / m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ml} = 19.54 \text{KN} / \text{ml}$$

$$\rho = 0.62 \Rightarrow \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0844 \\ \mu_y = 0.4892 \end{cases} \dots \text{[Annexe II]}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 19.07 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0y} = 9.32 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 16.21 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 7.92 \text{KN.m}$$

$$M_{appui} = 0.5 \times M_{0x} = 9.53 \text{KN.m}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{MPa}$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.13. Résultats de calcul et vérification à l'ELS.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
En travée	Sens x-x	16.21	6.16	4.92	19778.23	4.03	15	160.80	201.6	Vérifier
	Sens y-y	7.92	4.52	4.31	15375.58	2.22	15	105.77	201.6	Vérifier
En appui		9.53	6.16	4.92	19778.23	2.37	15	94.53	201.6	Vérifier

Schéma de ferrailage :

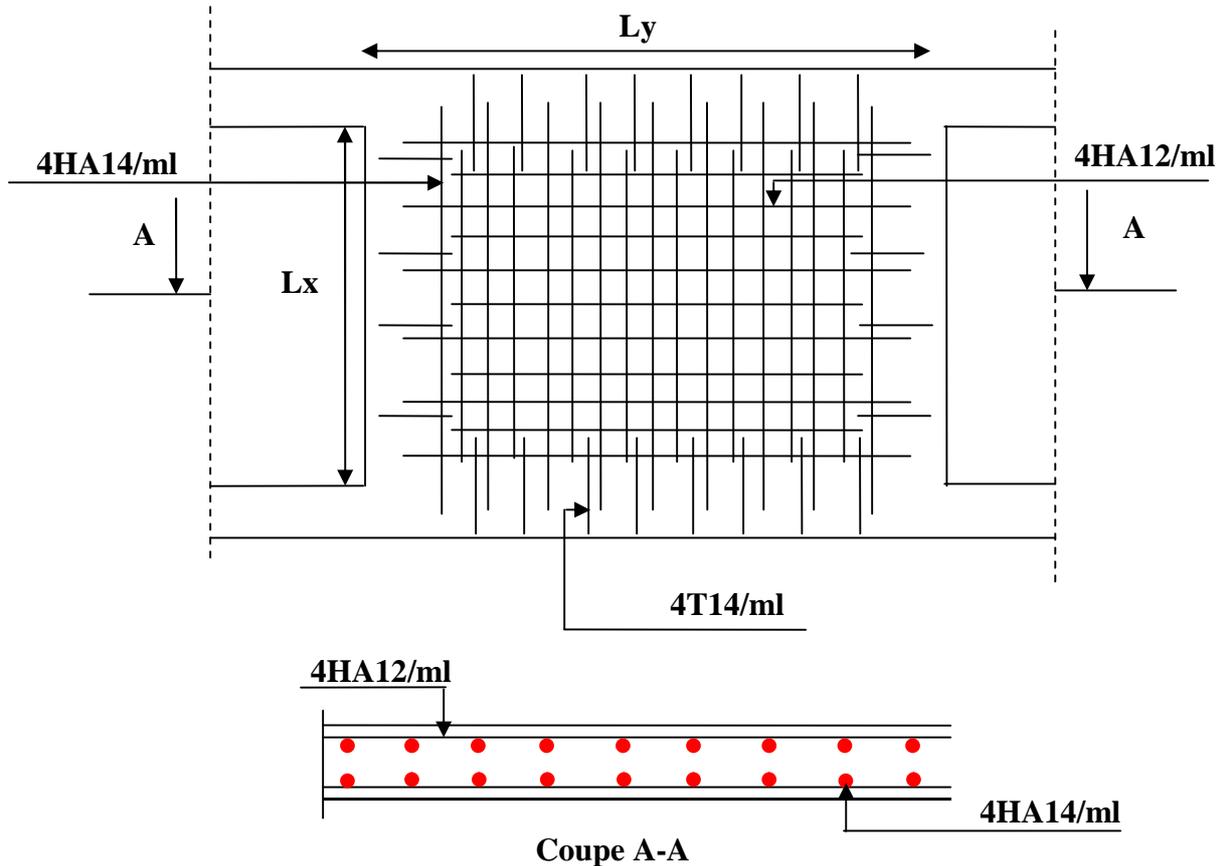


Figure.VI.10.Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VI.6.Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Vue à l'importance du poids de notre structure et à la capacité portance de (1.8 bars), et pour éviter le chevauchement des semelles isolées et les semelles filantes, on a opté pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

Un voile périphérique d'une hauteur de 3.40m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur le sous-sol, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines renversés reposant sur quatre appuis.

Conclusion générale

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un Bâtiment R+8+2 entre sol+sous sol, cet ouvrage est réalisé avec le matériau couple (acier-béton).

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont la plus importantes sont :

- ✚ La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleures résultats.
- ✚ il faut choisir une bonne disposition des voiles afin d'avoir une bonne répartition des charges entre les éléments de contreventement de la structure (Interaction) et limiter les effets de la torsion.
- ✚ Ce travail nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; ainsi que l'importance de l'outil informatique (sap2000 ; SOCOTEC, AutoCAD...)
- ✚ L'étude de sol et ses caractéristiques qui permettent de calculer les éléments de l'infrastructure et de choisir le type de fondation qui convient afin d'assurer la stabilité de la structure et sa résistance. Ce qui nous a amenée à choisir un radier nervurée qui est caractérisé par sa bonne résistance et sa facilité de la mise en œuvre.
- ✚ La repense d'un bâtiment dépend essentiellement de la nature du sol, de l'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre, de la nature du sol, la rigidité, la masse et la souplesse de la structure.
- ✚ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

- ✚ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99 version2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- ✚ Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coupe-feu.
- ✚ Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la structure, avec des fondations adaptées qui respectent les mesures de préventions et recommandations.

Enfin, l'utilisation du SAP2000Version14.2.2 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [3] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le terrain d'assise devant accueillir les immeubles de la promotion immobilière « Résidence el Kalaâ » au profit de la Sarl GHOUT Immo, est constitué d'un sol de résistance moyenne à bonne en surface à très satisfaisante en profondeur.

L'assiette d'assise est sur un terrain de pente abrupte, constitué de limons très graveleux en surface, à des alluvions et colluvions avec passage de pierres et blocs décimétriques, en profondeur.

Les sondages pénétrométriques et carottés ont révélé un terrain homogène et de compacité globalement, très satisfaisante.

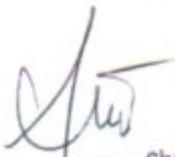
De ce fait, nous suggérons :

- ✓ L'emploi de fondations superficielles, semelles filantes ou radier général.
- ✓ La contrainte admissible des sols de fondation est de $\sigma_a = 1.80$ bars, au delà du 3^{ème} mètre de la surface de la plate forme (< 312^m de côte / levé topo).
- ✓ Les tassements sont négligeables.
- ✓ Le talus en amont de l'assiette doit être conforté systématiquement par des ouvrages de soutènement adéquats.

Par ailleurs, il est préconisé :

- L'étude et la réalisation d'un drainage rigoureux et efficace en amont du mur de soutènement.
- Ne pas laisser les fouilles trop longtemps ouvertes.
- Encourager la plantation d'arbres du côté de l'oued pour protéger le sous sol de l'érosion.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE


Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG

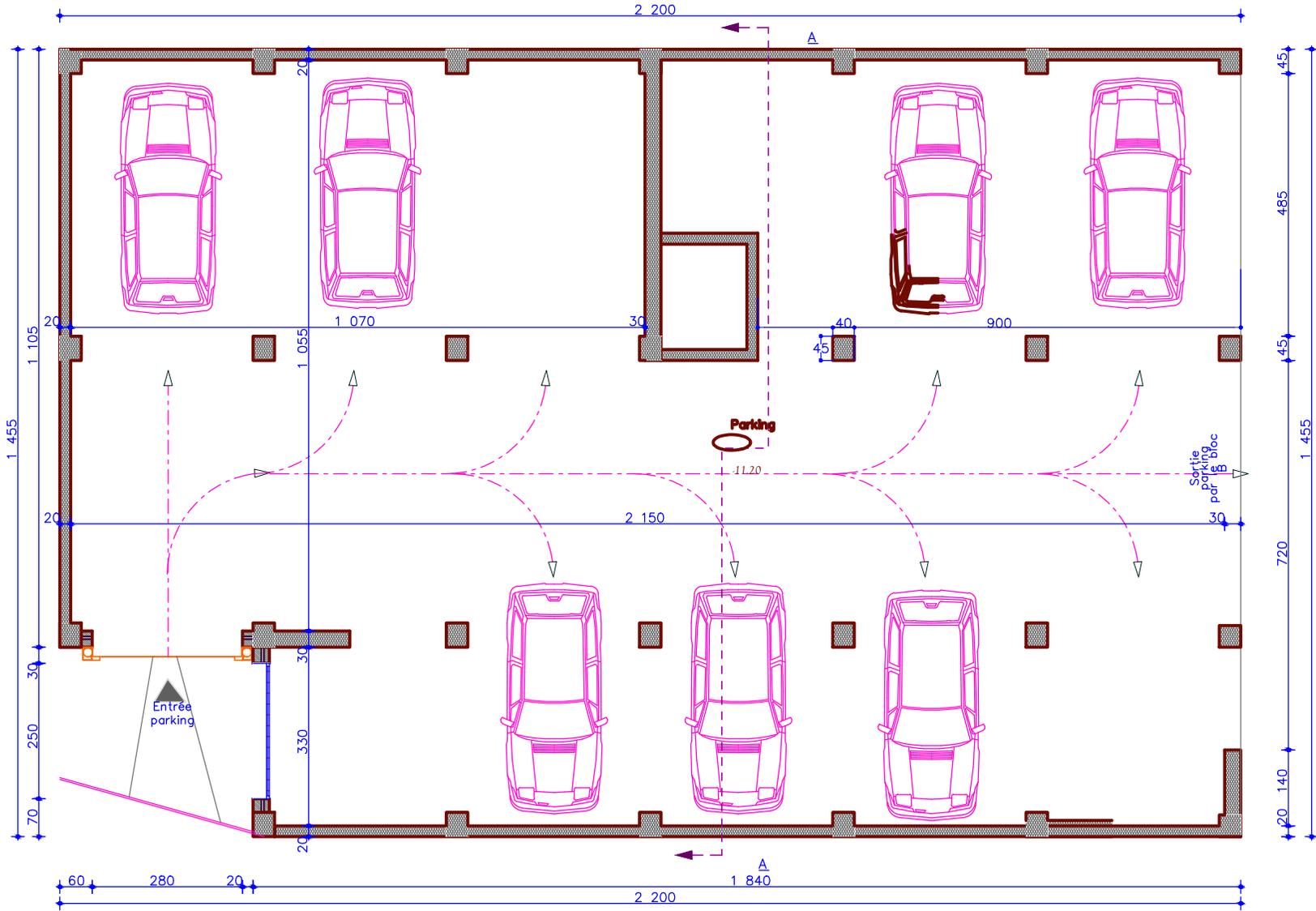
SCP / LEC BEJAIA
Service Etude

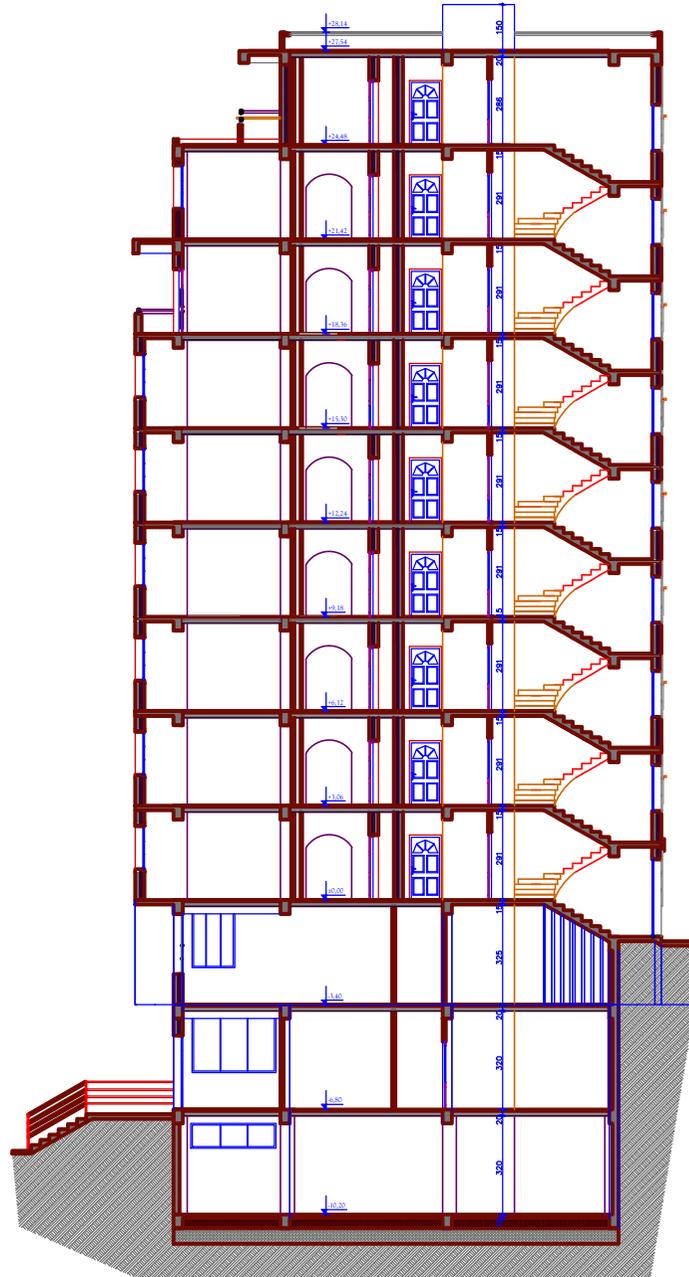
Béjaia, le

LE GERANT DU LABORATOIRE



PLAN DU 3 EME SOUS SOL

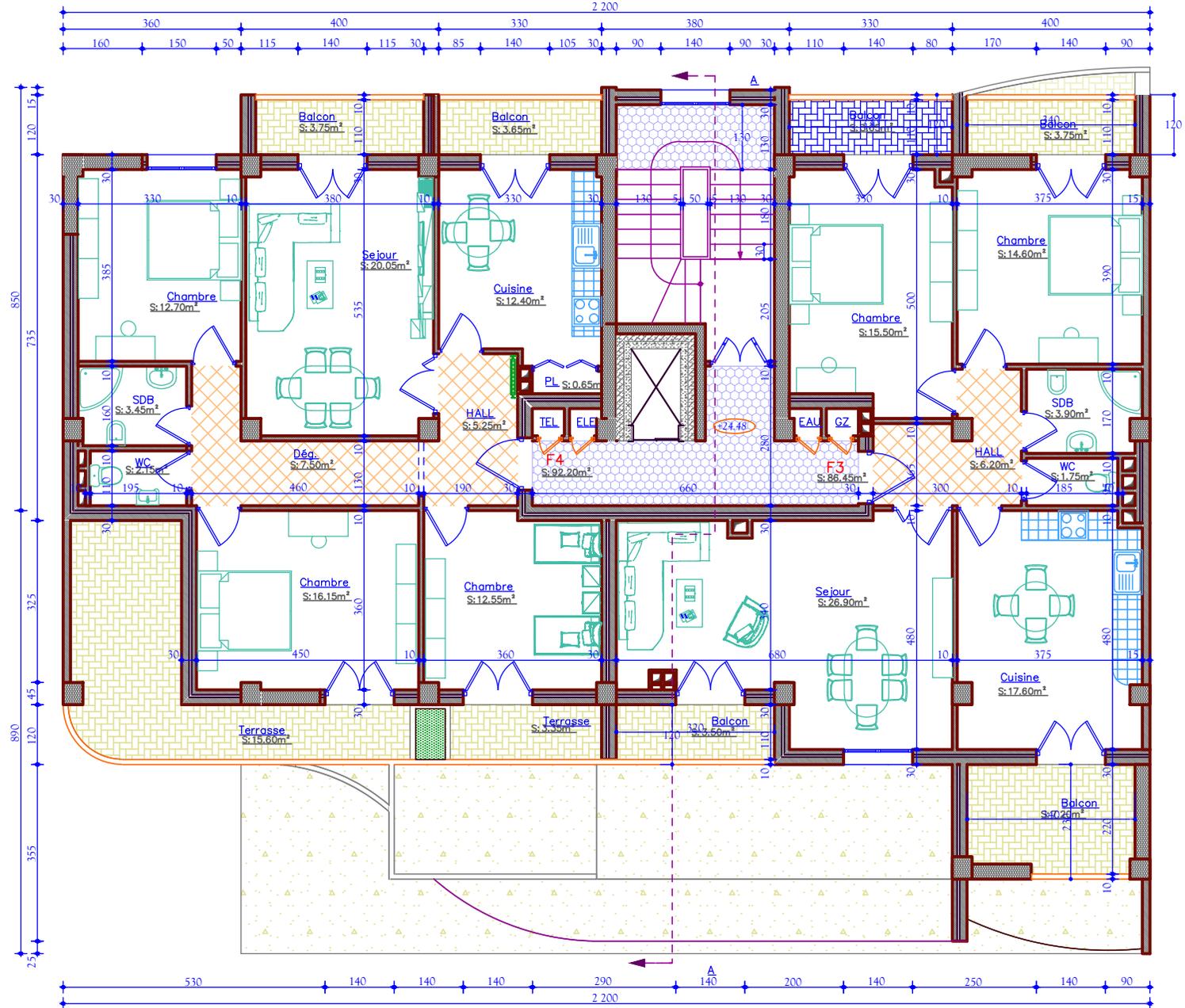




COUPE A-A

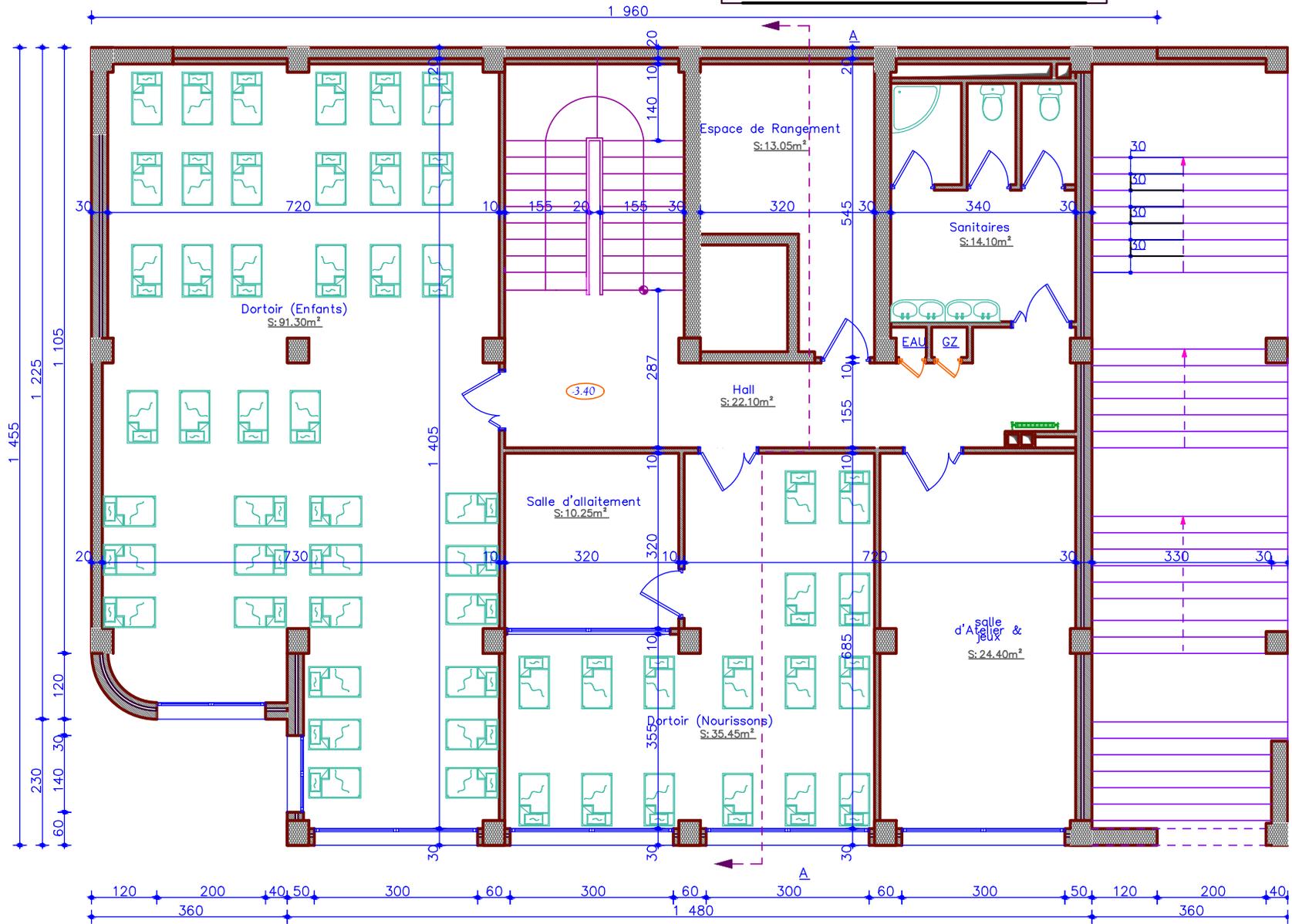
CA Design <small>011 42 Lgls bp 4070 210 33000 (MORILLAS) Tel: 01 34 30 18 20 Email: l.therault@ca-design.fr</small> CABINET D'ARCHITECTURE ET DESIGN		
PROJET		
M-LAYAL: BEJAMA D-AREA: SIDI AICH COMMUNE: SIDI AICH LIQUID.: BOUKLOU	CONSTRUCTION D'UN ENSEMBLE MIXTE (50 Logts PROMOTIONNELS COMMERCES & SERVICES) ((RESIDENCE " EL KELAA "))	
MAITRE DE L'OUVRAGE		
SARL GHOUT IMMO		
OBJET: BLOC " A "	DESIGNATION: COUPE	Ech.: 1/50
DOSSIER: PERMIS DE CONSTRUIRE DATE:		
MAITRE DE L'OUVRAGE:	SERVICE D'URBANISME:	

PLAN DU 8^{EME} ETAGE

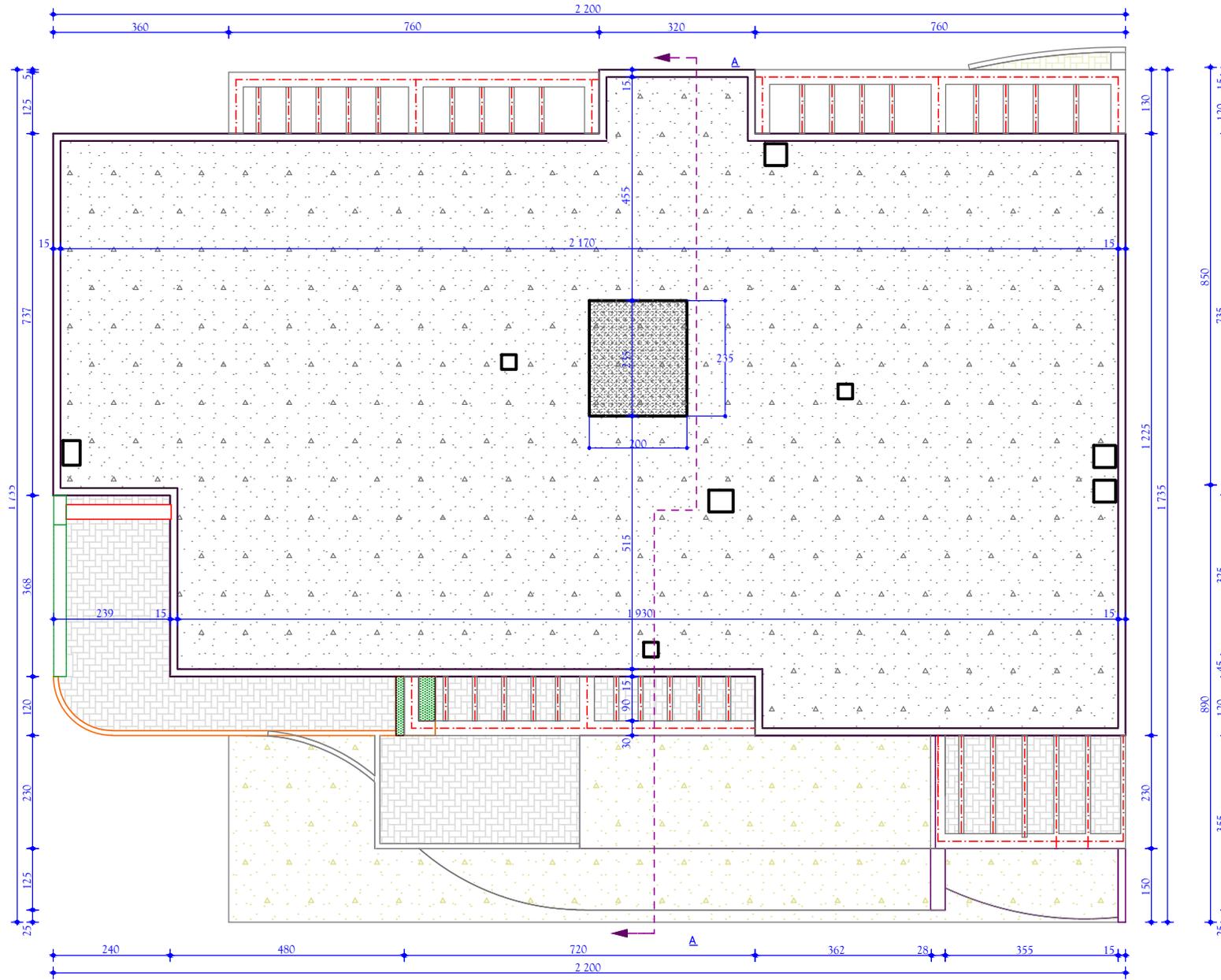


PLAN DU 1 ER SOUS SOL

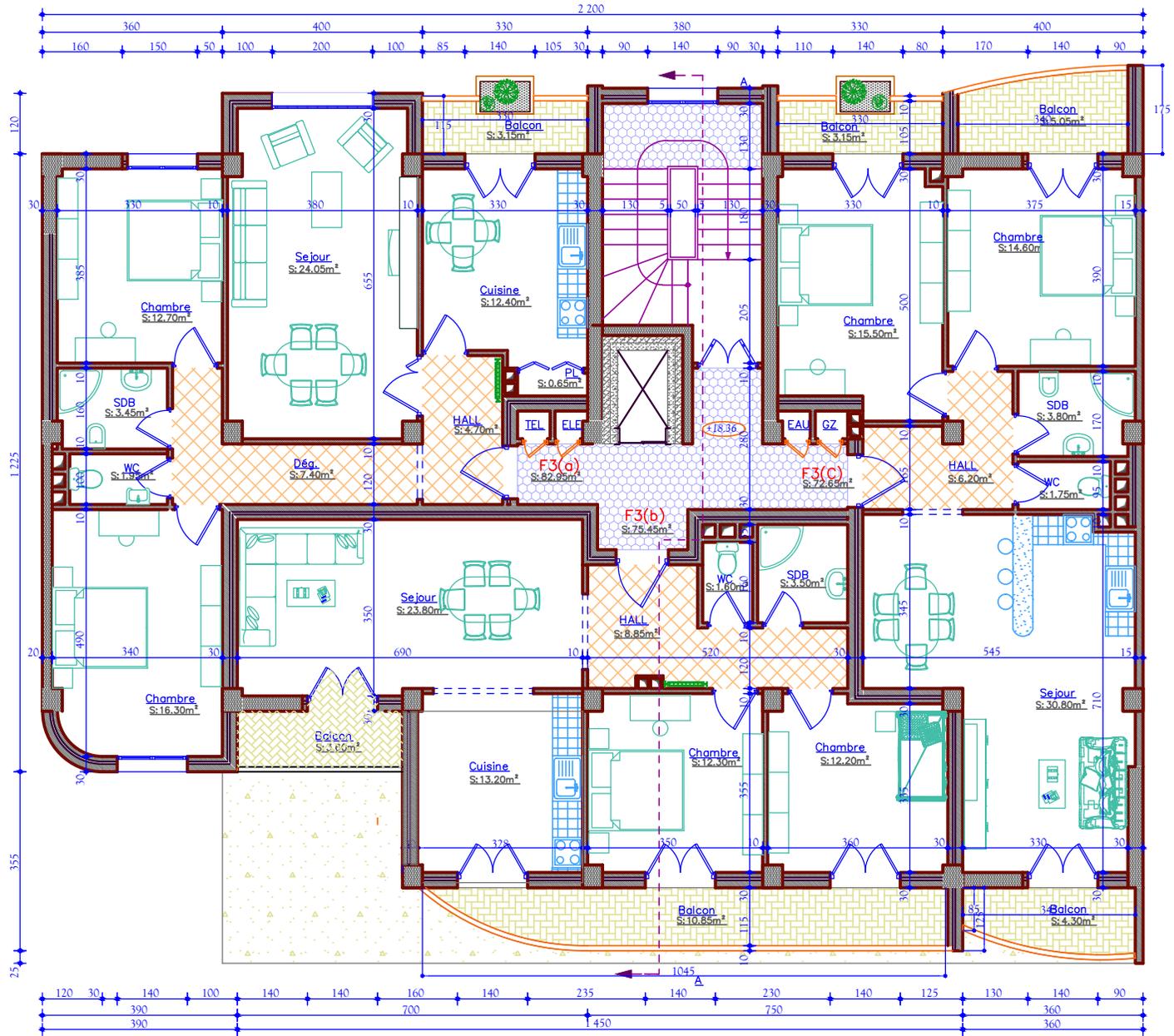
DEUXIEME NIVEAU GARDERIE D'ENFANTS



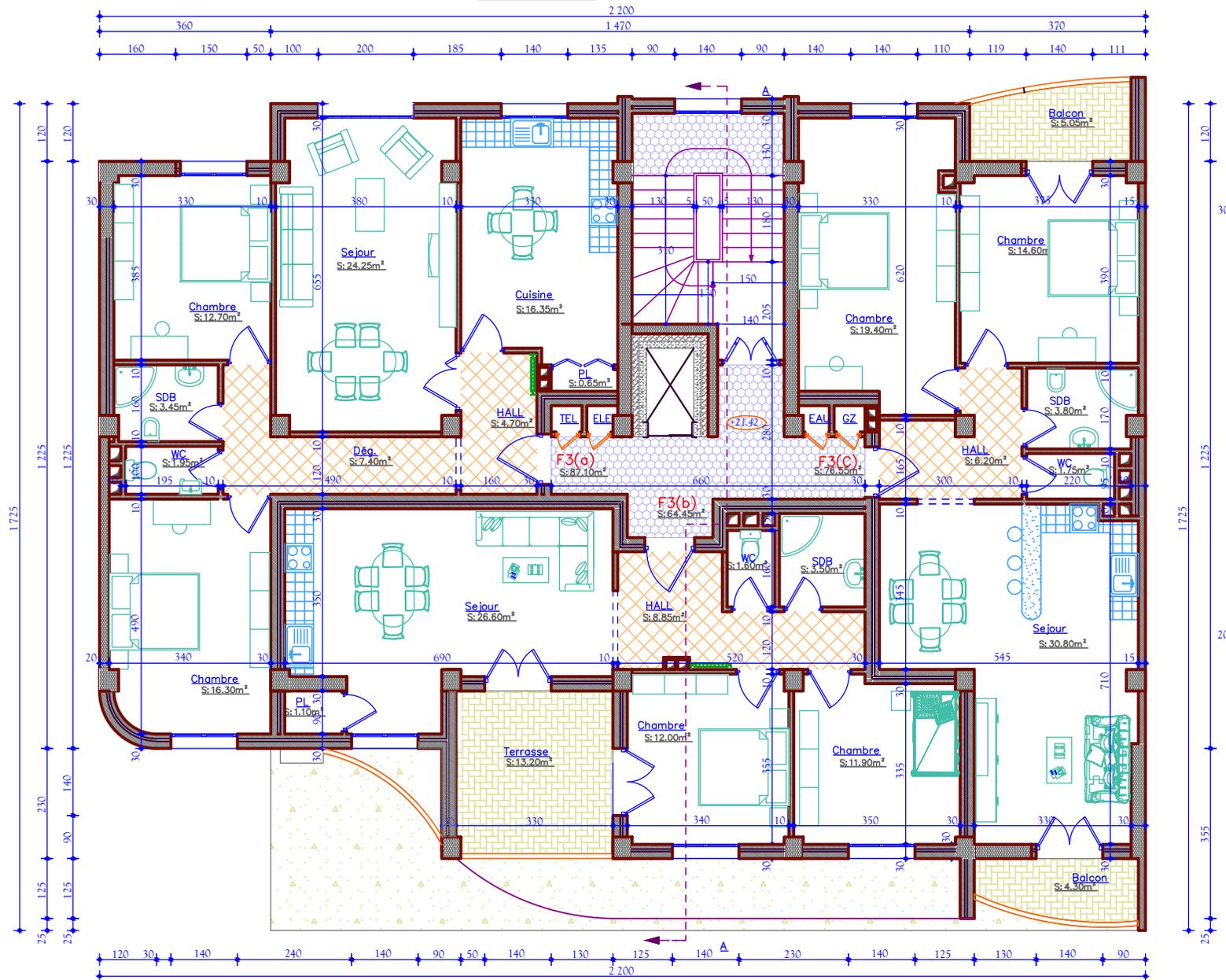
PLAN DE TERRASSE



PLAN DU 6^{EME} ETAGE

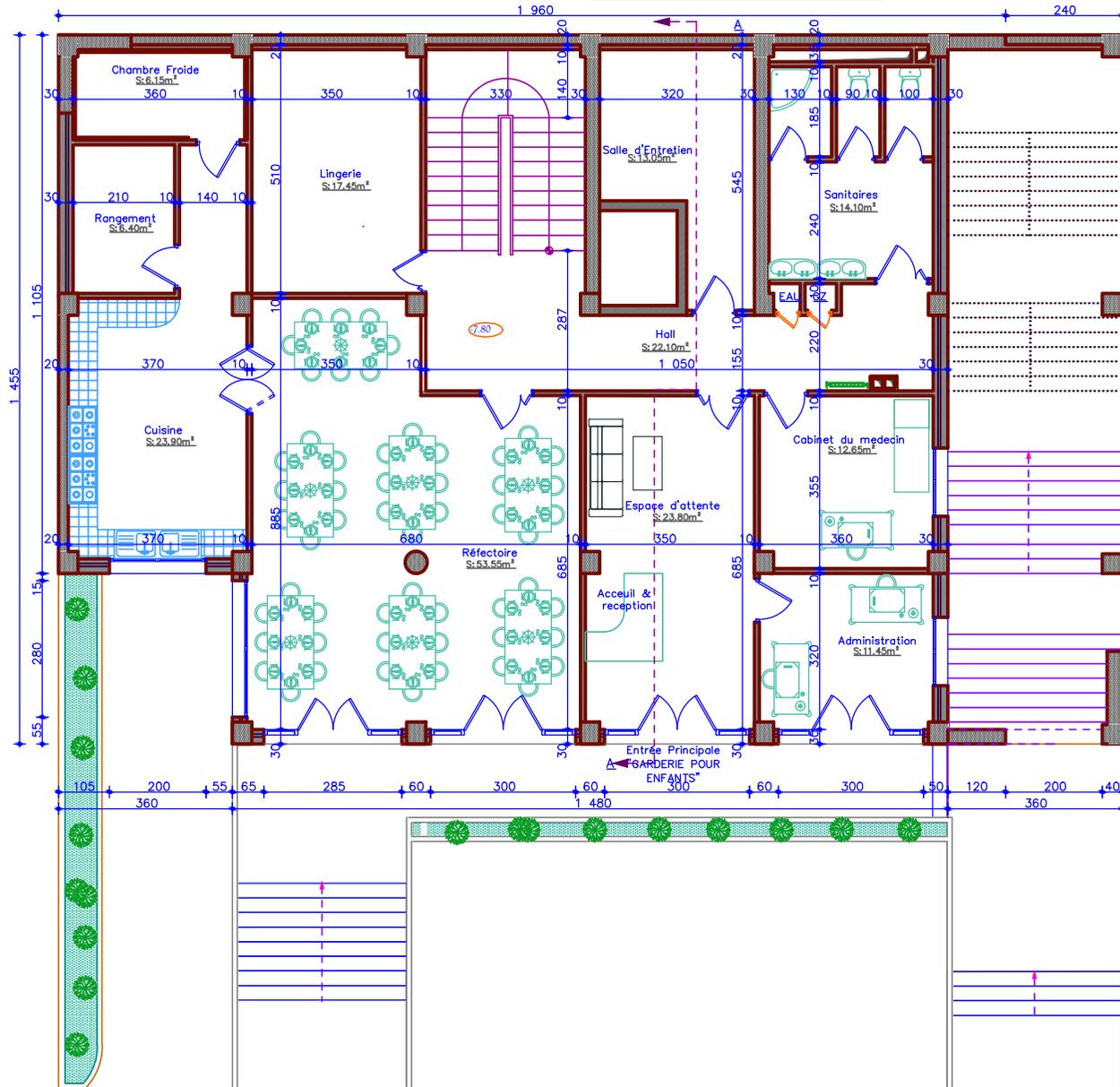


PLAN DU 7^{EME} ETAGE

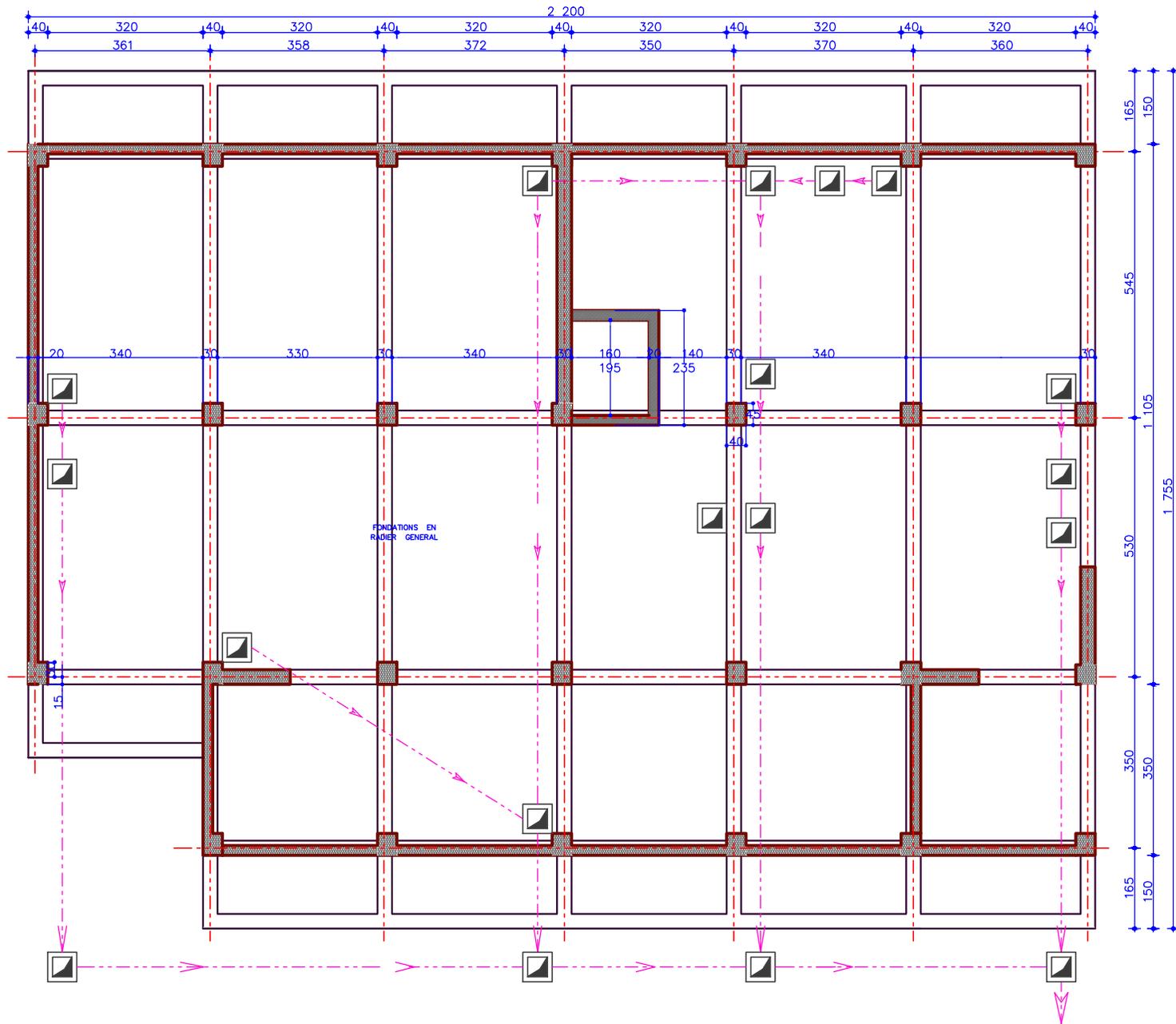


PLAN DU 2EME SOUS SOL

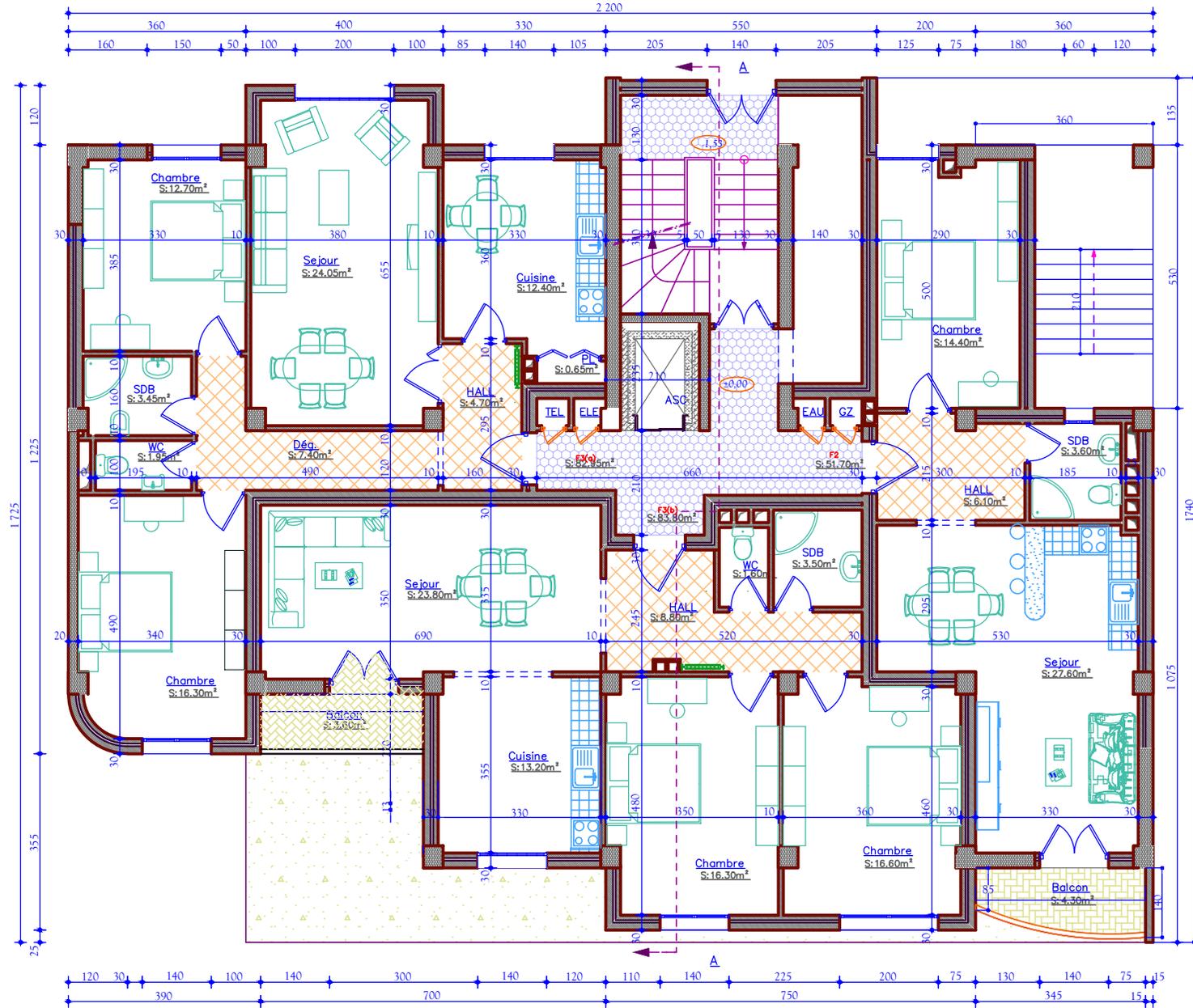
PREMIER NIVEAU GARDERIE D'ENFANTS



PLAN DE FONDATION



PLAN RDC



PLAN DE L'ETAGE COURANT (DU 1ER AU 5EME)

