



Faculty of Sciences and Technology

Civil Engineering Department

N° d'ordre : M2... /GC/2024

كلية العلوم و
التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en béton armé RDC+9
étages +sous-sol à usage multiple contreventé
par un système mixte « voiles portiques »**

Présenté par :

Mlle AISSA NAFISSA

Mlle REKRIS KHEIRA

Soutenu le 26/06/2024 devant le jury composé de :

Monsieur	Président : M.BAHAR SADEK	Université de Mostaganem
Monsieur	Encadrant : M.BESSAI TOUHAMI	Université de Mostaganem
Monsieur	Examineur : M.MEHALA TEWFIK	Université de Mostaganem

Remerciement

Notre remerciement est premièrement à notre Dieu créateur des terres et des cieux par sa grâce et sa miséricorde nous a donné l'aide, le courage et la force pour accomplir à bien ce travail.

Nous remercions nos deux familles et surtout nos parents qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études tout au long de notre parcours.

Nous tenons à remercier notre professeur encadrant M.BESSAI TOUHAMI pour sa disponibilité, pour son aide ainsi que pour l'intérêt consacré à notre mémoire

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

On remercie chaleureusement toute l'équipe du département de Génie Civil de l'université ABDELHAMID IBN BADIS MOSTAGANEM

Nombreuses sont les personnes qui nous ont apporté leur aide et leur soutien, sans citer leurs noms, nous tenons à leurs présenter nos remerciements les plus sincères.

Dédicace

Je dédie mon travail à mon cher père « الله يرحمه ويفر له » qui ma toujours voulu me voir réussir dans mes études. Que Dieu l'accueille dans son propre paradis.

À Ma très chère mère, qui m'a tout aidé avec son soutien, elle est ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance. Puisse Dieu, le très haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

À mes très chers frères Aziz, Bilal et Amir ouche pour leur tendresse, leur complicité et leur présence.

À toute mes proches et mes amis sans exception sans oublier mon binôme REKRIS KHEIRA pour son soutien morale, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

À tous mes collègues qui m'ont aidé à réaliser ce modeste travail.

AISSA NAFISSA

Dédicace

Je dédie mon travail à mon cher père « الله يرحمه ويغفر له » qui m'a toujours voulu me voir réussir dans mes études. Que Dieu l'accueille dans son propre paradis.

À la lumière de mes jours, la source de mes efforts la flamme de mon Cœur, ma vie et mon bonheur, maman que j'adore qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils.

À mon très cher frère HOWARI qui a toujours été à mes côtés durant toutes les étapes de mes études avec son soutien financier et moral illimité.

À toute mes proches et mes amis sans exception sans oublier mon binôme AISSA NAFISSA pour son soutien morale, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

À tous mes collègues qui m'ont aidé à réaliser ce modeste travail.

REKRIS KHEIRA

Listes de symboles

ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_f	Moment fléchissant
M_t	Moment de flexion en travée
M_a	Moment de flexion en appui
M_d	Moment en appui droite
M_g	Moment en appui gauche
N	Effort normal
T_d	Effort tranchant à droit du point considéré
T_g	Effort tranchant à gauche du point considéré
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
H	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
B	Largeur des éléments
h₀	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
σ_b	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier

$\overline{\sigma_s}$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
$\overline{\tau_u}$	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A^u	Armatures calculées à l'ELUR
A^s	Armatures calculées à ELS
A_a	Armatures en appuis
A_t	Armatures en travées
I_{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M_{zz}	Inertie massique
L_f	Longueur de flambement
B_r	Section réduite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I₀	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δf_t	Flèche total
ζ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction :	1
I.2. Implantation et présentation de l'ouvrage :	1
I.3. Caractéristiques géométriques :	2
I.4. Conception de la structure :	5
I.4.1. Plancher :	5
I.4.2. Escaliers :	5
I.4.3. Maçonnerie :	5
I.4.5. Acrotère :	6
I.5. Caractéristiques des matériaux :	6
I.5.1. Béton :	6
I.5.2. Les constituants du béton :	6
I.5.3. Dosages :	7
I.5.4. Résistance :	7
I.5.5. Module de déformation longitudinale :	8
I.5.6. Coefficient de poisson :	8
I.5.7. Contrainte ultime de cisaillement du béton :	8
I.6. L'acier :	10
I.6.1. Définition :	10
I.6.2. Caractéristiques des aciers utilisés :	10
I.6.3. Contraintes limites des aciers :	11
I.6.4. Les hypothèses de calcul :	12
I.6.5. Combinaison de calcul :	12
I.6.6. La Réglementation technique :	13
I.6.7. Caractéristiques géotechniques du sol :	13

I.7. Conclusion :	13
--------------------------------	-----------

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1. Descente des charges :	14
II.1.1. Introduction :	14
II.1.2. Plancher terrasse inaccessible :	14
II.1.3. Plancher étage courant :	15
II.1.4. Dalle pleine :	16
II.1.5. Balcon :	16
II.1.6. Escalier :	17
II.1.7. Maçonnerie :	18
II.2. Pré dimensionnement :	19
II.2.1. Plancher :	19
II.2.2. Plancher à corps creux :	19
II.2.3. Les planchers à dalle pleine :	20
II.2.4. Poutres :	20
II.2.5. Les poutrelles :	22
II.2.6. Les voile :	23
II.2.7. L'escalier :	24
II.2.8. Poteaux :	26
II.3. Conclusion :	35

Chapitre III : Etude des planchers

III.1. Introduction :	36
III.2. Plancher dalle à corps creux :	36
III.3. Les poutrelles :	37
III.4. Pré dimensionnement des poutrelles :	37
III.5. Étude et ferrailage de la dalle de compression :	37
III.6. Étude des poutrelles :	40

III.7. Types de poutrelles :	41
III.8. Caractéristiques des planchers :	43
III.9. Combinaison d'action :	43
III.10. Détermination des sollicitations :	44
III.11. Calcul du ferrailage :	54
III.12. Dessin de ferrailage :	Error! Bookmark not defined.
III.13. Plancher dalle pleine :	65
III.14. Dessin de ferrailage de dalle pleine :	76

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1. Étude de l'acrotère :	77
IV.1.1. Introduction :	77
IV.1.2 Acrotère :	77
IV.1.3. Méthode de calcul :	78
IV.1.4. Evaluation de la charge :	78
IV.1.5. Calcul des sollicitations sous combinaisons fondamentales :	79
IV.1.6. Calcul des armatures :	81
IV.2. Etude balcon :	88
IV.2.1. Introduction :	88
IV.2.2. Etude du balcon type 01(usage partie d'une chambre):	89
IV.2.3. Ferrailage du balcon type 01 (usage partie d'une chambre):	90
IV.2.4 : Dessin de ferailage :	94
IV.3. Étude des escaliers :	95
IV.3.1. Introduction :	95
IV.3.2. Pré-dimensionnement :	96
IV.3.3. Ferrailage des escaliers :	99
IV.3.4. Schéma de ferrailage :	107
IV.5. Etude de la poutre palière :	108

IV.5.1. Le ferrailage :.....	109
------------------------------	-----

Chapitre V : Etude sismique

V.1. Introduction :.....	111
V.3. Modélisation de la masse :.....	111
V.4. Modélisation de la structure étudiée :	111
V.5. choix de la méthode de calcul :.....	114
V.5.1. La Méthode statique équivalente :.....	114
V.5.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :.....	115
V.5.3. La méthode d'analyse modale spectrale :.....	115
V.6. Modélisation :.....	121
V.6.1. Nombre de modes à considérer :.....	121
V.6.2. Justification vis-à-vis la force sismique :	122
V.6.3. Vérification de déplacement :	123
V.7. Conclusion :.....	125

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

VI.1. Introduction :.....	126
VI.2. Ferrailage des portiques :	126
VI.2.1. Combinaisons d'actions :.....	126
VI.2.2. Ferrailage des poutres :	127
VI.3. Dessin de ferrailage de la poutre principale :.....	135
VI.4. Dessin de ferrailage de la poutre secondaire :.....	136
VI.5. Les poteaux :.....	137
VI.5.1. Combinaisons spécifiques de calcul :	137
VI.5.2. Leurs rôles :.....	137
VI.5.3. Etude de ferrailage des poteaux :	138
VI.5.4. Calcul des armatures :	145

VI.6. Schéma de ferrailage des poteaux :	159
VI.7. Conclusion :	160

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

VII.1. Introduction :	161
VII.2. Les voile de contreventement :	161
VII.2.1.Exemple de Calcul :	165
VII.2.2. ferrailage des voiles de contreventement :	169
VII.2.3. Les voiles périphériques :	169
VII.2.4. Détermination des sollicitations :	170
VII.2.5. Calcul de ferrailage du voile de contreventement :	174
VII.3. Dessin de ferrailage :	178
VII.4. Conclusion :	178

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :	179
VIII.1.1. Types de fondations :	179
VIII.1.2. Choix et type de fondations :	179
VIII.2. Calcul des semelles :	180
VIII.3. semelle filante :	182
VIII.4. Etude du radier général :	183
VIII.4.1. Introduction :	183
VIII.4.2. Pré-dimensionnement du radier :	184
VIII.4.3. Pré dimensionnement des poutres :	187
VII.4.3. Détermination des sollicitations :	188
VIII.5. Ferrailage du radier :	192
VIII.5.1. Ferrailage de la dalle :	192
VIII.5.2. Dessin de ferrailage de la dalle :	200

VIII.5.3. Ferrailage du débordement :.....	200
VIII.5.4. Ferrailage des nervures :	202
VIII.5.5. Dessin de ferrailage des nervures :.....	214

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Figure I 1 : Situation géographique de site du projet.	1
Figure I 2 : Façade principale.	2
Figure I 3 : Coupe brisée.	3
Figure I 4 : Vue en plan du RDC.	4
Figure I 5 : Vue en plan d'un étage courant.	4
Figure I 6 : Diagramme des contraintes déformations du béton.	9
Figure I 7 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.	10
Figure I 8 : Diagramme des contrainte - déformation pour les aciers.	11

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

Figure II 1 : Disposition des matériaux pour plancher à corps creux de la terrasse.	14
Figure II 2 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux.	15
Figure II 3 : Disposition des matériaux pour une dalle pleine.	16
Figure II 4 : Plancher à corps creux.	19
Figure II 5 : Dimension des poutres principales.	21
Figure II 6 : Dimension des poutres secondaires.	21
Figure II 7 : Poutrelle.	23
Figure II 8 : Coupes des voiles en élévation.	23
Figure II 9 : Composantes d'un escalier.	24
Figure II 10 : Section réduite du béton.	27
Figure II 11 : Schéma des niveaux.	28
Figure II 12 : Surcharges d'exploitation.	29
Figure II 13 : Différents types de poteaux.	30
Figure II 14 : Surface afférente du poteau central.	30
Figure II 15 : Calculs des poteaux.	34

Chapitre III : Etude des planchers

Figure III 1 : Plancher d'étage a corps creux.	36
Figure III 2 : Dimensions des poutrelles.	37
Figure III 3 : Section de calcul.	38

Figure III 4 : Schéma statique de la poutrelle.	44
Figure III 5 : Diagramme des moments fléchissant à a l'ELU.....	46
Figure III 6 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.	47
Figure III 7 : Diagramme des efforts tranchants du 5^{eme} type de poutrelle.	47
Figure III 8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle.	52
Figure III 9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 1^{er} type de poutrelle.	52
Figure III 10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle.	53
Figure III 11 : Section de calcul.	54
Figure III 12 : Section de calcul en travée 	54
Figure III 13 : Section de calcul en appuis.	56
Figure III 14 : L'influence de l'effort tranchant.....	58
Figure III 15 : Dessin de ferrailage de la dalle a corps creux.	64
Figure III 16 : Dimensions d'un panneau de dalle pleine.....	65
Figure III 17 : Hypothèse de calcul.	66
Figure III 18 : Enrobage.	66
Figure III 19 : Disposition des armatures de la nappe supérieure.....	67
Figure III 20 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.	68
Figure III 21 : Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés.....	68
Figure III 22 : Schéma de ferrailage de dalle pleine.....	76

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure IV 1 : Schéma de l'acrotère sous combinaisons accidentelles.	78
Figure IV 2 : Section de l'acrotère.....	79
Figure IV 3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	87
Figure IV 4 : Schéma statique du balcon (type 01).	88
Figure IV 5 : Schéma statique du balcon (type02).	88
Figure IV 6 : Enrobage du balcon.	89
Figure IV 7 : Section de calcul.	90
Figure IV 8 : Schéma du balcon avec un contre poids.	93
Figure IV 9 : Schéma ferrailage type 1.....	94

Figure IV 10 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec un palier de l'étage courant.	99
Figure IV 11 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec un palier de l'étage courant.	100
Figure IV 12 : Diagramme des moments en appuis et travées a l'ELU.....	101
Figure IV 13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	102
Figure IV 14 : Diagramme des moments en appuis et travées à l'ELS.	102
Figure IV 15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	103
Figure IV 16 : Section de calcul.	105
Figure IV 17 : Schéma de ferrailage pour les deux types d'escalier.	107
Figure IV 18 : Schéma statique de la console palière.	108
Figure IV 19 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	109

Chapitre V : Etude sismique

Figure V 1 : Modélisations en 3D par ROBOT structural.....	113
Figure V 2 : Diagramme du spectre de réponse.	120
Figure V 3 : Disposition des voiles.	120

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Figure VI 1 : Section de calcul en travée.	129
Figure VI 2 : Section de calcul en appuis.....	131
Figure VI 3 : Tableau récapitulatif de ferrailages trouvé par ROBOT EXPERT.	135
Figure VI 4 : Ferrailage de la poutre principale.	135
Figure VI 5 : Ferrailage de la poutre secondaire.	136
Figure VI 6 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.	138
Figure VI 7 : La zone nodale.....	140
Figure VI 8 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	143
Figure VI 9 : La position des poteaux dans la structure.	143
Figure VI 10 : Position de N1, M1 et M'1 sur la section transversale.	146
Figure VI 11 : Position de N1, M1 et M'1 sur la section transversale.	149
Figure VI 12 : Position de N1, M1 et M'1 sur la section transversale.	151
Figure VI 13 : Position de N1, M1 et M'1 sur la section transversale.	153
Figure VI 14 : Position de N1, M1 et M'1 sur la section transversale.	154

Figure VI 15 : Position de N1, M1 et M'1 sur la section transversale.	156
--	-----

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

Figure VII 16 : Disposition du ferrailage d'un voile et un schéma d'un voile plein.....	162
Figure VII 17 : Les sollicitations de calcul du voile.....	162
Figure VII 18 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	163
Figure VII 19 : Disposition des voiles par logiciel ROBOT.	164
Figure VII 20 : Section de calcul en travée (x-x).	165
Figure VII 21 : Position de N1, M1 sur la section transversale.	165
Figure VII 22 : Section de calcul en travée (y-y).	167
Figure VII 23 : Position de N1, M1 sur la section transversale.	167
Figure VII 24 : Disposition des voiles périphérique par logiciel ROBOT.....	170
Figure VII 25 : Contrainte du voile.	170
Figure VII 26 : Section de calcul en travées.	174
Figure VII 27 : Section de calcul en travées.	176
Figure VII 28 : Ferrailage du voile périphérique.....	178

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII 1 : Semelle isolée.	180
Figure VIII 2 : Schéma du radier.	183
Figure VIII 3 : Dimensionnement du feuillet moyen.	186
Figure VIII 4 : Dimensions du radier.	187
Figure VIII 5 : Dimensions des poutres.	187
Figure VIII 6 : Dimensions du radier.	188
Figure VIII 7 : Distribution des contraintes sous le radier.	189
Figure VIII 8 : Enrobage de la dalle du radier.	193
Figure VIII 9 : Section de calcul en travée x-x.	194
Figure VIII 10 : Section de calcul en appuis x-x.....	196
Figure VIII 11 : Section de calcul en travée y-y.	196
Figure VIII 12 : Section de calcul en appuis y-y.....	198
Figure VIII 13 : Ferrailage de la dalle.	200
Figure VIII 14 : Schéma statique du débordement.....	200
Figure VIII 15 : Section de calcul du débord.	200

Figure VIII 16 : Distribution des charges sur les poutres principales.....	203
Figure VIII 17 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.	203
Figure VIII 18 : Diagramme des moments fléchissant de la poutre principale..	204
Figure VIII 19 : Diagramme des moments fléchissant de la poutre principale..	204

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

Tableau II 1 : Charges du plancher terrasse inaccessible.....	14
Tableau II 2 : Charges du plancher étage courant.....	15
Tableau II 3 : Charges du plancher RDC.....	16
Tableau II 4 : Charges due aux balcons à dalle pleine.....	16
Tableau II 5 : Charge du palier.	17
Tableau II 6 : Charge du paillasse.	17
Tableau II 7 : Charge permanente du mur extérieur.	18
Tableau II 8 : Charge permanente du mur intérieur.....	18
Tableau II 9 : Tableau récapitulatif des charges.....	18
Tableau II 10 : Epaisseur du voile.	23

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III 1: Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.	43
Tableau III 2 : Tableau de combinaison d'actions.	43
Tableau III 3 : Données de la travée.....	44
Tableau III 4 : Calcul des moments fléchissant a l'ELU et l'ELS.	45
Tableau III 5 : Tableau des efforts tranchants à l'ELU.....	46
Tableau III 6 : Tableau des moments fléchissant en appuis du 1 ^{er} type de poutrelle.	49
Tableau III 7 : Tableau d'abscisse du moment en travée.	49
Tableau III 8 : Tableau des moments fléchissant en travée du 1 ^{er} type de poutrelle.	50
Tableau III 9 : Tableau des efforts tranchants à l'ELU.....	51
Tableau III 10 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.	53
Tableau III 11 : Combinaisons fondamentales du plancher bas RDC.	67
Tableau III 12 : Récapitulatif des sollicitations maximales du type 01.	70

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV 1 : Ferrailage de l'acrotère.	86
Tableau IV 2 : Charge due aux balcons à dalle pleine.	89
Tableau IV 3 : Récapitulatif (Ferrailage, sollicitations, contre poids) des parties en saillie.....	94
Tableau IV 4 : Charge permanents et surcharge de la paillasse.....	97
Tableau IV 5 : Charges permanents et surcharges du palier.	98
Tableau IV 6 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.	101
Tableau IV 7 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appuis.....	101
Tableau IV 8 : Section armatures d'escalier.	106
Tableau IV 9 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	109
Tableau IV 10 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.	110

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V 1 : Coefficient d'accélération A.....	116
Tableau V 2 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)	119
Tableau V 3 : Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage.	119
Tableau V 4 : Période et facteur de participation massique.	121
Tableau V 5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.	122
Tableau V 6 : Déplacements relatifs de tous les niveaux.....	123
Tableau V 7 : Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal).	124
Tableau V 8 : Valeur l'effet P- Δ (Sens transversal).....	125

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Tableau VI 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant.....	128
Tableau VI 2 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.	138
Tableau VI 3 : Tableau récapitulatif de toutes les armatures.	158

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

Tableau VII 1 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée).	173
Tableau VII 2 : Tableau de ferrailage du voile périphérique.	177
Tableau VIII 3 : Tableau de pré-dimensionnement de la semelle isolée.	181
Tableau VII 4 : Tableau d'application de la condition forfaitaire pour le radier.	184

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII 5 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres.	187
Tableau VIII 6 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.....	188
Tableau VIII 7 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.	189
Tableau VIII 8 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.	189
Tableau VIII 9 : Tableau récapitulatif des contraintes sous le radier.	191
Tableau VIII 10 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m]....	193
Tableau VIII 11 : Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et travées en [kN.m].	193
Tableau VIII 12 : Tableau récapitulatif de différentes charges en [KN].	202
Tableau VIII 13 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	203
Tableau VIII 14 : Tableau récapitulatif des sections des armatures.	213

Résumé

Ce projet présente une étude d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée + 9 étages, l'ouvrage sera implanté dans la commune de Mostaganem classée en zone sismique IIa dans la wilaya de Mostaganem.

Dans le présent travail, nous avons abordé le pré dimensionnement des différents éléments, l'étude des planchers et éléments secondaires, l'étude dynamique réalisée par ROBOT et le ferrailage des différents éléments de la structure. Ceci en tenant compte des recommandations du BAEL91 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : Fondations, Bâtiments, Sollicitations, Eléments structuraux, Séisme.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق تحت أرضي و طابق أرضي وتسعة طوابق علوية, يتم إنجازها بولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa .

في العمل التالي ,تناولنا الأبعاد الأولية للعناصر ,دراسة البلاطات والأجزاء الثانوية من البناية ,الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة ROBOT وتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية. هذا مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات

BAEL91 والقوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA 99/2003

الكلمات المفتاحية: الأساسات ، المباني ، الضغوط ، العناصر الهيكلية، زلزال

Summary

This project presents a detailed study of multipurpose building consisting of a basement, a ground floor + 9 floors, which will be located in the wilaya of Mostaganem, classified zone IIa.

In the present work, we have dealt with the presizing of the various elements, the study of the floors and the secondary elements, the dynamic assessment carried out by ROBOT as well as the reinforcement of the various elements of the structure, taking into account the recommendations of BAEL91 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

Keywords: Foundations, Buildings, Loads, Structural elements, Earthquake.

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut-être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- ✓ Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou autre phénomène.
- ✓ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays. Le travail est réalisé selon le plan suivant :

- Le premier chapitre, présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux utilisés
- Le deuxième chapitre, traite le pré dimensionnement des éléments de la structure étudiée et la descente des charges appliquée.
- Le troisième chapitre, l'étude des différents planchers est faite.

- Le quatrième chapitre, on aborde l'étude des éléments secondaires.
- Le cinquième chapitre, est consacré à l'étude sismique par l'analyse du modèle de structure en 3D par le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professionnel 2019.
- Le sixième chapitre, l'étude du ferrailage des portiques (Poteaux et poutres) est élaborée.
- Le septième chapitre, l'étude du ferrailage des voiles est traitée.
- Le dernier chapitre, l'étude de l'infrastructure finalise le travail fait.

On termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Ce chapitre est consacré pour donner quelques notions et descriptions du projet à étudier.

I.2. Implantation et présentation de l'ouvrage :

L'objet de notre projet de fin d'étude repose essentiellement sur le calcul des éléments résistants d'une tour en béton armé, qui rentre dans le cadre de la construction de mille logements qui se situe à Mostaganem.

Après s'être déplacées sur le chantier nous avons constaté que la tour sera composée d'un sous-sol réservé au stockage et que le réz de chaussée aura une double fonction: commerciale et à usage d'habitation. Les neuf étages qui suivent seront constitués de deux appartements : une de type F3 et l'autre de type F4.

La terrasse sera inaccessible aux occupants, elle sera équipée d'une trame qui servira d'accès en cas de besoin d'entretiens.

Suivant R.P.A, le terrain est divisé en quatre zones de sismicité croissante. Situé à Mostaganem le terrain se trouve en zone (**II a**) dont la capacité portante est de 1.5 bars.

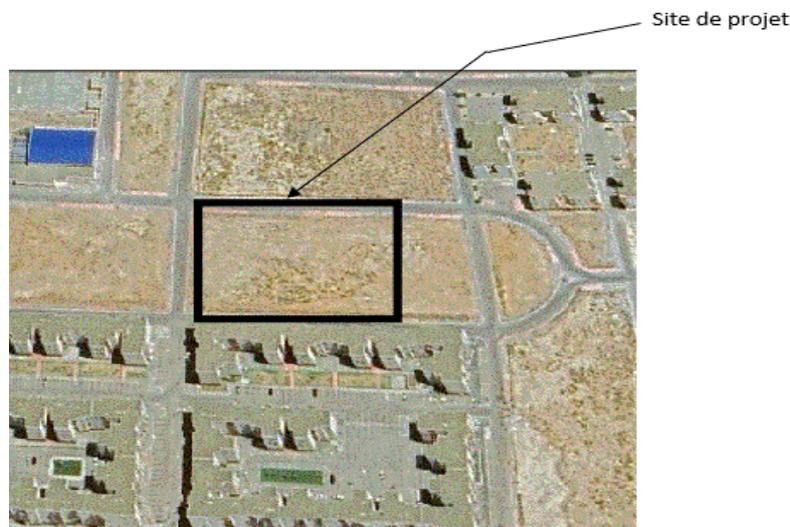


Figure I 1 : Situation géographique de site du projet.

I.3. Caractéristiques géométriques :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Longueur en plan Dx : 31.20 m
- Largeur en plan Dy: 20 m
- Hauteur totale : 34.00m
- Hauteur d'étage courant : 3.00 m
- Hauteur de RDC : 3.06m
- Hauteur de sous-sol : 3.94 m

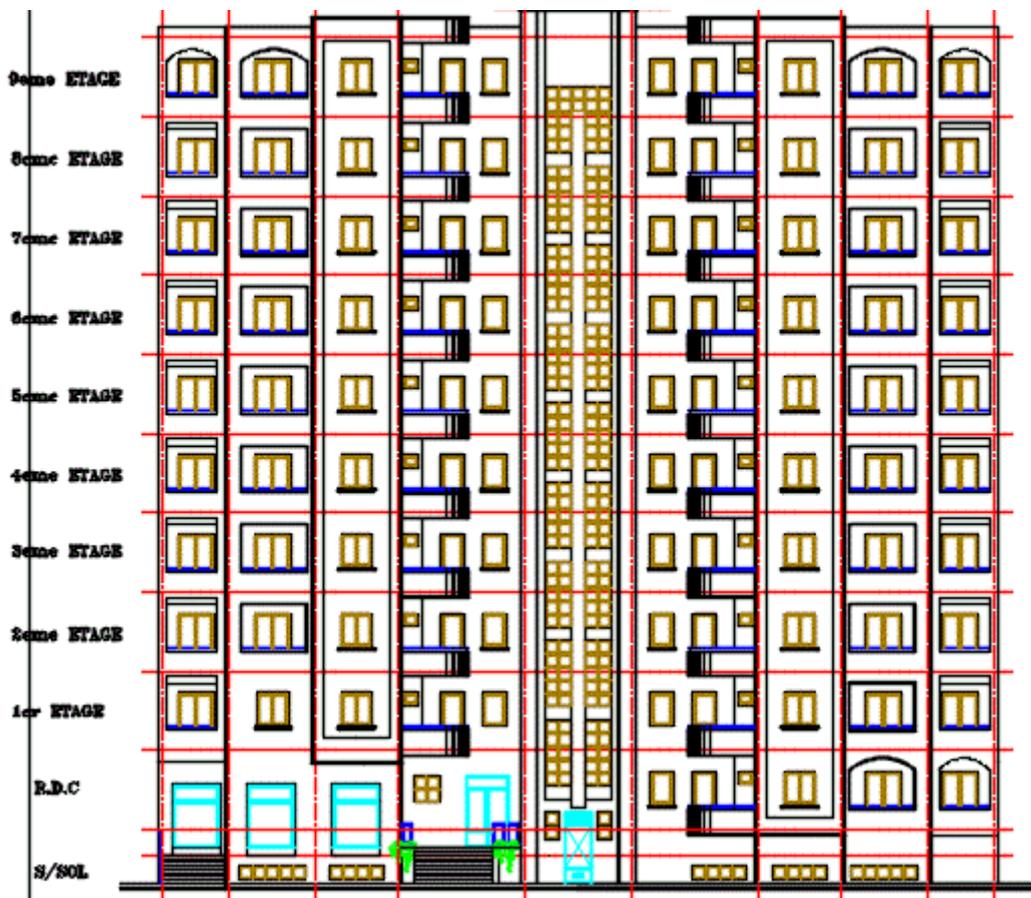


Figure I 2 : Façade principale.

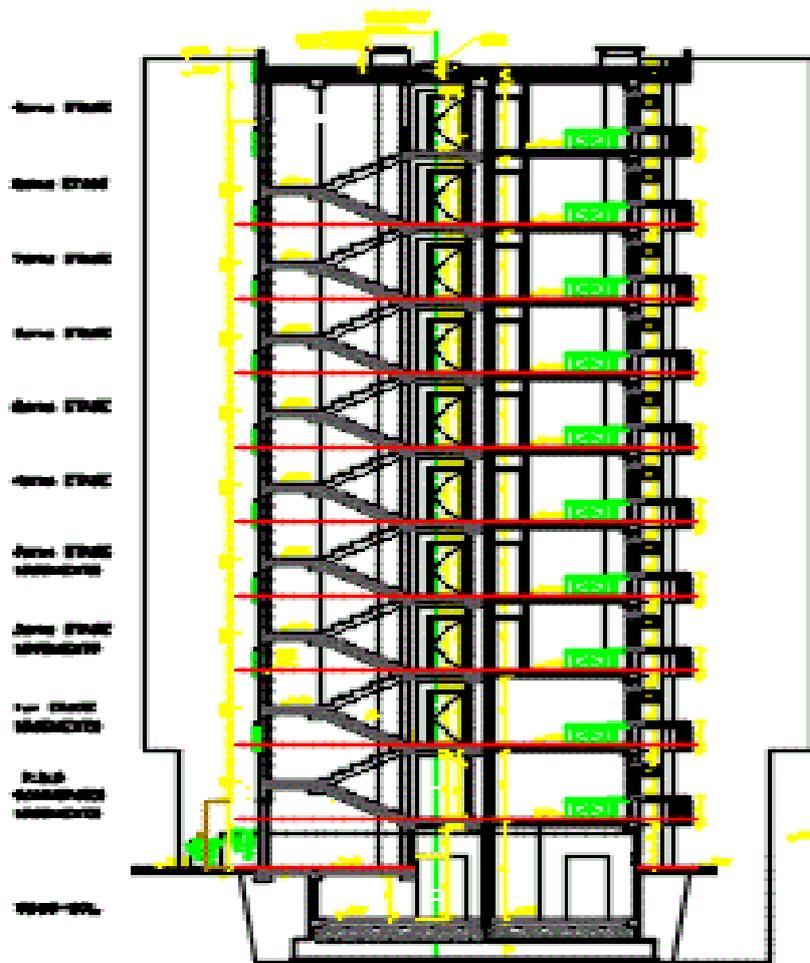


Figure I 3 : Coupe brisée.

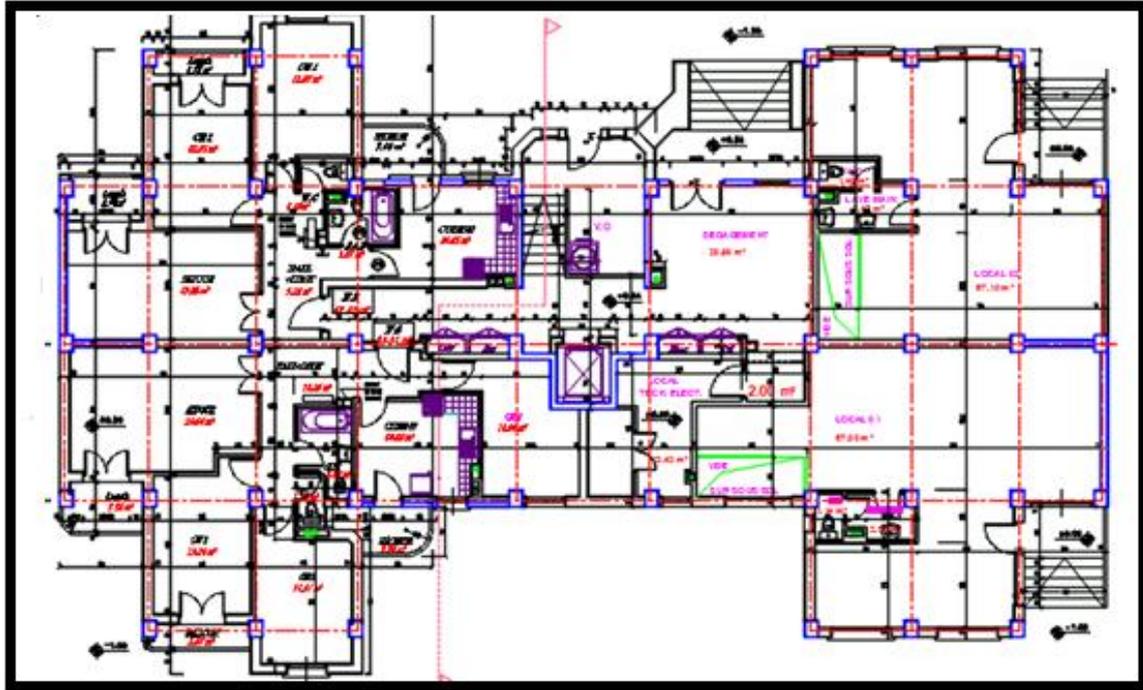


Figure I 4 : Vue en plan du RDC.

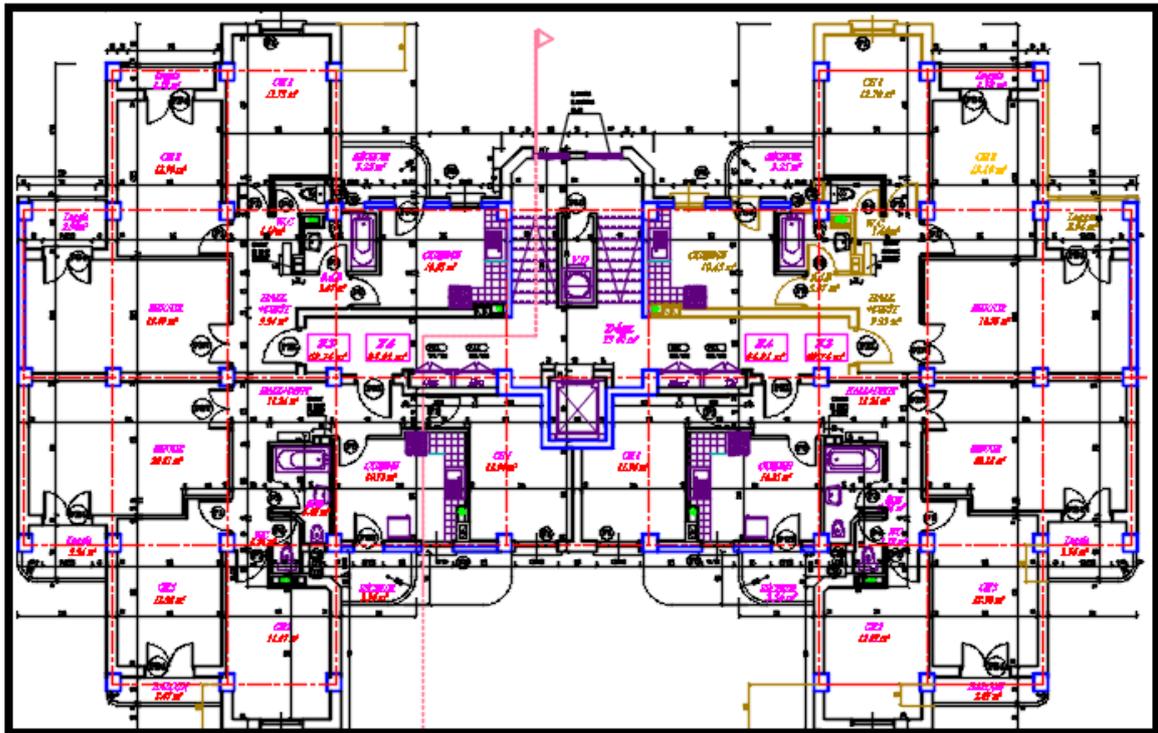


Figure I 5 : Vue en plan d'un étage courant.

I.4. Conception de la structure :

Notre bâtiment est constitué d'un système de portiques auto stables contreventé par des voiles en béton armé. Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

On utilise pour cela:

- Des voiles intérieurs dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques composés de poteaux et de poutres.

I.4.1. Plancher :

Les planchers sont réalisés en deux types :

- Type 1 : plancher à corps creux.
- Type 2 : Dalle pleine pour plancher haut sous-sol.

I.4.2. Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier intermédiaire.

I.4.3. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double parois).
- Mur intérieur (simple paroi).

- **Murs extérieurs :**

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

- **Murs intérieurs :**

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

I.4.4. Revêtement : Le revêtement est constitué de :

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

I.4.5. Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.5. Caractéristiques des matériaux :**I.5.1. Béton :****➤ Définition :**

Le béton s'obtient après un mélange judicieux de ciment, des granulats et de l'eau. Il doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

➤ Les avantages du béton :

- La résistance à la compression.
- Souplesse d'utilisation
- Entretien facile.
- Résistance au feu.
- Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

➤ Les inconvénients du béton :

- Résistance très faible à la traction
- Poids volumique élevé 2500 kg / m³
- Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.

I.5.2. Les constituant du béton :**➤ Ciment :**

C'est un liant hydraulique, il est caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ **Les adjuvants :**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dans le but d'améliorer certaines propriétés du béton.

Exemple : Retardateur de prise, accélérateur de prise, hydrofuges...etc.

I.5.3. Dosages :

Plusieurs formulations de béton seront établies en amont, en fonction du besoin au niveau du chantier et également en fonction des matières premières existantes dans la région où l'ouvrage est implanté.

I.5.4. Résistance :

➤ **Résistance mécanique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de révolution de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulats de diamètre au plus égal à 40mm. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45MPa.....**RPA99 version 2003 (Art 7.2.1.)**

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40MPa.....(1) \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40MPa.....(2) \end{array} \right. \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A. 2.1.)}$$

11)

Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ on utilise la relation (1)

Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ avec : $f_{c28} = 25MPa$

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A. 1. 2. 12)}$$

Pour notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

I.5.5. Module de déformation longitudinale :

➤ **Module de déformation instantanée :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Article A.2.2.21)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

➤ **Module de déformation différée :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Article A.2.1.22)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$

I.5.6. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0.2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré (ELS)} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré (ELU)} \end{array} \right\} \dots \text{CBA93 (Article A. 2. 1. 3)}$$

I.5.7. Contrainte ultime de cisaillement du béton :

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après **CBA93 (Art A.5.2.11)** on a :

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

Donc : $\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Fissuration **peu préjudiciable.**

$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Fissuration préjudiciable.

➤ **La contrainte de compression à l'ELU :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Pour une situation courante} \end{array} \right.$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $> 24h$

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $< 1h$.

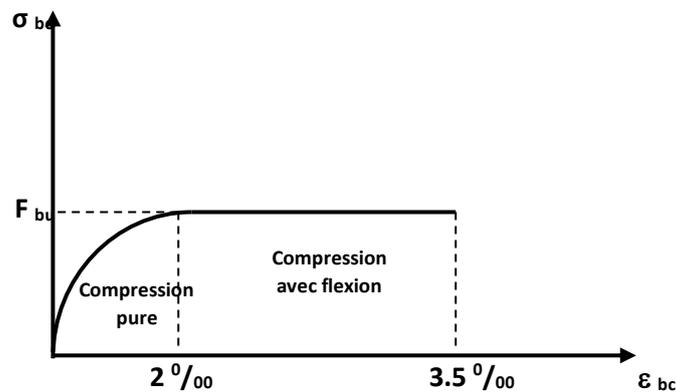


Figure I 6 : Diagramme des contraintes déformations du béton.

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 :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

➤ **La contrainte de compression à l'ELS :**

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

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

Avec dans notre cas : $f_{c28}=25\text{MPa}$.

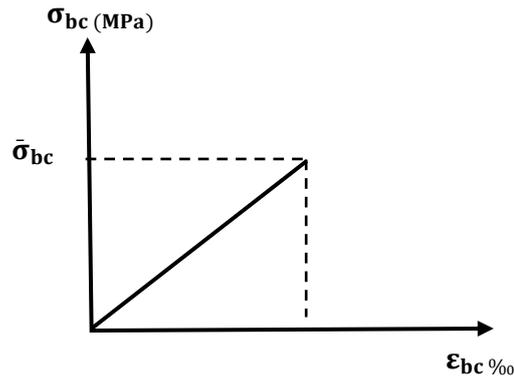


Figure I 7 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.6. L'acier :

I.6.1. Définition :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, ils sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E .

I.6.2. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbol e	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TLE520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I 1 : Caractéristiques des aciers.

I.6.3. Contraintes limites des aciers :

- **L'état limite ultime :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Tel que } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \dots \text{ Pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1. \dots \dots \text{ Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

Avec : $F_e = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ En situation durable.

$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ En situation accidentelle.

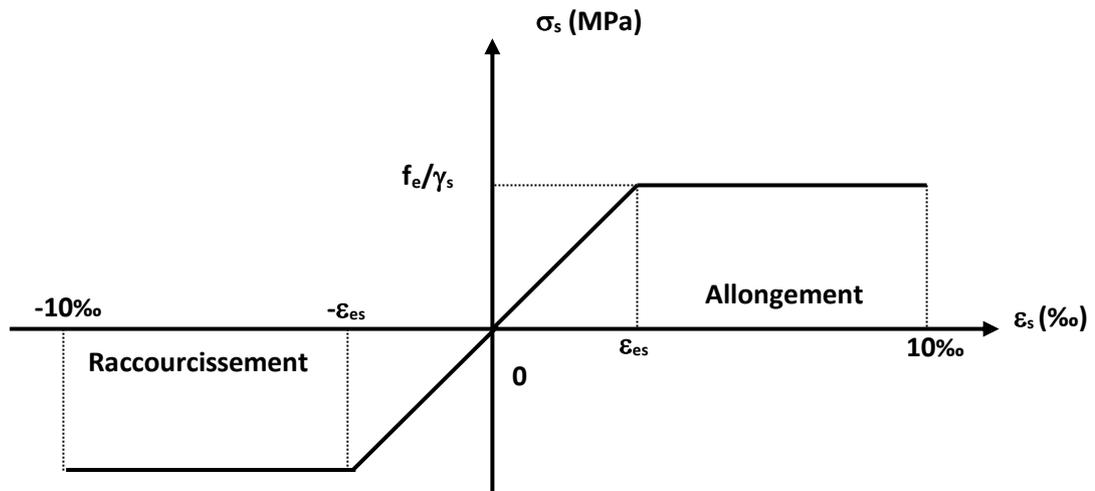


Figure I 8 : Diagramme des contrainte - déformation pour les aciers.

- **L'état limite de service :**

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration peu **préjudiciable** : aucune vérification à faire.
- Fissuration **préjudiciable**: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3}\right) \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$
- Fissuration très **préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \min [0.5 \times f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration } \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \\ \delta_{st} = f_e/\gamma_s \end{cases}$$

I.6.4. Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25MPa$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1MPa$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10819MPa$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164.195MPa$ Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : « fe. E400 » H.A $f_e = 400MPa$.
 - Transversales : on a choisi le : « fe. E235 » R.L
 - Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe. E520 » T.S $f_e = 520MPa$.

I.6.5. Combinaison de calcul :➤ **Les combinaisons fondamentales :**

- ELU : 1.35G+1.5Q
- ELS : G+Q

➤ **Les combinaisons accidentelles :**

- 0.8G±Ex
- 0.8G±Ey
- G+Q+EX
- G+Q+EY

Avec :

G : la charge permanente.

Q : la charge d'exploitation.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E.L.S : Etat Limite de Service.

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites.

H.A : Haute Adhérence.

Mpa: Méga Pascal.

I.6.6. La Règlementation technique :

Dans l'étude de ce projet, le règlement parasismique Algérien (RPA99 modifié 2003) a été utilisé pour le pré dimensionnement, et l'étude des planchers.

Pour tout ce qui est calcul des armatures, le règlement du béton armé aux états limites (Règles BAEL 91 révisées) nous a servis, ainsi que le document technique réglementaire (DTR.BC2.2).

I.6.7. Caractéristiques géotechniques du sol :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone **IIa**).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 1.5$ bar.

I.7. Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

II.1. Descente des charges :

II.1.1. Introduction :

La descente des charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, son calcul consiste à répertorier et à reprendre l'ensemble des charges à tous les niveaux de l'ouvrage pour les reporter au niveau du sol d'assise, elles peuvent être réparties uniformément ou non sur un élément de construction ou concentrées, en prenant compte les charges permanentes, les charges d'exploitations et d'entretien, les charges climatiques et les charges accidentelles, son objectif est de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

II.1.2. Plancher terrasse inaccessible :

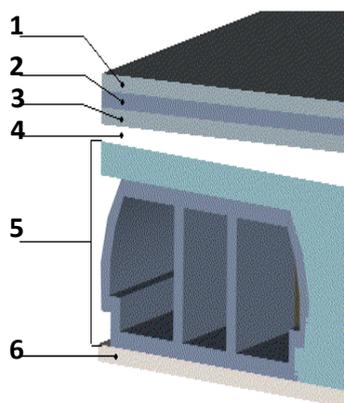


Figure II 1 : Disposition des matériaux pour plancher à corps creux de la terrasse.

Descentes des charges terrasse inaccessible.

Matériaux	$\rho(KN/m^3)$	$E_P(m)$	$G(KN/m^2)$
1-Protection gravillon	17	0.04	0.68
2- Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3- Forme de pente	22	0.1	2.2
4- Isolation thermique en polystyrène	4	0.04	0.16
5- Dalle en corps creux	/	/	2.80
6- Enduit en ciment	18	0.02	0.36

Tableau II 1 : Charges du plancher terrasse inaccessible.

- Charges permanentes $G_T = 6.32KN/m^2$

- Charges d'exploitations $Q_T = 1KN/m^2$

II.1.3. Plancher étage courant :

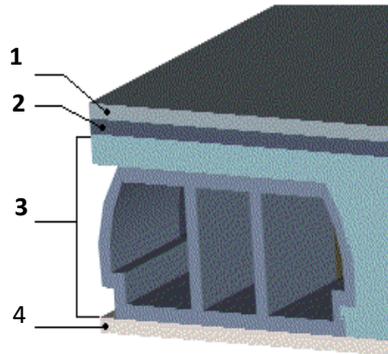


Figure II 2 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux.

Descentes des charges étage courant :

Matériaux	$\rho(KN/m^3)$	$E_p(m)$	$G(KN/m^2)$
1- Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2- Mortier de pose	20	0.02	0.40
3- Lit de sable	17	0.03	0.51
4- Dalle en corps creux	/	/	2.80
5- Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
6- Cloisons intérieures	/	/	1

Tableau II 2 : Charges du plancher étage courant.

- Charges permanentes $G_{Et} = 5.35KN/m^2$
- Charges d'exploitations $Q_{Et} = 1.5 KN/m^2$

II.1.4. Dalle pleine :

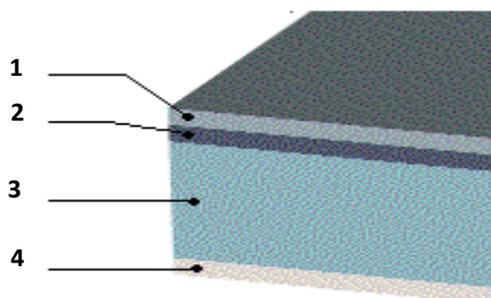


Figure II 3 : Disposition des matériaux pour une dalle pleine.

Descentes des charges RDC en dalle pleine :

Matériaux	$\rho(KN/m^3)$	$E_p(m)$	$G(KN/m^2)$
1- Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2- Mortier de pose	20	0.02	0.40
3- Lit de sable	17	0.03	0.51
4- Dalle pleine en béton armé	25	0.15	3.75
5- Enduit de ciment	18	0.02	0.36
6- Cloisons intérieures	/	/	1

Tableau II 3 : Charges du plancher RDC.

- Charges permanentes $G = 6.46 KN/m^2$
- Charges d'exploitations $Q = 2.5 KN/m^2$

II.1.5. Balcon :

Descentes des charges Balcon :

Matériaux	$\rho(KN/m^3)$	$E_p(m)$	$G(KN/m^2)$
1- Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2- Mortier de pose	20	0.02	0.40
3- Lit de sable	17	0.03	0.51
4- Dalle pleine en béton armé	25	0.15	3.75
5- Enduit de ciment	18	0.02	0.28

Tableau II 4 : Charges due aux balcons à dalle pleine.

- Charges permanentes $G = 5.38 KN/m^2$
- Charges d'exploitations $Q = 3.5 KN/m^2$

II.1.6. Escalier :

Descentes des charges Escalier :

a) Palier :

Matériaux	$\rho(KN/m^3)$	$E_P(m)$	$G(KN/m^2)$
1- Carrelage	22	0.02	0.44
2- Mortier de pose	20	0.02	0.40
3- Lit de sable	17	0.02	0.34
4- Dalle pleine en béton armé	25	0.15	3.75
5- Enduit en ciment	18	0.02	0.36

Tableau 5 : Charge du palier.

- Charges permanentes $G = 5.29 KN/m^2$
- Charges d'exploitations $Q = 2.5 KN/m^2$

b) Volée (paillasse) :

Matériaux	$\rho(KN/m^3)$	$E_P(m)$	$G(KN/m^2)$
1- Revêtement en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
2- Mortier de ciment horizontal	20	0.02	0.40
3- Revêtement en carrelage vertical h=17cm, g=30cm	22	0.02	$22 \times 0.02 \times \frac{h}{g} = 0.25$
4- Mortier de ciment vertical	20	0.02	$20 \times 0.02 \times \frac{h}{g} = 0.22$
5- Poids propre des marches	/	/	$\frac{h}{2} = \frac{17}{2} \times 25 = 2.125$
6- Poids propre de la paillasse	25	0.20	$\frac{25 \times 0.20}{\cos 29.54} = 5.74$
7- Enduit en ciment	18	0.02	$\frac{18 \times 0.02}{\cos 29.54} = 0.414$
8- Garde-corps métallique	/	0.6	0.6

Tableau II 6 : Charge du paillasse.

- Charges permanentes $G = 10.2 KN/m^2$
- Charges d'exploitations $Q = 2.5 KN/m^2$

II.1.7. Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :

Matériaux	$\rho(KN/m^3)$	$E_p(m)$	$G(KN/m^2)$
1- Enduit extérieur	18	0.02	0.36
2- Briques creuses (0.15+0.10)	9	0.25	2.25
4- Enduit intérieur	18	0.02	0.36

Tableau II 7 : Charge permanente du mur extérieur.

- Charges permanentes $G = 2.97 KN/m^2$

b) Murs intérieurs :

Matériaux	$\rho(KN/m^3)$	$E_p(m)$	$G(KN/m^2)$
1- Enduit en ciment	18	0.02	0.36
2- Brique creuses	9	0.25	2.25
3- Enduit en ciment	18	0.02	0.36

Tableau II 8 : Charge permanente du mur intérieur.

- Charges permanentes $G = 2.97 KN/m^2$

Charges Etages	Destination	G KN/m ²	Q KN/m ²	ELU $q_u = 1.35G + 1.5Q$ [KN/m ²]	ELS $q_s = G + Q$ [KN/m ²]
Plancher Terrasse	Inaccessible	6.32	1.00	10.032	7.32
1 ^{er} - 9 ^{eme} Etage	Habitation	5.35	1.50	9.4725	6.85
RDC	/	5.35	2.50	10.9725	7.85
Mur extérieur	/	2.97	/	4.0095	2.97
Mur intérieur	/	2.97	/	4.0095	1.46

Tableau II 9 : Tableau récapitulatif des charges.

II.2. Pré dimensionnement :

II.2.1. Plancher :

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine.

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

II.2.2. Plancher à corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t telle que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$

Avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

En vérifiant la condition suivante d'après le **CBA93 Art (B.6.8.4.2.4)**.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec : $L_{max} = (480 - 0.30) = 450 \text{ cm}$.

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$\frac{450}{25} \leq h_t \leq \frac{450}{20} \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq h_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de **20 cm**.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{ hauteur de dalle de compression.} \end{array} \right.$

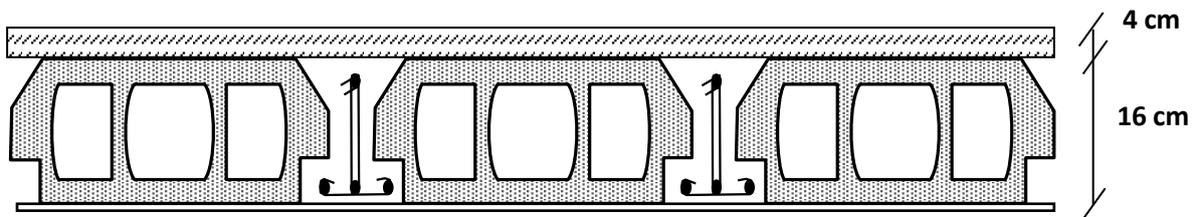


Figure II 4 : Plancher à corps creux.

II.2.3. Les planchers à dalle pleine :

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

- **Résistance au feu :**

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- ✓ $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- ✓ $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

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

- **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

- **Résistance à la flexion :**

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 4.75 \text{ m} = 475 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} \text{La dalle pleine : } 475/35 < e < 475/30 & \Rightarrow 13.57 < e < 15.83 \\ & \Rightarrow e = 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ pour toutes les dalles pleines. Deux sens. Changer les calculs.

II.2.4. Poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- Les poutres principales : Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Les poutres secondaires : Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :

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

Avec :

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis

h : Hauteur de la poutre.

- **Poutres principales :**

On a: $L_{max} = (480 - 30) = 450 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$\Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

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

$$0.3h_p \leq b \leq 0.4h_p$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 16 \text{ cm}$$

On adopte: $b = 30 \text{ cm}$

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

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

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.3 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Les poutres secondaires**

On a: $L_{max} = (475 - 30) = 445 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10}$$

$$\Rightarrow 29.66 \leq h \leq 44.5$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.4h$$

$$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 14 \text{ cm}$$

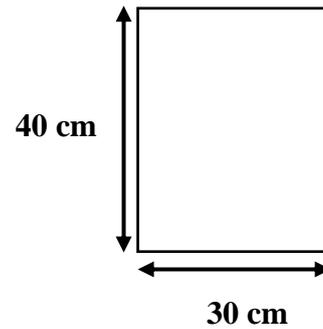


Figure II 5 : Dimension des poutres principales.

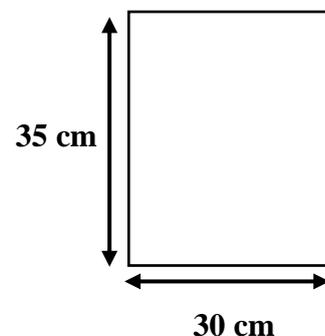


Figure II 6 : Dimension des poutres secondaires.

On adopte: $b = 30 \text{ cm}$

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

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

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4$ Condition vérifiée.

II.2.5. Les poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant : $h_t = 20 \text{ cm}$

La largeur de la table de compression est égale à :

$$0.4h_t < b_0 < 0.8h_t$$

$$8 \text{ cm} < b_0 < 16 \text{ cm}$$

On prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b = b_0 + 2b_1$$

Avec :

$L_1 = 60 \text{ cm}$ (distance entre deux axes des deux poutrelles)

$L = 450 \text{ cm}$ (la portée maximale du chaînage entre nus d'appuis)

$$b_1 = \min\left\{\frac{L_1 - b_0}{2}; \frac{L}{10}; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0\right\}$$

$$b_1 = \min\left\{\frac{60-12}{2}; \frac{45}{10}; 24 \leq b_1 \leq 32\right\} \rightarrow b_1 = \min\{24; 45; 28\}$$

$$b_1 = 24 \text{ cm}$$

Soit : $b = 60 \text{ cm}$

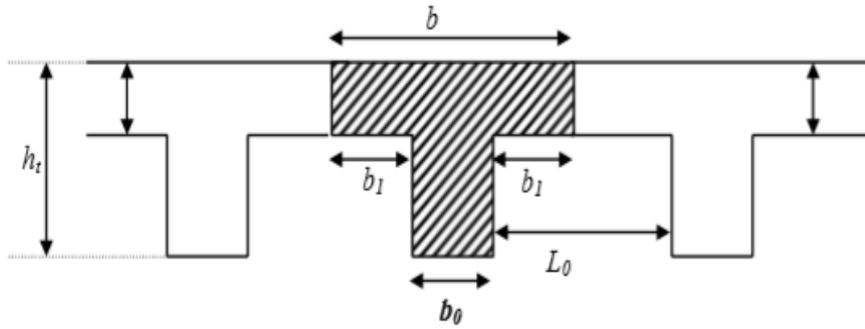


Figure II 7 : Poutrelle.

II.2.6. Les voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fonctions et sont charges et sont charges de reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes. L'épaisseur minimale exigée par le RPA99 est de 15cm pour le sous-sol et les étages courants, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage h_e On a les conditions suivantes à vérifier :

$$L \geq e \times 4$$

$$e \geq \frac{h_e}{25}$$

Avec :

L : longueur de voile.

e : L'épaisseur de mur voile

Pour les voiles des sous-sols et RDC et 9^{er} étage:

$$a \geq \frac{306 - 40}{25}$$

$$a \geq 10.64 \text{ cm}$$

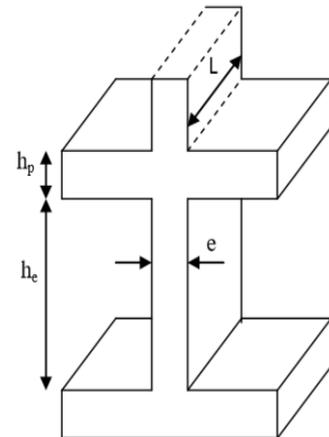


Figure II 8 : Coupes des voiles en élévation

Pour tous les niveaux	Épaisseur
	15

Tableau II 10 : Epaisseur du voile.

II.2.7. L'escalier :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- 1 → palier.
- 2 → palliase.
- 3 → contre marche.
- 4 → giron.
- 5 → emmarchement.
- 6 → épaisseur.

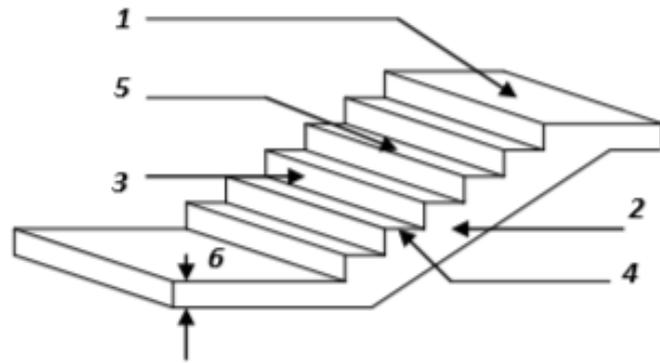


Figure II 9 : Composantes d'un escalier.

L'escalier de notre projet est de même type : deux volées et un palier intermédiaire.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

- **Nombre de contremarche :**

$$H_0 = 3 \text{ m}$$

On prend la hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$.

$$25 \leq g \leq 32$$

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

$$N_1 = H_0/h = 3.06/0.17 = 18 \text{ Contremarches (pour les deux volées).}$$

⇒ Donc : 9 contremarches par volée.

$$N_2 = H_0/h = 3/0.17 = 18 \text{ Contremarches (pour les deux volées).}$$

⇒ Donc : 9 contremarches par volée.

- **Nombre de marche :**

$$N - 1 = 8 \text{ Marches par volée.}$$

- **Longueur de ligne de foulée :**

$$L = (n - 1) \times g$$

$$L = (9 - 1) \times 0.30 \Rightarrow L = 2.4 \text{ m}$$

- **L'inclinaison de la paille :**

$$\tan \alpha_1 = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{H}{L} = \frac{136}{240} \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

- **Longueur de la paille :**

$$L_{p1} = \frac{1.53}{\sin \alpha} = 2.85 \text{ m}$$

- **Longueur de la paille :**

$$L_{p2} = \frac{1.36}{\sin \alpha} = 2.75 \text{ m}$$

- **Epaisseur de palier :**

$$\begin{aligned} \frac{L}{20} &\leq e \leq \frac{L}{15} \\ \Rightarrow \frac{240}{20} &\leq e \leq \frac{240}{15} \\ \Rightarrow 12 &\leq e \leq 16 \end{aligned}$$

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

- **Epaisseur de palliase :**

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

II.2.8. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

➤ **Méthode de calcul :**

Les pré-dimensionnement des poteaux doit respecter :

- Les critères de résistance
- Les conditions du RPA99 version
- Condition de flambement

➤ **Critères de résistance :**

Selon l'article B 8.4.1 du BAEL 91 :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : Effort normal apporté par les différents niveaux.

B_r : Section réduite du béton.

$B_r = (a - 2) \cdot (b - 2)$ Poteau rectangulaire.

$B_r = \pi (D - 2)^2 / 4$ Poteau circulaire.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique).

A : Section des armatures longitudinale.

α : Coefficient qui dépend de l'élanement λ .

➤ **Application :**

$$\lambda \leq 50: \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

$$\beta = 1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

On prend $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participant à la résistance.

$$\beta = 1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2=1.2$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0,71$$

On a :

$$\beta_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85\left(\frac{A}{\beta_r}\right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}\right]}$$

On prend : Zone IIa $\rightarrow A_{min} = 0.8\%B_r \rightarrow \frac{A}{B_r} = 0.008$ RPA99 version 2003 (art 7.4.2.).

$$\sigma_s : \text{Contrainte d'acier : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b : \text{Resistance de calcul du beton: } \sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité

$$\beta_r \geq \frac{1.2 \cdot N_u \cdot 10}{\left[\frac{14,16}{0.9} + 0.85\left(\frac{0,8}{100}\right) \cdot 348\right]} = 0.66299 \text{ Nu}$$

$$\text{Donc, } B_r \geq 0.66299 \text{ Nu (cm}^2\text{)}.$$

On peut avoir « a » et « b » sachant que :

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \text{ en [cm}^2\text{]}$$

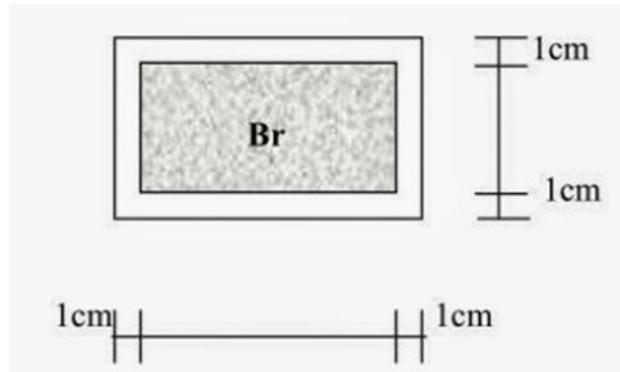


Figure II 10 : Section réduite du béton.

Remarque :

Comme le nombre d'étage de ce bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de la loi de dégression.

➤ Loi de dégression :**Application de la loi de dégression :**

Soit Q_0 la surcharge appliquée sur la terrasse.

Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage numéro (i)

Les étages seront numérotés de haut en bas.

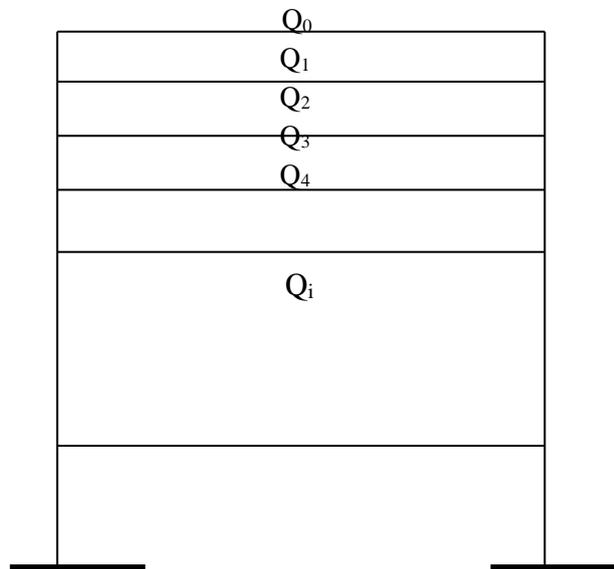


Figure II 11 : Schéma des niveaux.

Remarque :

$$\text{Si } (i \geq 7) : Q_0 + \frac{3+i}{2i} Q_i$$

I	Niveaux	Surcharges	Q (KN)
1	Ou 9 ^{ème} étage	Q_0	1
2	Haut 8 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2.5
3	Haut 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$	3.85
4	Haut 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,8 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
5	Haut 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,7 (Q_1 + \dots + Q_4)$	6.1
6	Haut 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.6 (Q_1 + \dots + Q_5)$	7
7	Haut 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.5 (Q_1 + \dots + Q_6)$	7.75
8	Haut 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.5 (Q_1 + \dots + Q_7)$	8.5
9	Haut 21 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.5 (Q_1 + \dots + Q_8)$	9.25
10	Haut RDC	$Q_0 + 0.5 (Q_1 + \dots + Q_9)$	10
11	Ou sous-sol	$Q_0 + 0.5 (Q_1 + \dots + Q_{10})$	11.25

Figure II 12 : Surcharges d'exploitation.

➤ Calcul de la section du poteau :

Pré dimensionnement du poteau central

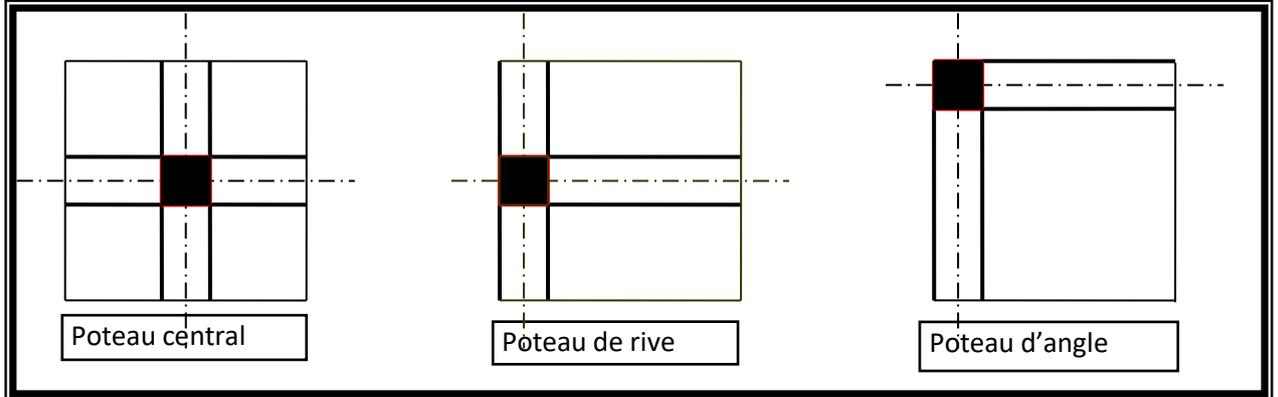


Figure II 13 : Différents types de poteaux.

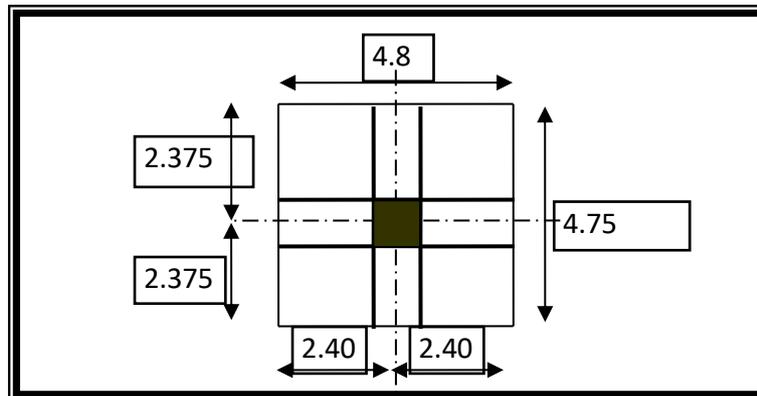


Figure II 14 : Surface afférente du poteau central.

SQ : Surface afférente (entre axe)

SG : Surface afférente (entre nus)

$$SQ = 4.8 \times 4.75 = 20.80 \text{ m}^2$$

$$SG = (4.75 - 0.3) \times (4.80 - 0.3) = 20.025 \text{ m}^2$$

➤ Calcul de la section du poteau du 6^{ème} étage :

$$N_{plancher} = (1.35G + 1.5Q) \times 4,8 \times 4,75 = 861.259 \text{ KN}$$

$$N_{pp} = 1.35 \times 30 \times 40 \times 25 \times 4.8 \times 0.0001 \times 4 = 77.760 \text{ KN}$$

$$N_{ps} = 1.35 \times 30 \times 35 \times 25 \times 4.75 \times 0.0001 \times 4 = 67.331 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{plancher} + N_{pp} + N_{ps} + N_{u_{pot}}$$

$$N_u = 861.259 + 77.760 + 67.331 + 23.693$$

$$N_u = 1030.042 \text{ KN}$$

- La section réduite du béton est :

$$B_r = 0.662765257 \times 1030.042 = 682.676cm^2$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$a=28.128\text{cm} \Rightarrow$ on adopte $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

Calcul des sections des poteaux :

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	Nu pp [KN]	Nu Ps [KN]	N u pot [KN]	N plan [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	B r [cm2]	a	choix	vérification RPA	Vérif. flambement
3	haut 9eme étage	6.36	1	19.440	16.833	0.000	228.730	265.002	193.765	175.634	15.253	30	16.073	24.250
3	haut 8eme étage	11.67	2.5	38.880	33.666	7.898	444.703	525.164	382.664	348.048	20.656	30	22.588	24.250

3	haut 7eme étage	17.02	3.85	58.320	50.498	15.795	655.546	780.159	568.142	517.062	24.739	30	27.523	24.250
3	haut 6eme étage	22.37	5.05	77.760	67.331	23,693	861.259	1030.042	750.201	682.676	28.128	35	31.627	20.786
3	haut 5eme étage	27.72	6.1	97.200	84.164	34.442	1061.842	1277.648	930.952	846.780	31.099	35	35.232	20.786
3	haut 4eme étage	33.07	7	116.640	100.997	45.191	1257.295	1524.123	1108.284	1007.485	33.741	40	38.441	18.188

3	haut 3eme étage	38.42	7.75	136.080	117.830	59.231	1447.618	1760.759	1284.632	1166.970	36.161	40	41.387	18.188
3	haut 2eme étage	43.77	8.5	155.520	134.663	73.271	1637.941	2001.394	1460.981	1326.455	38.421	45	44.132	16.167
3	haut 1er étage	49.12	9.25	174.960	151.495	91.041	1828.264	2245.760	1640.092	1488.411	40.580	45	46.763	16.167
3.06	Haut RDC	54.47	10	194.400	168.328	108.810	2018.587	2490.125	1819.204	1650.368	42.625	50	49.250	14.841
3.94	Haut sous-sol	59.82	11.25	213.840	185.161	131.254	2226.010	2788.454	2037.022	1848.091	44.989	50	52.116	19.109

Tableaux II 11 : Calculs des poteaux.

II.3. Conclusion :

Le pré-dimensionnement, l'évaluation de charges et la descente de charges sont des étapes nécessaires à achever, afin de pouvoir entamer la suite de notre étude. Ce chapitre nous a permis de pré-dimensionner les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles), et aussi les éléments secondaires les sections adoptées en pré-dimensionnement peuvent être augmenté après calcul dynamique.

III.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment, et s'appuient sur des éléments, ils ont un rôle essentiel qui est l'assurances la reprise et la transmission des charges verticales aux éléments porteurs (poutres, murs porteurs...), ils offrent une isolation thermique et acoustique, et protège contre l'incendie entre les différents étages, leurs calculs consistent à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter.

La structure étudiée distingue deux types de planchers qui sont : Plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

III.2. Plancher dalle à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués d'une dalle de compression (dalle en béton armé) reposant sur les poutrelles, ils assurent la double fonction qui est :

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

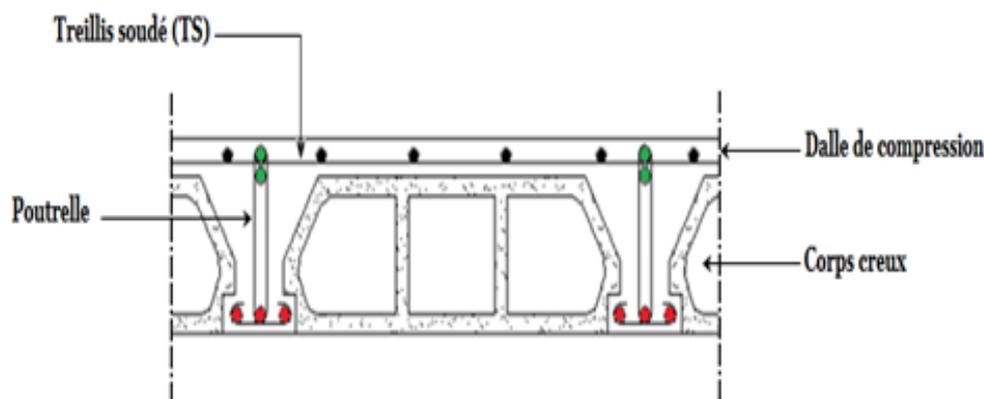


Figure III 1 : Plancher d'étage a corps creux.

III.3. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des petites poutres en béton armé formant le squelette d'un plancher, elles se calculent comme des sections en T, leur disposition se fait selon deux critères qui sont :

- Critère de la petite portée.
- Critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

III.4. Pré dimensionnement des poutrelles :

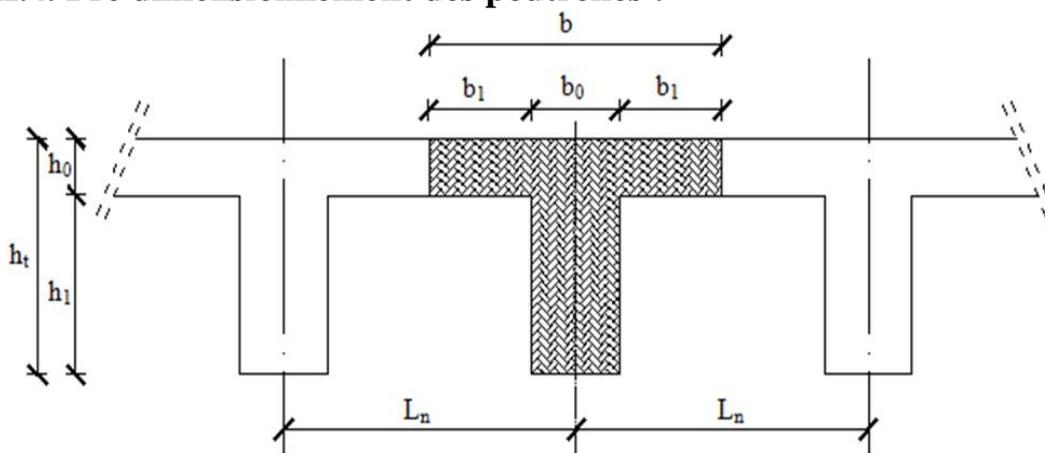


Figure III 2 : Dimensions des poutrelles.

III.5. Étude et ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se calculera en respectant les conditions de l'article [B 6.8.4.23 du BAEL91].

L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés), dont l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures A_{\perp}
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures $A_{//}$

D'après [A.4.1.3 du BAEL91] on a :

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \rightarrow b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \rightarrow b_1 \leq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b \leq 8h_0 \rightarrow 24 \leq b \leq 32 = 28 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures

($L_n=60$ cm)

$L = 450$ cm (la portée maximale du chaînage entre nus d'appuis)

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0=12$ cm)

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression ($h_0= 4$ cm)

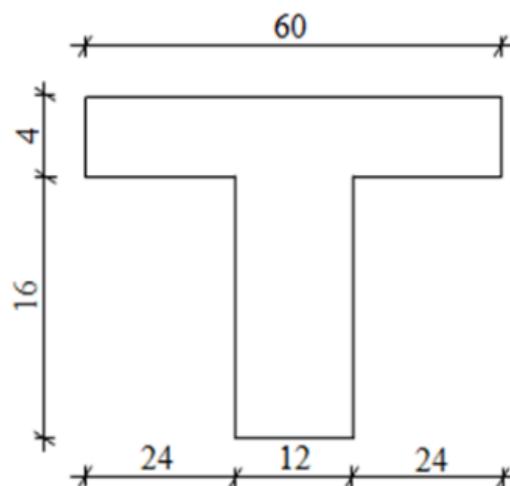


Figure III 3 : Section de calcul.

Donc :

$b_1 \leq \min (24 ; 45 ; 28) = 24$ cm.

On prend $b_1 = 24$ cm.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$b = 2b_1 + b_0 = 60$ cm.

➤ **Ferraillage de la dalle de compression :**

Le ferraillage de la dalle de compression doit respecter les règles données par l'article B.6.8,423/ BAEL91. Il doit être exécuté par un quadrillage en treillis soudé dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm \rightarrow (5 barres/m) \rightarrow Pour les armatures perpendiculaires aux nervures que l'on note A;
- 33 cm \rightarrow (3 barres/m) \rightarrow Pour les armatures parallèles aux nervures que l'on note A'.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

$$50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :**

Dans notre plancher, on a :

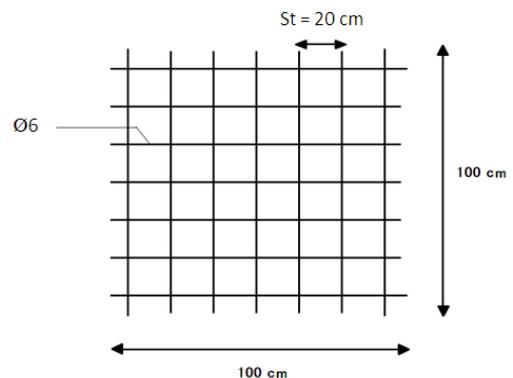
$$L_n = 60 \text{ cm} \xrightarrow{\text{alors}} 50 \text{ cm} \leq L_n = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$



➤ **Calcul des armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} \rightarrow A_{//} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

→ Le treillis soudé adopté est : TS $\Phi 6$ (200×200) mm²

III.6. Étude des poutrelles :

➤ Méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitations (Q) comme des poutres continues.

Pour le calcul des sollicitations on peut appliquer l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire :**

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$).
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- le rapport des portées successives soit compris entre 0.8 et 1.25.
- La fissuration est peu préjudiciable.

- **Méthode de Caquot :**

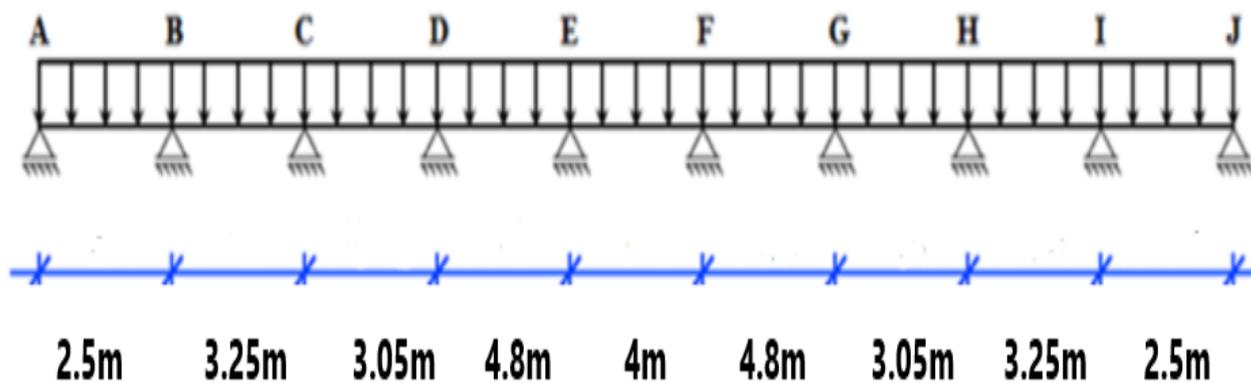
Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot.

III.7. Types de poutrelles :

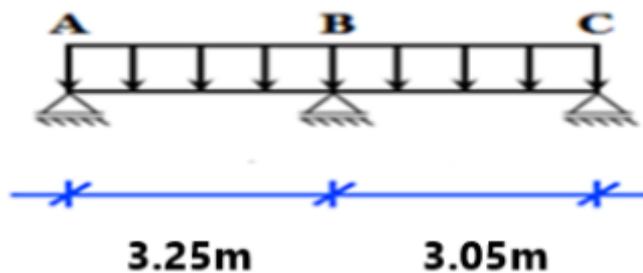
On distingue les types de poutrelles suivantes :

Plancher terrasse inaccessible :

Type 01 :

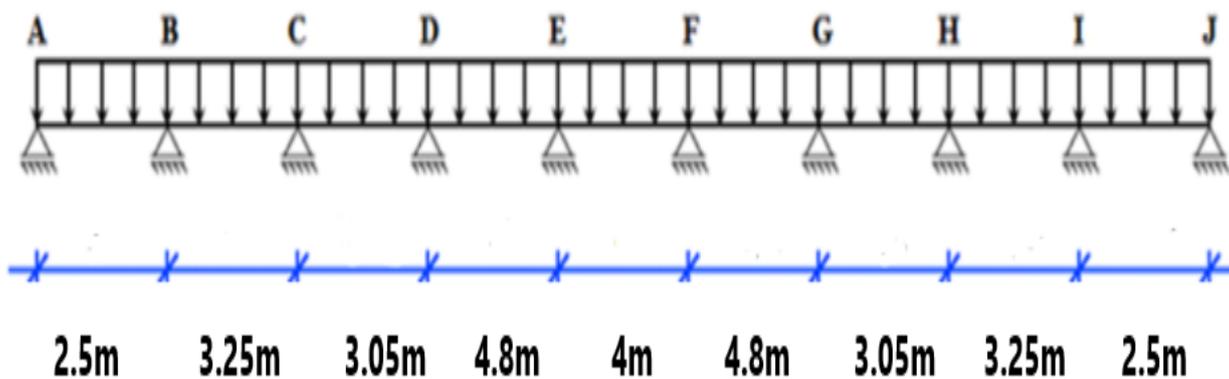


Type 02 :

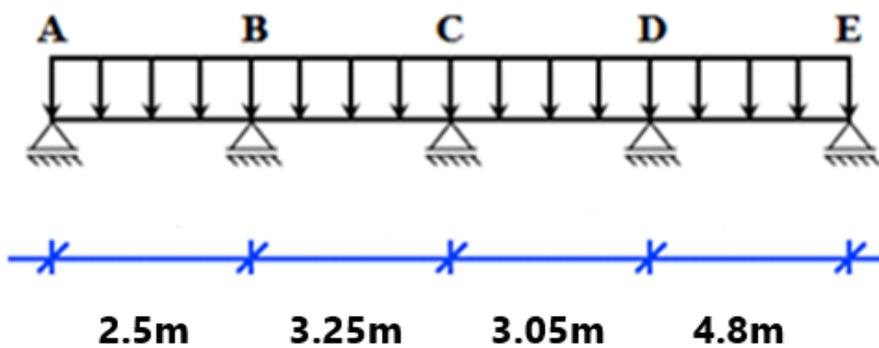


Plancher étage courant :

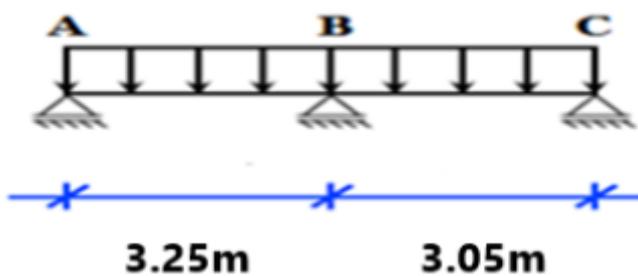
Type 03 :



Type 04 :



Type 05 :



III.8. Caractéristiques des planchers :

Plancher	Fissuration	F_e [MPa]	F_{c28} [MPa]	enrobage c [cm]	b [m]	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
Terrasse	Préjudiciable	400	25	2	0.6	632	100
Étage courant	Peu préjudiciable					535	150

Tableau III 1: Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.

III.9. Combinaison d'action :

	Formule	Valeur	
		Terrasse	Étage courant
La charge ultime[daN/ml]	$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$	601.92	568.35
La charge service[daN/ml]	$q_s = (G + Q) \times b$	439.2	411

Tableau III 11 : Tableau de combinaison d'actions.

III.10. Détermination des sollicitations :

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

Type 4 :

Schéma statique :

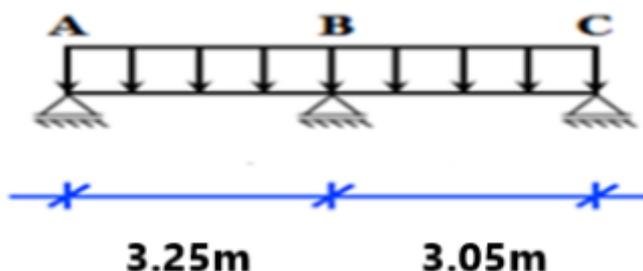


Figure III 4 : Schéma statique de la poutrelle.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

On va vérifier les conditions suivantes :

- La surcharge $Q \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$

$$Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min (2 \times 535 ; 500) \text{ daN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales (I) sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow Condition vérifiée.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq \frac{3.25}{3.05} = 1.06 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- La fissuration est peu préjudiciable \rightarrow Condition vérifiée.

Conclusion :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont toutes vérifiées pour le

2^{ème} et 4^{ème} et 5^{ème} types de poutrelles.

	Travée 1	Travée 2
Portée (m)	3.25	3.05
G : permanentes (kg/m)	535	
Q : exploitation (kg/m)	150	

Tableau III 3 : Données de la travée.

Application de la méthode forfaitaire :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 535 + 1.5 \times 150) \times 0.6$$

$$q_u = 568.35 \text{ daN/ml}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = (G + Q) \times b = (535 + 150) \times 0,6$$

$$q_{ser} = 411 \text{ daN/ml}$$

➤ **Moments fléchissant (à l'ELU) et (à l'ELS):**

Calcul des moments à l'ELU (daN.m)			
M (iso) travée ELU (Pu)	750	661	
M a (appui)	-150	-450	-132
Mt (travée) en KN.m	475	418	
α (travée)	0.219	0.219	
$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2}$	775	709	
Max [(1+0.3 α) Mo;1.05Mo]	800	704	
Condition	Non vérifier	vérifier	
Mt (travée à prendre) en KN.m	500	418	
Calcul des moments à l'ELS (KN.m)			
M (iso) travée ELS (PS)	542.6484375	477.9159375	
M a (appui)	-109	-326	-96
Mt (travée) en KN.m	343	302	
$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2}$	560	513	
Max [(1+0.3 α) Mo;1.05Mo]	578	509	
Condition (Ligne15>Ligne16)	Non vérifier	vérifier	
Mt (travée à prendre) en KN.m	361	302	

Tableau III 4 : Calcul des moments fléchissant a l'ELU et l'ELS.

➤ Efforts tranchants (à l'ELU) :

Pour : $L_1 = 3.25$ m

$$T_g = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} = \frac{568.35 \times 3.25}{2} + \frac{150 - 450}{3.25} = 831.26 \text{ (daN)}$$

$$T_d = -\frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} = -\frac{568.35 \times 3.25}{2} - \frac{450 - 132}{3.25} = -1021.41 \text{ (daN)}$$

	Travée A-B	Travée B-C
La Longueur ×	3,25	3,05
T_g [daN]	831.26	768.37
T_d [daN]	-1021.41	-970.99

Tableau III 5 : Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

➤ Diagramme des moments fléchissant (daN.m) :

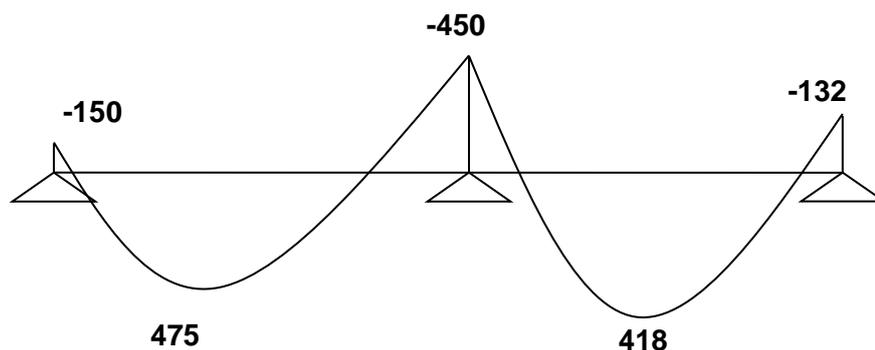


Figure III 5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

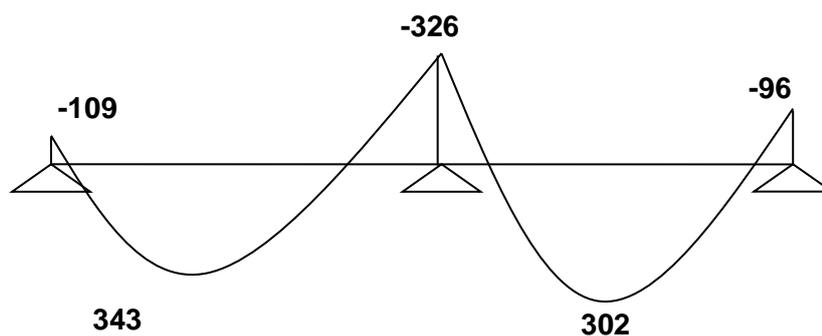


Figure III 6 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.

➤ Diagramme des efforts tranchants (KN) :

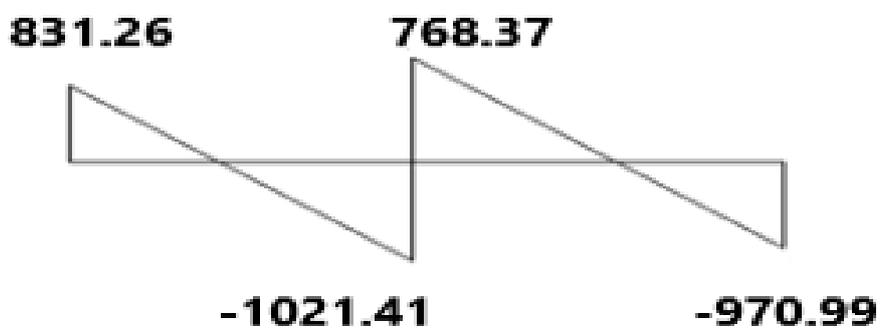


Figure III 7 : Diagramme des efforts tranchants du 5^{eme} type de poutrelle.

➤ Résultant :

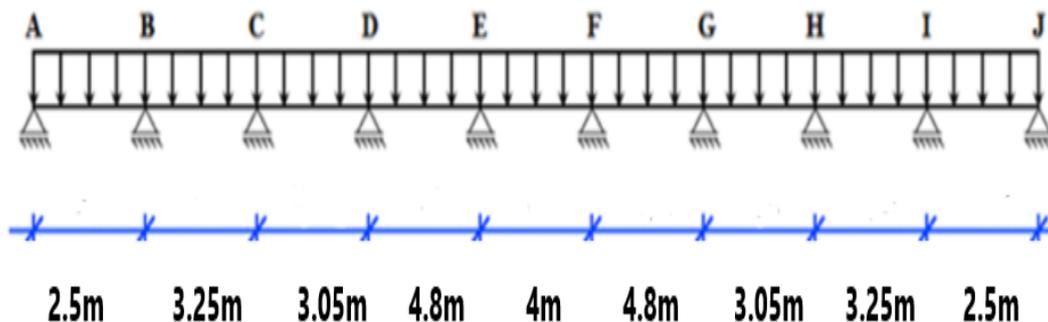
Appui	1	2	3
ELU [<i>daN.m</i>]	-150	-450	-132
ELS [<i>daN.m</i>]	-109	-326	-96

➤ Résultant :

Travées	1-2	2-3
ELU [<i>dan.m</i>]	475	418
ELS [<i>daN.m</i>]	361	302

Etude du 1^{eme} type calculé par la méthode de Caquot minoré (Terrasse inaccessible):

➤ Schéma statique :



On a :

$$G = 632 \text{ daN/m}^2 \quad Q = 100 \text{ daN.m}^2$$

$$qu = (1,35G + 1,5Q) \times b = 601.92 \text{ daN/ml}$$

$$qu' = [1,35(2G/3) + 1,5Q] \times b = 431.28 \text{ daN/ml}$$

$$qser = (G + Q) \times b = 439.2 \text{ daN/ml}$$

$$qser' = [(2G/3) + Q] \times b = 312.8 \text{ daN/m}$$

➤ Moment fléchissant :

Longueur réduite :

$$l'_i = 0,8 \times l_i$$

L' 1	L' 2	L' 3	L' 4	L' 5	L' 6	L' 7	L' 8	L' 9
2.00	2.60	2.444	3.84	3.20	3.84	2.44	2.60	2.00

Moments fléchissant :
$$M_i = -\frac{q'(l'_w+l'_e)^3}{8.5(l'_w+l'_e)} [daN.m]$$

	M _A	M _B	M _C	M _D	M _E	M _F	M _G	M _H	M _I	M _J
EL U	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	202.9	282.1	323.1	574.8	644.2	644.2	574.8	323.1	282.1	202.9
	55	08	86	51	61	61	51	86	08	55
EL S	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	147.2	204.6	234.4	416.9	467.2	467.2	416.9	234.4	204.6	147.2
	00	08	01	29	72	72	29	01	08	00

Tableau III 12 : Tableau des moments fléchissant en appuis du 1^{er} type de poutrelle.

➤ **En travée :**

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i \times q_u} + \frac{l_i}{2}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G	Travée G-H	Travée H-I	Travée I-J
ELU [m]	1,20	1,60	1,39	2,38	2,00	2,42	1,66	1,65	1,30
ELS [m]	1,20	1,60	1,39	2,38	2,00	2,42	1,66	1,65	1,30

Tableau III 7 : Tableau d'abscisse du moment en travée.

➤ Calcul du moment fléchissant en travée :

$$M(X) = \left(\frac{q \times l_i}{2} X - q \times \frac{X^2}{2} \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} X - |M_{i-1}| \text{ [daN.m]}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G	Travée G-H	Travée H-I	Travée I-J
	M _{AB}	M _{BC}	M _{CD}	M _{DE}	M _{EF}	M _{FG}	M _{GH}	M _{HI}	M _{IJ}
E L U	228.551	492.208	256.557	1124.14 7	559.579	1124.14 7	256.557	492.208	228.5 51
E L U	167.821	360.472	189.119	822.921	411.128	822.921	189.119	360.472	167.8 21

Tableau III 8 : Tableau des moments fléchissant en travée du 1^{er} type de poutrelle.

➤ Efforts tranchants à l'ELU :

$$T(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G	Travée G-H	Travée H-I	Travée I-J
La Longueur	0	0	0	0	0	0	0	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche Tg [daN] =	720.73 9	965.48 1	835.41 5	1430.1 47	1230.8 40	1459.0 69	1000.4 11	990.75 9	784.06 1
La Longueur x	2.5	3.25	3.05	4.8	4	4.8	3.05	3.25	2.5
L'effort tranchant à l'appui gauche Td [daN] =	- 784.06 1	- 990.75 9	- 1000.4 41	- 1459.0 69	- 1203.8 40	- 1430.1 47	- 835.41 5	- 965.48 1	- 720.73 9

Tableau III 9 : Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

➤ Diagramme des moments fléchissant :

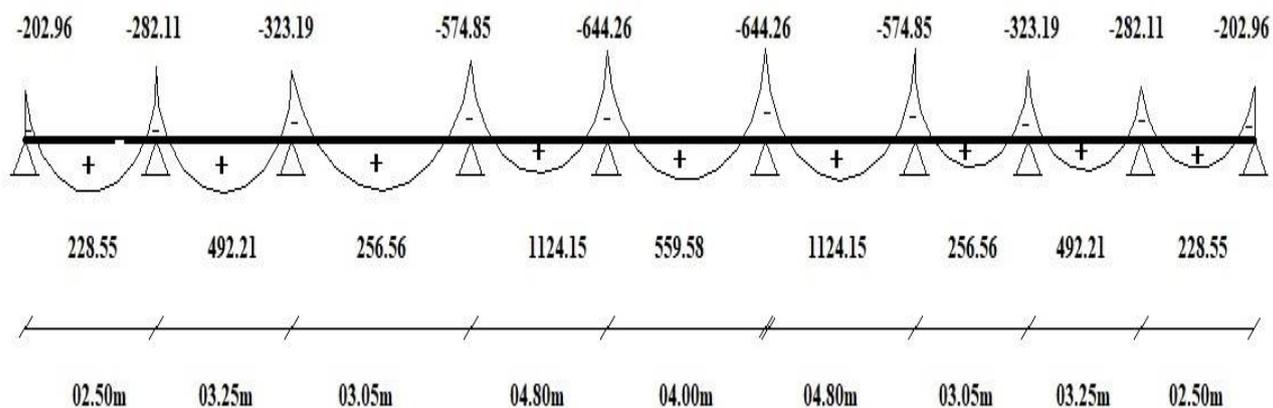


Figure III 8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle.

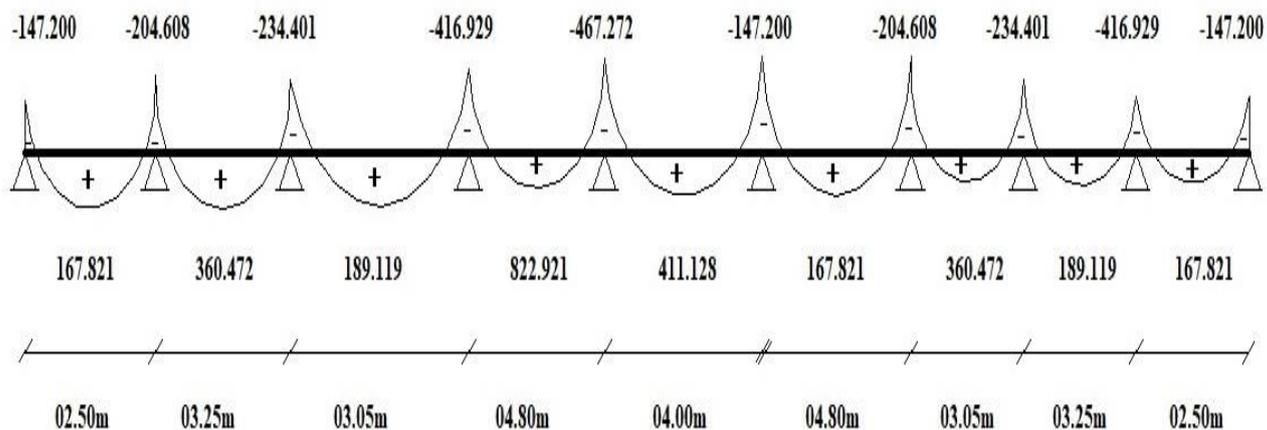


Figure III 9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 1^{er} type de poutrelle.

➤ Diagramme d'effort tranchant :

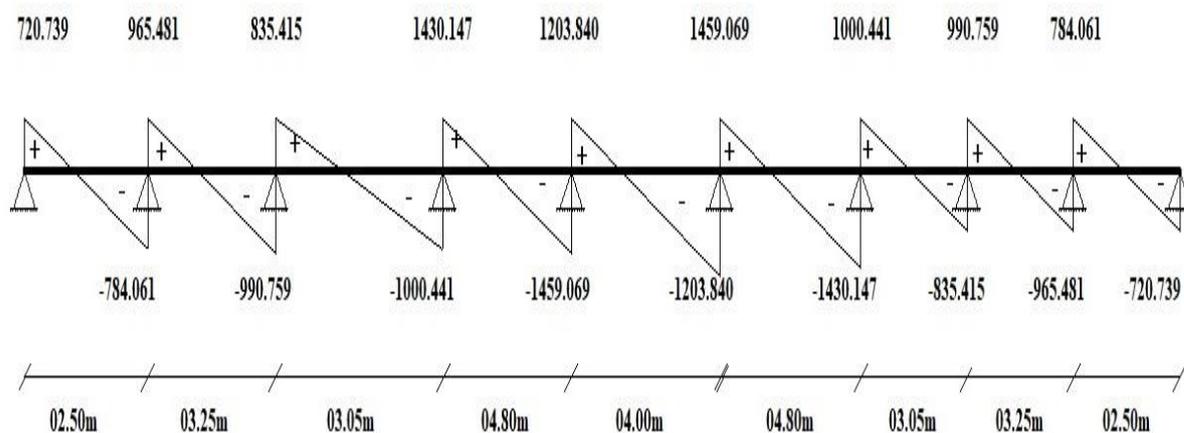


Figure III 10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle.

Type de plancher	Type de poutrelle	Méthode de calcul	Moment en appuis [daN.m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchant [daN]
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Terrasse	Type 1	Caquot minoré	-644.261	-467.272	1124.127	822.921	1459.07 -1430.15
	Type 2	Forfaitaire	-477	-348	517	377	1056 -918
Etage courant	Type 3	Caquot minoré	-633.237	-454.126	1037.900	754.144	1378.25 -1349.83
	Type 4	Forfaitaire	-818	-592	1171	847	1500 -1364
	Type 5	Forfaitaire	-450	-326	500	361	997 -867

Tableau III 10 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.

➤ **Exemple :**

Moment en appuis [daN.m]		Moment en travée [daN.m]	
ELU	ELS	ELU	ELS
-644.261	-467.272	1124.127	822.921
Effort tranchant [daN]= 1459.07			

III.11. Calcul du ferrailage :

Calcul des armatures longitudinales :

En travées :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u^t = 1124.127 \text{ daN.m}$$

$$M_u^t = 11241.27 \text{ N.m}$$

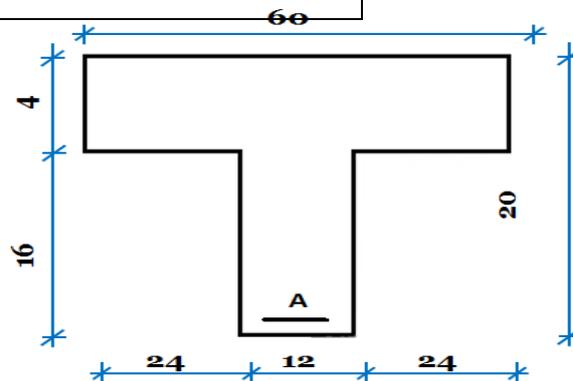


Figure III 11 : Section de calcul.

➤ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54412,8 \text{ N.m}$$

$$M_{max} = 11241.27 \text{ N.m} \leq M_{Table} = 54412,8 \text{ N.m}$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression, et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b x h) = (60 x 20) cm²

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11241.27}{14,17 \times 60 \times 18^2} = 0,041$$

$$\mu = 0,041 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

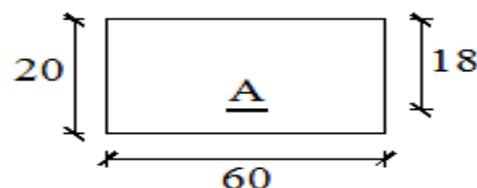


Figure III 12 : Section de calcul en travée

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10504.6}{348 \times 0.981 \times 18} = 1.83 \text{ cm}^2.$$

Calcul des Armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1.83 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3T10 \rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{\text{ser}}^t = 822.921 \text{ daN.m}$$

On a :

Flexion simple

Section rectangulaire avec ($A' = 0$) $\rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_{\text{ser}}^t} = \frac{10346.7}{8229.21} = 1,366 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,433 > \alpha = 0,052$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

(Aucune vérification de σ_s .)

En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u^a = -644.261 \text{ daN.m} = -6442.61 \text{ N.m}$$

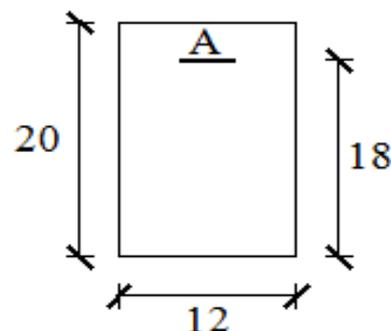


Figure III 13 : Section de calcul en appuis.

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue ($M < 0$) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul devient une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12 x 20).

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{a \max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6442.61}{14.17 \times 12 \times 18^2} = 0.117$$

$$\mu = 0,117 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

=> \hat{A} n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.156$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.938$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{a \max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6442.61}{348 \times 0.938 \times 18}$$

$$A_u = 1.1 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité [BAEL91/A4.2.1] :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1.1 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$1712 \rightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension (b x h).

$$M_{ser}^a = 467.271 \text{ daN.m} = 4672.71 \text{ N.m}$$

On a :

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \alpha' \rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_{ser}^a} = \frac{6442.61}{4672.71} = 1.379 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.439 > \alpha = 0.156 \rightarrow \sigma_b < \sigma_b$$

$$\sigma_b < \sigma_b = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

Aucune vérification de σ_s .

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$T_{max} = 1459.07 \text{ daN} = 14590.7 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{max} = 1459.07 \text{ daN}$$

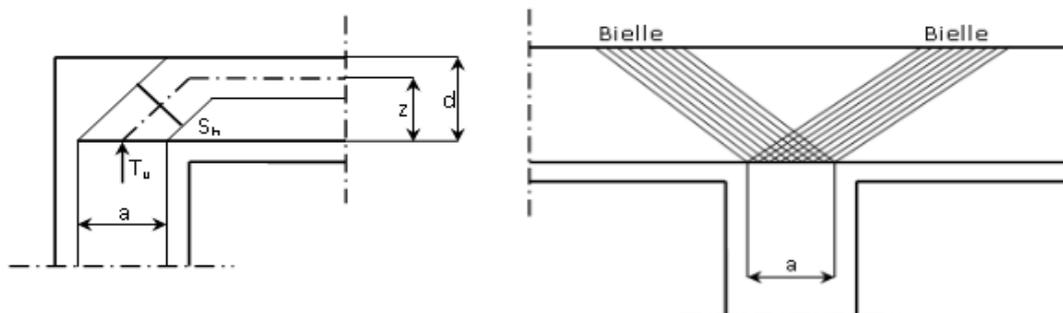


Figure III 14 : L'influence de l'effort tranchant.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 14590.7 \text{ N} \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

Donc : L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l = 2.36 \geq \frac{1.15}{400} \left[14590.7 + \frac{-5982.81}{0.9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0.42 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A.5.1, 211].}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14590.7}{12 \times 18 \times 10^2} = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3.3 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.7 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

➤ **Diamètre des armatures transversales [BAEL91/A.7.2,9] :**

Section et écartement des armatures transversales A_t .

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2T_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

δ_t : L'espace entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.0014 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16.2 ; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12} = 27.91 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 196.29 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S ; Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right)$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : la portée de la travée entre nus d'appui.

h : la hauteur totale de la section droite.

M_{ser} : Moment maximal en travée a l'E.L.S.

M_{ser} : Moment maximal en appuis a l'E.L.S.

A : section des armatures tendues a l'E.L.S.

➤ **Vérification des conditions :**

- $\frac{h}{L} = \frac{0,2}{4,8} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,0417 > 0,0625 \rightarrow$ Condition non vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right) \Rightarrow 0,0417 > 0,0648 \rightarrow$ Condition non vérifiée
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0109 > 0,0105 \rightarrow$ Condition non vérifiée.

➤ **Conclusion :**

La 1^{er} et 2^{eme} et la 3^{eme} condition n'est pas vérifiée, donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche :**

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

➤ **Calcul des charges :**

G : Charge permanente après la mise en place des cloisons.

$$G = 632 \times 1,00 = 632 \text{ daN/ml}$$

j : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$j = 632 \times 1.00 = 632 \text{ daN/ml}$$

P : charge total (G+Q).

$$P = (G + Q)b = (632+100) \times 1.00 = 732 \text{ daN/m}$$

Pour $b = 0,6\text{m}$:

$$G = j \times b = 632 \times 0.6 = 3792\text{N/ml}$$

$$P = 732 \times 0.6 = 4392\text{N/ml}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_g = M_j = 0.8 \times \frac{G \times L^2}{8} = \frac{3792 \times 4.8^2}{8} = 8736.768 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 0.8 \times \frac{P \times L^2}{8} = \frac{4392 \times 4.8^2}{8} = 10119.168 \text{ daN.m}$$

➤ **Modules de déformations longitudinaux :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ Mpa}$$

Calcul du moment d'inertie (I_0) :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

$$V_1 = \frac{b \times h_0 \times y_1 + b_0 \times (h - h_0) \cdot y_2 + 15 \cdot A \cdot d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + 15 \cdot A}$$

$$V_1 = \frac{60 \times 4 \times 2 + 12 \times (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times (20 - 4) + 15 \times 2.36}$$

$$V_1 = 7.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$V_2 = 20 - 7.31 = 12.69 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des moments d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 V_2^3}{3} + n \cdot A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 7.31^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7.31 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 12.69^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 7.31)^2$$

$$I_0 = 19451.69 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M^{SER_I}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.090 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.8559$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) \times 0.0109} = 3.7050$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 3.7050 = 1.4820$$

$$\sigma^g = \sigma^J = \frac{M^g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8736.768}{2.36 \times 0.8559 \times 18} = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma^p = \frac{M^p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{10119.168}{2.36 \times 0.8559 \times 18} = 278 \text{ MPa}$$

➤ **Calculé de μ_j ; μ_g ; μ_p :**

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}}$$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 1.090 \times 240 + 2.1} = 0.9964$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho_s \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 1,090 \times 278 + 2,1} = 0,9969$$

Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) :

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,69}{1 + 1,4820 \times (0,9964)} = 8639,3843 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,69}{1 + 3,7050 \times (0,9964)} = 4560,6139 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19451,69}{1 + 3,7050 \times (0,9969)} = 4558,8138 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche (totale et admissible):**

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fgv}} = \frac{8736,768 \times 480^2}{10 \times 10818,86 \times 8639,3843} = 2 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = f_{ji} = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fji}} = \frac{8736,768 \times 480^2}{10 \times 32164,19 \times 4560,6139} = 1,3 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{fpi}} = \frac{10119,168 \times 480^2}{10 \times 32164,19 \times 4558,8138} = 1,5 \text{ cm}$$

➤ **La flèche totale :**

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

$$\Delta f_t = (2 - 1,3) + (1,5 - 1,3) = 0,9 \text{ cm}$$

➤ **La flèche admissible :**

$$4,8 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} \text{ cm} = 0,96 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \Rightarrow 0,9 \text{ cm} < 0,96 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

III.12. Dessin de ferrailage :

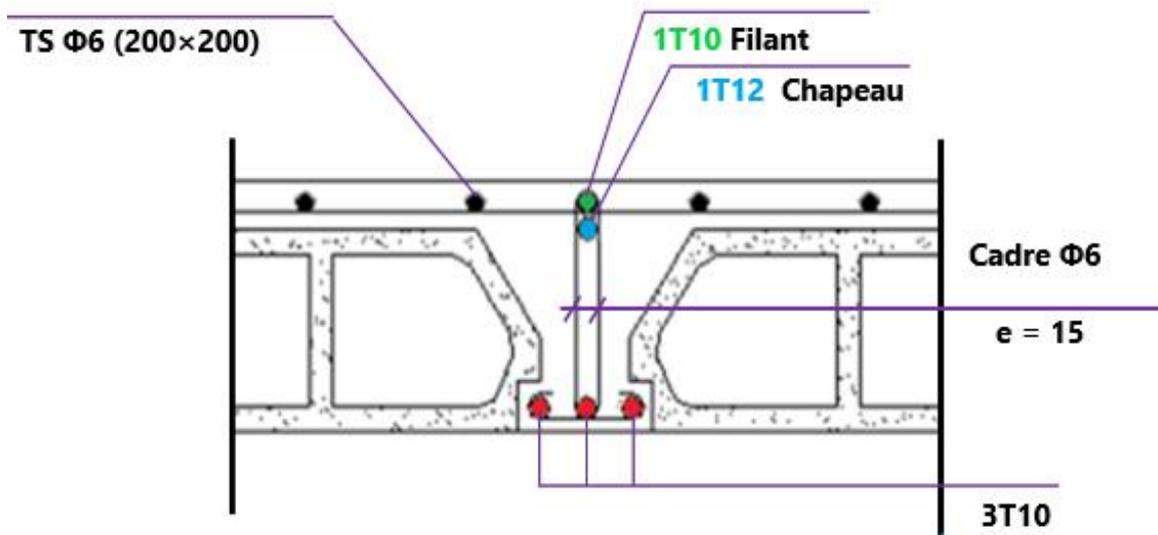


Figure III 15 : Dessin de ferrailage de la dalle a corps creux.

III.13. Plancher dalle pleine :

Les dalles pleines sont des planchers rectangulaires de dimensions L_x et L_y dont ($L_x \leq L_y$) et d'une épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé. Ce sont des dalles partiellement ou totalement encastrés sur le contour des murs en maçonnerie (dalle simplement appuyé sur le contour).

- Pour $\rho < 0.4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0.4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

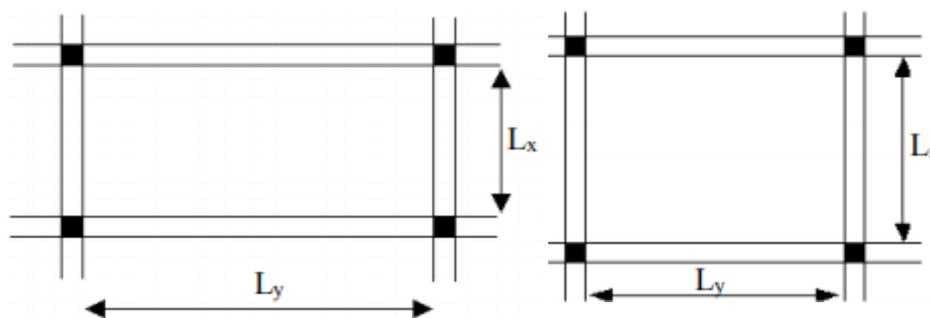


Figure III 9 : Dimensions d'un panneau de dalle pleine.

III.13.1. Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (**voir chap. II**), et le calcul se fait en flexion simple.

Le principe du calcul est basé sur :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés
- Considérons 2 bandes :
 - ✓ Une bande suivant le sens x de longueur l_x de largeur 1 m ;
 - ✓ Une bande suivant le sens y de longueur l_y de largeur 1 m.

- Une charge élémentaire P appliquée sur une bande perpendiculaire aux lignes d'appui à l'ELUR et à L'ELS.

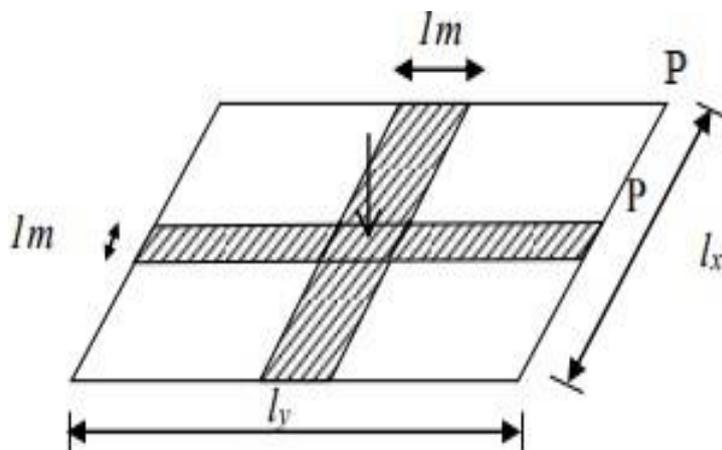


Figure III 16 : Hypothèse de calcul.

➤ **Constatations :**

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.

➤ **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de ladalle.

D'après l'article A.7.2, 2 BAEL91, on a :

$$\phi \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16\text{cm} \rightarrow \phi \leq \frac{16}{10} = 1.6\text{cm}$$

On prendra $\phi = 1\text{ cm}$

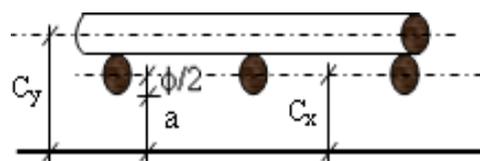


Figure III 17 : Enrobage.

La fissuration est considéré comme préjudiciable : $a = 1 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} \rightarrow C_x = (10 + \frac{10}{2}) = 15\text{mm}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \rightarrow C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25\text{cm}$$

➤ **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1.5 = 14.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16.2.5 = 13.5 \text{ cm}$$

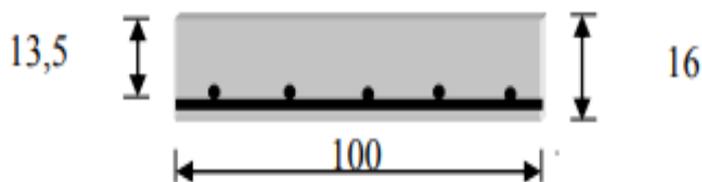


Figure III 18 : Disposition des armatures de la nappe supérieure.

➤ **Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :**

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

Etat	Charges kN/m ²	Combinaisons fondamentales		Pour une bande de 1m de largeur
EL U	G=6.46	$q_u = 1.35G + 1.5Q$	12.47kN/m ²	12.47 kN/m ²
EL S	Q= 2.5	$q_{ser} = G + Q$	8.96 kN/m ²	8.96 kN/m ²

Tableau III 11 : Combinaisons fondamentales du plancher bas RDC.

➤ Mode d'encastrement :

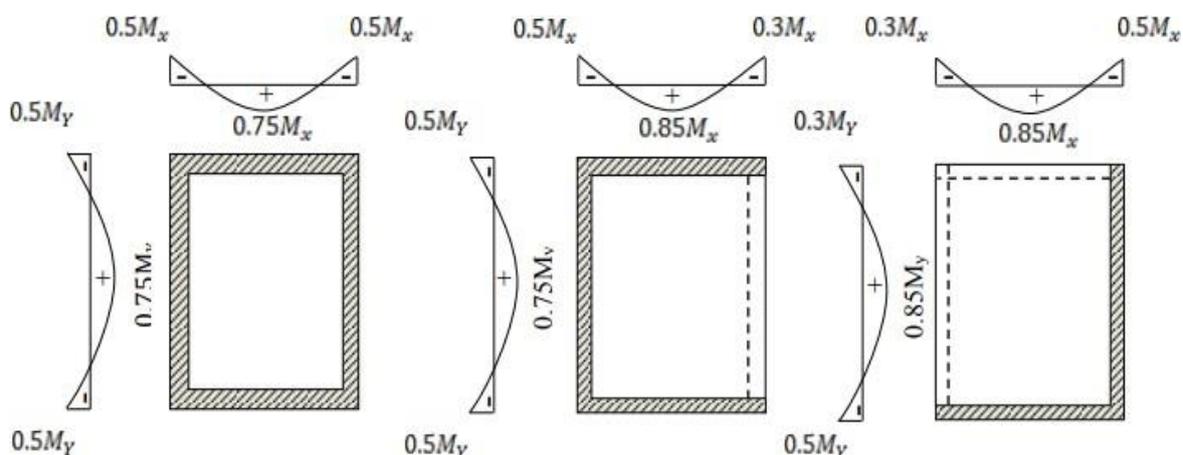


Figure III 19 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.

Calcul des sollicitations :

Type 1 : Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés :

$$L_x = 4.75 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.80 \text{ m.}$$

$$G = 6.46 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

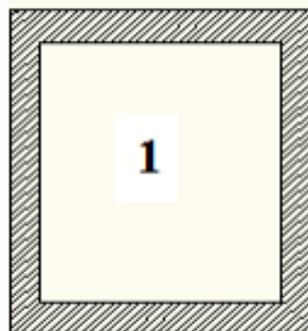


Figure III 20 : Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.75}{4.80} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle portant suivant deux directions.}$$

Donc, la dalle porte suivant deux sens.

$$q_u = 12.47 \text{ kN}$$

$$q_{ser} = 8.96 \text{ kN}$$

$$U_x^u = 0.0456$$

$$U_y^u = 0.7834$$

ELU : {

$$U_x^{ser} = 0.0528$$

$$U_y^{ser} = 0.8502$$

ELS : {

En sens y-y :

M0	ELU	$M_x^u = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 12.47 \times 0.0456 \times 4.75^2 = 12.829 \text{ KN/m}$
	ELS	$M_x^s = \mu_x \times q \times l_x^2 = 8.96 \times 0.0528 \times 4.75^2 = 10.674 \text{ KN/m}$
En travée	ELU	$M_t^u = 0,75 M_x^u = 9.62 \text{ KN/m}$
	ELS	$M_t^s = 0,75 M_x^s = 8.005 \text{ KN/m}$
En appuis :	ELU(Gauche)	$M_a^u = 0,5 M_x^u = 6.41 \text{ KN/m}$
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5 M_x^s = 5.33 \text{ KN/m}$
	ELU(Droite)	$M_a^u = 0,3 M_x^u = 3.85 \text{ KN/m}$
	ELS(Droite)	$M_t^s = 0,3 M_x^s = 3.20 \text{ KN/m}$

En sens x-x :

M0	ELU	$M_y^u = \mu_y \times M_x = 12.47 \times 0.7834 = 9.768 \text{ KN/m}$
	ELS	$M_y^s = \mu_y \times M_{ser} = 0.8502 \times 10.674 = 9.075 \text{ KN/m}$
En travée	ELU	$M_t^u = 0,75 M_y^u = 7.32 \text{ KN/m}$
	ELS	$M_t^s = 0,75 M_y^s = 6.80 \text{ KN/m}$
En appuis	ELU(Gauche)	$M_a^u = 0,5 M_y^u = 4.88 \text{ KN/m}$
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5 M_y^s = 4.53 \text{ KN/m}$
	ELU(Droite)	$M_a^u = 0,3 M_y^u = 2.93 \text{ KN/m}$
	ELS(Droite)	$M_t^s = 0,3 M_y^s = 2.72 \text{ KN/m}$

Sens	E L U		E L S	
	M _{appuis} KN/m	M _{travée} KN/m	M _{appuis} KN/m	M _{travée} KN/m
x-x	4.88	7.32	4.53	6.80
y-y	6.41	9.62	5.33	8.005

Tableau III 12 : Récapitulatif des sollicitations maximales du type 01.

Remarque

Pour le calcul du ferrailage de la dalle pleine, on prend le cas le plus défavorable. C'est-à-dire le plus grand panneau.

Calcul de ferrailage :

Sens X-X

1. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 7.32 \text{ kN}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7320}{14.17 \times 100 \times 14.5^2} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.02$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.992$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{7320}{348 \times 0.992 \times 14.5} = 1.46 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

{CBA91/A4 .2.1}:

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{\text{tx}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1.46; 1.28) = 1.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

➤ **Choix des Armatures:**

5T10

(T10 → $e = 20\text{cm}$)

✓ Etat limite de service (E.L.S):

$$M_t^{\text{ser}} = 6.80 \text{ kN}$$

Fissuration peu nuisible ⇒ Aucune vérification pour $\bar{\sigma}_s$ ($\sigma_s \leq \sigma_s$)

Flexion simple

Section rectangulaire $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_c 28}{100} \rightarrow \sigma_b < \sigma_b \text{ bar}$

Acier FeE 400

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = 1.07$$

$$\frac{1.07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28 > \alpha = 0.02 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \sigma_b \text{ bar} = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

2. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{app} = 4.88 \text{ kN}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ap}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4880}{14.17 \times 100 \times 14.5^2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.02$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.992$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{app}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4880}{348 \times 0.992 \times 14.5} = 0.97 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**
[CBA91/A4 .2.1]:

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$5T10 \rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow (T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S):

$$M_t^{ser} = 9.62 \text{ kN}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour $\bar{\sigma}_s (\sigma_s \leq \sigma_s)$

Flexion simple

Section rectangulaire $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_c 28}{100} \rightarrow \sigma_b < \sigma_b \text{ bar}$

Acier FeE 400

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = 0.83$$

$$\frac{0.83 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.165 > \alpha = 0.02 \rightarrow (\text{condition vérifié})$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \sigma_{bbar} = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

2. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{app}^u = 6.41 \text{ kN}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ap}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{6410}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.02$$

$$\mu = 0,02 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.02$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.992$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_y^u = \frac{M_{app}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{6410}{348 \times 0.992 \times 13.5} = 1.37 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)
[CBA91/A4 .2.1]:**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$5T10 \rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow (T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S):

$$M_{ap}^{ser} = 5.33 \text{ kN}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma_s$)

Flexion simple
 Section rectangulaire $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b < \sigma_b \text{ bar}$
 Acier FeE 400

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.2$$

$$\frac{1.2-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 > \alpha = 0.02 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Conclusion :**

$\sigma_b \leq \sigma_b \text{ bar} = 15 \text{ MPa}$
 La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

\Rightarrow Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Détermination de l'effort tranchant : $T_{\max} = \max (T_x ; T_y)$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{12.47 \times 4.75}{2} \cdot \frac{4.80^4}{4.80^4 + 4.75^2} = 15.11 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{12.47 \times 4.80}{2} \cdot \frac{4.75^2}{4.80^2 + 4.75^2} = 14.64 \text{ kN}$$

Donc : $T_{U \max} = 14.64 \text{ KN}$

$$T_u = \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{15110}{100 \times 14.5 \times 100} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$0.012\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$ donc il n'y a pas reprise de bétonnage et Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la flèche:**

- **Conditions de la flèche (A.B.7.5 BAEL 91) :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \text{ (fe en MPa)}$$

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

$$\frac{16}{475} = 0.03 > \frac{6.80}{20 \times 9.075} = 0.029 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{3.39}{100 \times 14.5} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

III.14. Dessin de ferrailage de dalle pleine :

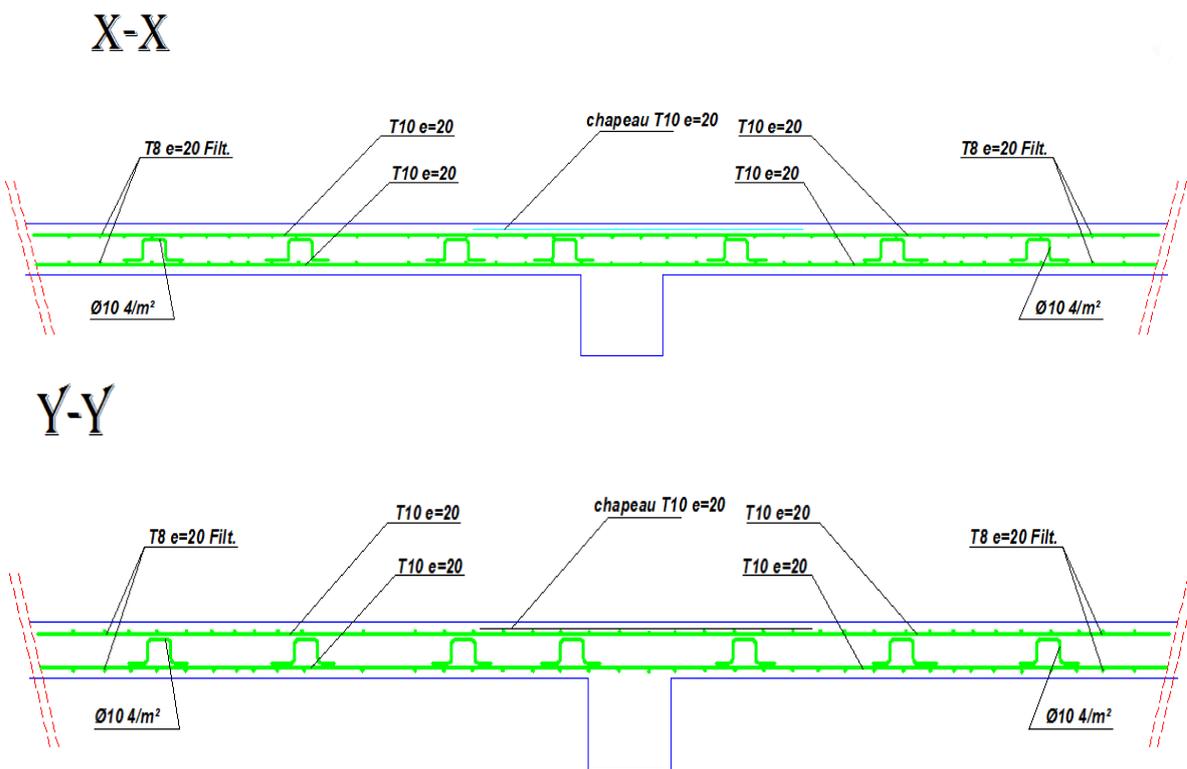


Figure III 21 : Schéma de ferrailage de dalle pleine.

IV.1. Étude de l'acrotère :

IV.1.1. Introduction :

La construction quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement ;

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (escaliers, acrotère et balcon) dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : pré dimensionnement des éléments, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant le règlement parasismique Algérien RPA99

IV.1.2 Acrotère :

L'acrotère est un élément structural assimilée à une console verticale encastrée à la base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), cette dernière est soumise à un effort normal du à son poids propre « W_P » et une surcharge « F_P » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries et sera calculé en considérant les fissurations comme préjudiciable.

Le ferrailage de la section dangereuse, celle de l'encastrement sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1mètre travaillant en flexion composé.

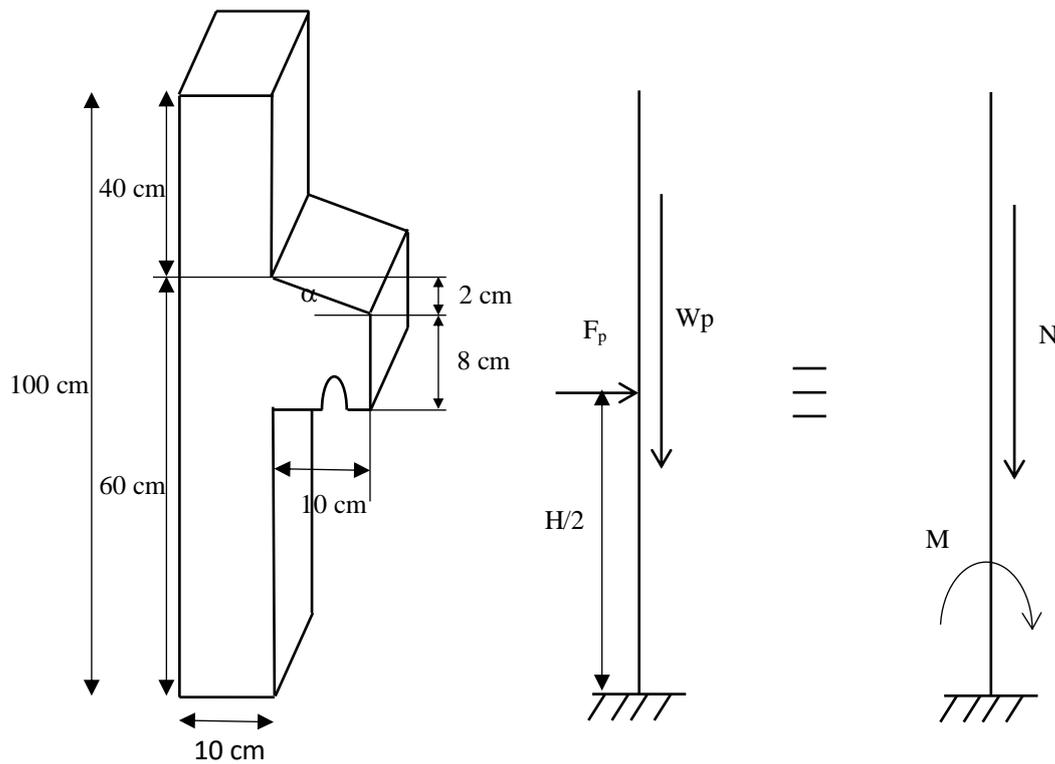


Figure IV 1 : Schéma de l'acrotère sous combinaisons accidentelles.

IV.1.3. Méthode de calcul :

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal W_p dû à son propre poids et un moment de flexion dû à une force horizontale F_p .

Le calcul se fait pour une bande de **1m** linéaire et une épaisseur de **10cm**.

Le ferrailage obtenu sera généralisé sur toute la longueur de l'élément.

IV.1.4. Evaluation de la charge :

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = \gamma_{\text{béton}} \times S_{\text{acrotère}}$$

$\gamma_{\text{béton}}$: poids volumique du béton [kN/m^3].

$S_{\text{acrotère}}$: la surface latérale de l'acrotère.

$$G_1 = 25 \times \left(1 \times 0.1 + 0.1 \times 0.08 + \frac{0.1 \times 0.02}{2} \right) = 25 \times 0.109 = 2.73 \text{ kN/ml}$$

➤ **Enduit en ciments ($ep = 2cm$) :**

$$G_2 = \gamma_{ciment} \times U$$

γ_{ciment} : poids volumique d'enduit en ciment par cm $\Rightarrow \gamma_{ciment} = 0.18 \text{ kn/m}^2$

U : périmètre de l'acrotère.

$$G_2 = (0.18 \times 2) \times (0.1 + 1 + 0.1 + 0.9 + 0.1 + 0.08 + 0.02 + 0.102)$$

$$G_2 = 0.36 \times 2.402 = 0.86 \text{ kN/ml}$$

➤ **Force horizontale due à la main courante :**

Exigence d'une valeur : $P = 1 \text{ kN}$

➤ **Force horizontale accidentelle :**

Exigences des règles RPA99 v2003 :

Le règlement impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments de structure secondaire et les équipements ancrés à la structure suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone $\Rightarrow A = 0.10$ « zone I ; groupe d'usage 2 ».

C_p : facteur de force horizontal $\Rightarrow C_p = 0.8$ (élément en console), tableau 6.1

W_p : Poids des éléments considéré $\Rightarrow W_p = G_1 + G_2 = 2.73 + 0.86 = 3.59 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 3.59 = 1.15 \text{ kN/ml}$$

IV.1.5. Calcul des sollicitations sous combinaisons fondamentales :

L'acrotère sera calculé comme une section rectangulaire de $H = 100\text{cm}$ et $h=10 \text{ cm}$ (100×10) en flexion composé.

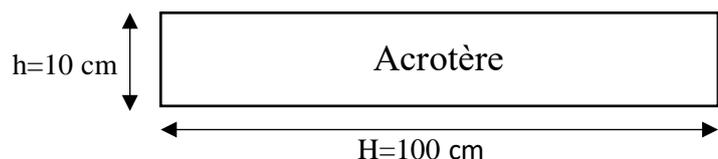


Figure IV 2 : Section de l'acrotère

➤ **A l'état limite ultime (E.L.U) :**

Le calcul sera fait sur une bande de 1m linéaire :

Effort normal : $N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 3.59 = 4.85 \text{ kN}$

Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \times P \times H = 1.5 \times 1 \times 1 = 1.5 \text{ kN.m}$

➤ **Calcul des excentricités :**

Excentricité du 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

Avec :

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

$$e_a = \max \left\{ \frac{2 \text{ cm}}{\frac{H}{250}} \right\} \Rightarrow e_a = \max \left\{ \frac{2 \text{ cm}}{\frac{100}{250}} \right\} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

H : la longueur libre de la pièce.

$$e_1 = \frac{1.50}{4.85} + 0.02 = 0.33 \text{ m}$$

Elancement géométrique :

$$l_f = 2 \times H = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$$

l_f : la longueur de flambement

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2}{0.1} = 20 < \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right) \Rightarrow \frac{l_f}{h} < \max(15; 66) \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 66 \dots \dots \dots C.V$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

Excentricité du 2^{eme} ordre :

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

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{W_p}{W_p + P} = \frac{3.59}{3.59 + 1} = 0.78$$

ϕ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (ϕ Généralement égale à : 2).

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 10 \text{ cm}$)

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2}{10^4 \times 0.1} \cdot (2 + 0.78 \times 2) = 0.043 \text{ m}$$

➤ **Sollicitations ultimes corrigée pour le calcul en flexion composée :**

$$M_u = N_u(e_1 + e_2) = 4.85(0.33 + 0.043) = 1.81 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0.33 + 0.043 = 0.373 \text{ m}$$

➤ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.373 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.413 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A = 4.85 \times 0.413 = 2 \text{ kN.m}$$

➤ **A l'état limite de service (E.L.S) :**

$$\text{Effort normal : } N_{ser} = W_p = 3.59 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_{ser} = P \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1}{3.59} = 0.28 \text{ m} > \frac{h}{2} - d_1 = \frac{0.1}{2} - 0.01 = 0.04 \text{ m}$$

\Rightarrow Section partiellement tendu

➤ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.28 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.32 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A = 3.59 \times 0.32 = 1.15 \text{ kN.m}$$

IV.1.6. Calcul des armatures :

Moment réduit de référence à l'E.L.U :

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = 0.8 \frac{0.1}{0.09} \left(1 - 0.4 \frac{0.1}{0.09}\right) = 0.494$$

Moment réduit agissant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2 \cdot 10^3}{100 \times 9^2 \times 17} = 0.015$$

$$\mu_{bu} = 0.015 < \mu_{bc} = 0.494 \Rightarrow \text{section partiellement tendue}$$

Donc le calcul se fait en flexion simple.

➤ **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{2}{1.15} = 1.74$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \times 1 \times 1.74 + 49 \times \frac{30}{1} - 3050 \right) \cdot 10^{-4} = 0.441$$

$$\mu_{bu} = 0.015 < \mu_{lu} = 0.441 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée (} A' = 0 \text{)}; A = A_u$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$0.015 < 0.275 \Rightarrow Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) \dots \dots \text{formule simplifier}$$

$$Z_b = 0.09(1 - 0.6 \times 0.015) = 0.089m$$

$$A_{FS} = \frac{M_{uA}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \left(\frac{2 \times 10^{-3}}{0.09 \times 348} \right) \cdot 10^4 = 0.64 \text{ cm}^2/ml$$

➤ **Armatures en flexion composée :**

$$A = A_{FS} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.64 - \left(\frac{4.85 \times 10^{-3}}{348} \cdot 10^4 \right) = 0.50 \text{ cm}^2/ml$$

➤ **Section minimale :**

$$A_u \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b_0 \cdot d$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{2,4}{400} \times 100 \times 9$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b_0 \cdot d = 4.97 \text{ cm}^2$$

On adopte **A = 4.97 cm²** $\Rightarrow (A < A_{min})$

➤ **Calcul des sollicitations sous combinaisons accidentelles :**

A l'état limite ultime (E.L.U) :

Le calcul sera fait sur une bande de **1m** linéaire :

$$\text{Effort normal : } N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 3.59 = 4.85 \text{ kN}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_u = 1.5 \times F_p \times \frac{H}{2} = 1.5 \times \frac{1.15}{2} \times 1 = 0.86 \text{ kN.}$$

➤ **Calcul des excentricités :**

Excentricité du 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{0.86}{4.85} + 0.02 = 0.20 \text{ m}$$

Elancement géométrique :

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2}{0.1} = 20 < \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h} < \max(15; 40) \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 40 \dots \dots \dots C.V$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

Excentricité du 2^{eme} ordre :

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2}{10^4 \times 0.1} \cdot (2 + 0.81 \times 2) = 0.043 \text{ m}$$

➤ **Sollicitations ultimes corrigée pour le calcul en flexion composée :**

$$M_u = N_u(e_0) = 4.85(0.20 + 0.043) = 1.18 \text{ kN.m}$$

➤ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.243 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.283 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A = 4.85 \times 0.283 = 1.37 \text{ kN.m}$$

➤ **A l'état limite de service (E.L.S) :**

$$\text{Effort normal : } N_{ser} = W_p = 3.59 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_{ser} = 0 \text{ kN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{0}{3.59} = 0 \text{ m}$$

➤ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.04 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A = 3.59 \times 0.04 = 0.14 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = 0.008 < \mu_{bc} = 0.494 \Rightarrow \text{section partiellement tendue}$$

Donc le calcul se fait en flexion simple.

➤ **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{1.37}{0.14} = 9.79$$

$$\mu_{bu} = 0.008 < \mu_{lu} = 3.210 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimé (A}'=0) ; A=A_u$$

$$A_{FS} = \left(\frac{1.37 \times 10^{-3}}{0.09 \times 400} \right) \cdot 10^4 = 0.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures en flexion composée :**

$$A = A_{FS} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.38 - \left(\frac{4.85 \times 10^{-3}}{400} \cdot 10^4 \right) = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Section minimal :**

$$\text{On adopte } \mathbf{A = 4.97 \text{ cm}^2} \Rightarrow (A < A_{\min})$$

➤ **Ferrailage adopté :**

Les armatures principales :

Choix des barres : **7T10 = 5.53cm²/ml** (soit T10 espacé de **15cm**).

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.40}{4} = 1.10 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **5T8 = 2.51cm²/ml** (soit T8 espacé de **20cm**).

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

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

$$p = -3C^2 + \frac{90A}{b_0}(d - C) = -3(-23)^2 + \frac{90 \times 5.53}{100}(9 + 23) = -1427.74 \text{ cm}^2$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A}{b_0}(d - C)^2 = -2(-23)^3 - \frac{90 \times 5.53}{100}(9 + 23)^2 = 19237.55 \text{ cm}^3$$

$$\text{Avec : } C = d - e_A = 9 - 32 = -23 \text{ cm}$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -61081777.86 < 0 \Rightarrow \text{On a 03 solution de } (y_c)$$

$$y_{c1} = a \cdot \cos \frac{\varphi}{3} = 43.63 \times \cos \frac{157.89^\circ}{3} = 26.48 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 43.63 \quad \text{et} \quad \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = 157.89^\circ$$

$$y_1 = y_{c1} + C = 26.48 - 23 = 3.48 \text{ cm}$$

$$y_{c2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 43,63 \times \cos\left(\frac{157,89}{3} + 120^\circ\right) = -43,27 \text{ cm} \Rightarrow \text{exclure}(y_{c2} < 0)$$

Donc on prend : $y_1 = 3,48 \text{ cm}$

$$I_1 = \frac{b_0 \cdot y_1^3}{3} + 15A'(y_1 - d')^2 + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_1 = \frac{100 \times 3,48^3}{3} + 0 + 15 \times 5,53(9 - 3,48)^2 = 3932,33 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N_{ser A} \times y_c}{I_1} = \frac{3,59 \cdot 10^{-3} \times 26,48 \cdot 10^{-2}}{3932,33 \times 10^{-8}} = 24,17 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 24,17 \times 3,48 \cdot 10^{-2} = 0,84 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié}$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 266,66 \text{ MPa} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_e = 200 \text{ MPa} \\ 110 \cdot \sqrt{1,6 \times f_{t28}} = 215,56 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ \sigma_s = 15K \cdot (d - y_1) \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 215,56 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_{ser A}}{I} = \frac{1,15 \cdot 10^{-3}}{\frac{100 \times 10^3}{12} \cdot 10^{-8}} = 13,8 \text{ MN/m}^3$$

$$y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} E = \frac{15(A+A')}{b_0} \\ F = \frac{30(A'd' + Ad)}{b_0} \end{array} \right.$$

Pour : $A = 8,80 \text{ cm}^2$; $A' = 0$; $d = 9 \text{ cm}$ et $b_0 = 100 \text{ cm}$

$$E = 1,32 \text{ cm}$$

$$F = 23,76 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -1,32 + \sqrt{1,32^2 + 23,76} = 3,73 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 15 \times 13,8 \times (0,09 - 0,0373) = 10,91 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 10,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215,56 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$

➤ Vérification de l'effort tranchant sous combinaisons fondamentales :

$$V_{max} = P = 1 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.011 \text{ MPa}$$

La contrainte limite (fissuration peu préjudiciable) :

$$\tau_{lim} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{lim} = \min\left(0.2 \frac{30}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(4 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_{lim} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.011 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de l'effort tranchant sous combinaisons accidentelles :

$$V_{max} = F_p = 1,15 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.013 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \min\left(0.2 \frac{30}{1.15}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(5.22 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_{lim} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.013 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

H (m)	Les armatures principales			Les armatures de répartition		
	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A adopté (cm ²)	A calculé (cm ²)	Choix des barres	A adopté (cm ²)
1.00	4.40 par nappe	7T10 Esp=15cm	5.53	1.10	5T8 Esp=20cm	2.51

Tableau IV 1 : Ferrailage de l'acrotère.

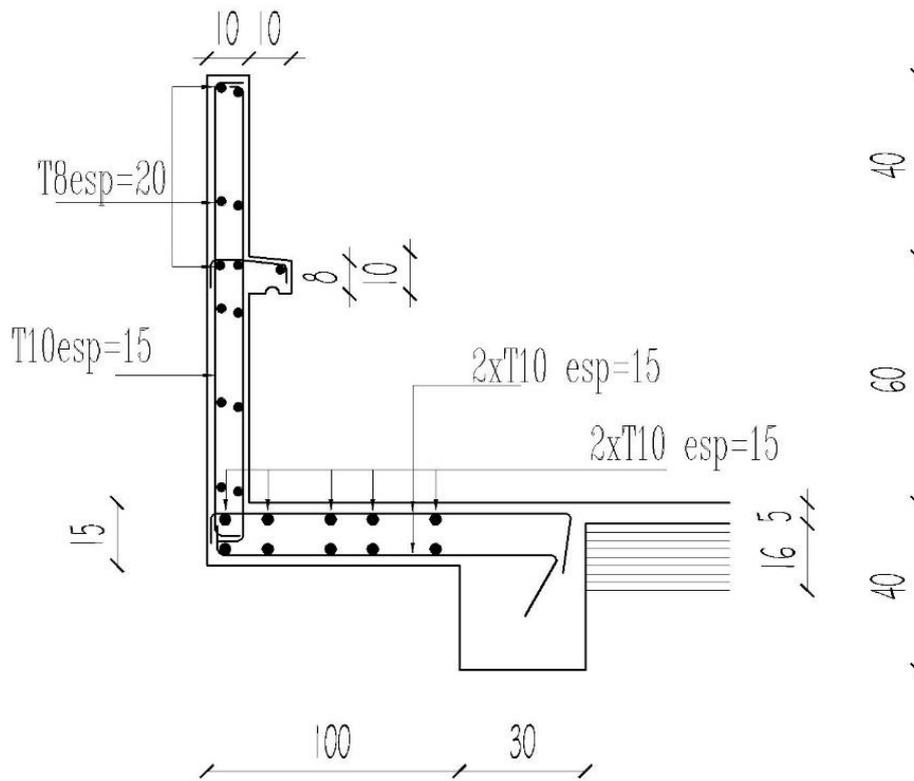


Figure IV 3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Etude balcon :

IV.2.1. Introduction :

Les parties en saillie sont constituées de dalle pleine rectangulaire de (15cm) d'épaisseur.

Elles seront étudiées comme des consoles encastrées soumises à leurs poids propre, aux charges permanentes "G", à la surcharge d'exploitation "Q" et au poids propre du mur ou de l'acrotère pour le plancher terrasse "P".

Ce bâtiment comporte trois types de console comme représenté sur les figures suivantes :

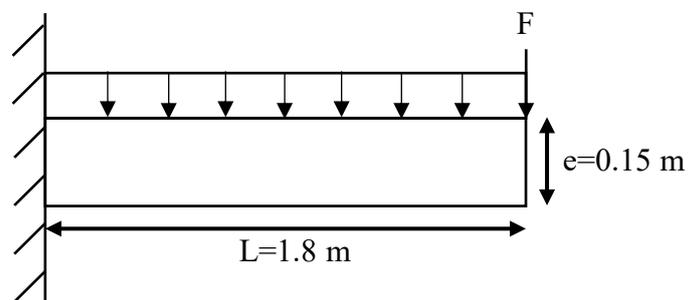


Figure IV 4 : Schéma statique du balcon (type 01).

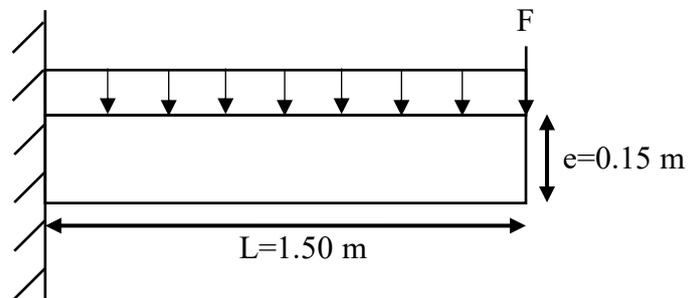


Figure IV 5 : Schéma statique du balcon (type02).

L'épaisseur des dalles :

D'après le BAEL 91 :

$$e \geq \frac{L_x \max}{20} \Rightarrow e \geq \frac{180}{20} \Rightarrow e \geq 9 \text{ cm}$$

On adopte : **e = 15 cm**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

Donc : on prendra $\phi = 10 \text{ mm}$

Calcul de l'enrobage :

$$C = \left(10 + \frac{10}{2}\right) \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$

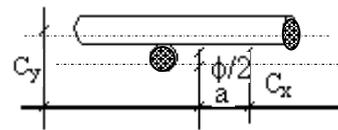


Figure IV 6 : Enrobage du balcon.

Les hauteurs utiles :

$$d = h_d - C = 15 - 1.5 = 13.5 \text{ cm}$$

Remarque :

On prend comme exemple de calcul un seul type de balcon (type 01), le ferrailage des autres balcons sera illustré dans un tableau récapitulatif.

IV.2.2. Etude du balcon type 01(usage partie d'une chambre):

➤ **La décente des charges :**

Matériaux	$\rho(KN/m^3)$	$E_p(m)$	$G(KN/m^2)$
1- Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2- Mortier de pose	20	0.02	0.40
3- Lit de sable	17	0.03	0.51
4- Dalle pleine en béton armé	25	0.15	3.75
5- Enduit de ciment	18	0.02	0.28

Tableau IV 2 : Charge due aux balcons à dalle pleine.

- Charges permanentes $G = 5.38 \text{ KN/m}^2$
- Charges d'exploitations $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul de la charge concentré (P) :**

- Poids propre du mur ($ep = 30\text{ cm}$) : $G_{mur} = 2.76\text{ kN/m}^2$
- La hauteur du mur : $h = 1.20\text{ m}$

Donc la charge concentrée du mur pour une bande de **1m** :

$$F = 2.76 \times 1.2 \times 1 = 3.31\text{ kN}$$

➤ **Les sollicitations :**

$$ELU : P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.38 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m} = 12.513\text{kN/ml}$$

$$ELS : P_{ser} = G + Q = (5.38 + 3.5) \times 1\text{m} = 8.88\text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul des moments :**

$$ELU : M_u = \frac{P_u \cdot L^2}{2} + 1.35 \times F \times L = \frac{12.513 \times 1.8^2}{2} + 1.35 \times 3.31 \times 1.8$$

$$M_u = 28.31\text{ kN.m}$$

$$ELS : M_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{2} + F \times L = \frac{8.88 \times 1.8^2}{2} + 3.31 \times 1.8$$

$$M_{ser} = 20.34\text{ KN.m}$$

IV.2.3. Ferrailage du balcon type 01 (usage partie d'une chambre):

ELU :

$$M_u = 28.31\text{KN.m}$$

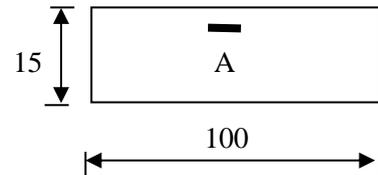


Figure IV 7 : Section de calcul.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28.31 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.109$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{28.31}{20.34} = 1.39$$

$$\mu_u = 0.109 < \mu_l = 0.320 \Rightarrow \text{Pas d'armature comprimé (A'=0), } A=A_u$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.144$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.942$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_u^x = \frac{M_u^x}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{28310}{348 \times 0.942 \times 13.5} = 6.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : (B.7.4**

BAEL91)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 6.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$7\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 15\text{cm})$$

ELS:

$$M_s = 20.34 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{28310}{20340} = 1.39$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.093 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu préjudiciable} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s)) \\ \text{Les armatures de répartition :} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues}$$

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{6.40}{4} = 1.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$4\text{T}8 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = (1.35G + 1.5q).L + 1.35F$$

$$T_u^{\max} = (1.35 \times 538 + 1.5 \times 350) \times 1.8 + 1.35 \times 3.31$$

$$T_u^{\max} = 26.9919 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{26991.9}{(100 \times 13.5) \times 100} = 0.199 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable) (B.6.7, 2 BAEL 91)}$$

$$\tau_u = 0.199 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \quad \left. \vphantom{\tau_u} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

➤ **Vérification de la flèche :**

Condition de la flèche : (B.7.5 BAEL 91)

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

➤ **Vérification si la flèche est nécessaire :**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{180} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0.083 > 0.05 \Rightarrow C.V.$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{7.92}{100 \times 13.5} = 0.005 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow C.V.$$

➤ **conclusion :**

le calcul de la fleche n'est pas necessaire.

Remarque :

Pour éviter un moment de torsion important, on utilisera un contre poids.

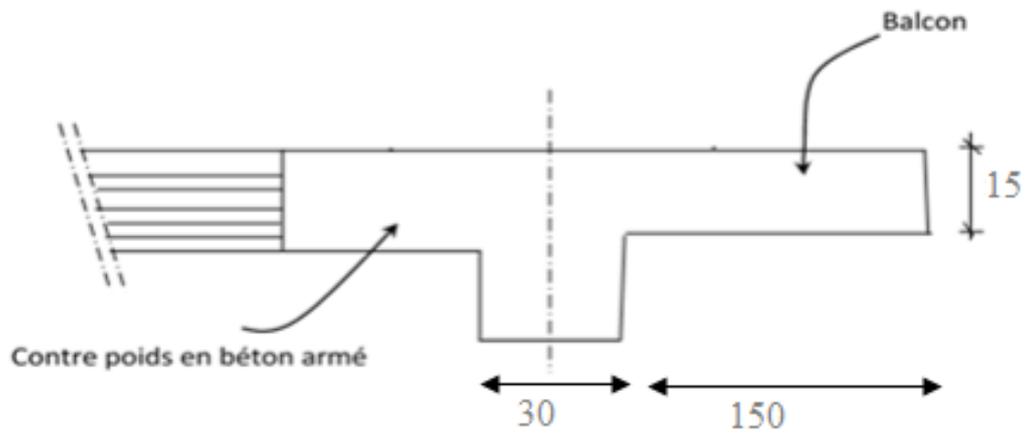


Figure IV 8 : Schéma du balcon avec un contre poids.

➤ **Calcul du contre poids :**

Le calcul du contre poids se fait comme suit :

$$G_{balcon} = G_{contre\ poids}$$

G_i : poids propre.

$$G_{balcon} = G_{contre\ poids} \Rightarrow 25 \times (1,8 \times 0,15 \times 1) = 25 \times (0,20 \times l \times 1)$$

$$\Rightarrow l = 1,35\ m \Rightarrow \text{On prend } l = 1,35\ m$$

Les résultats des autres types des parties en saillie pour les différents niveaux sont classés dans le tableau suivant :

Balcon		Type 1	Type 2	
	<i>Mu (KN. m)</i>	28.31	20.77	
	<i>Mser (KN. m)</i>	20.34	14.96	
	Contre poids l(m)	1.35	1.0125	
	Armatures principales	armature de répartition		
	Sections (cm ²)	Barres choisies	Sections (cm ²)	Barres choisies
Type 1	6.40	7T12	2.01	4T8
Type 2	4.60	7T12	1.15	4T8

Tableau IV 3 : Récapitulatif (Ferrailage, sollicitations, contre poids) des parties en saillie.

IV.2.4 : Dessin de ferrailage :

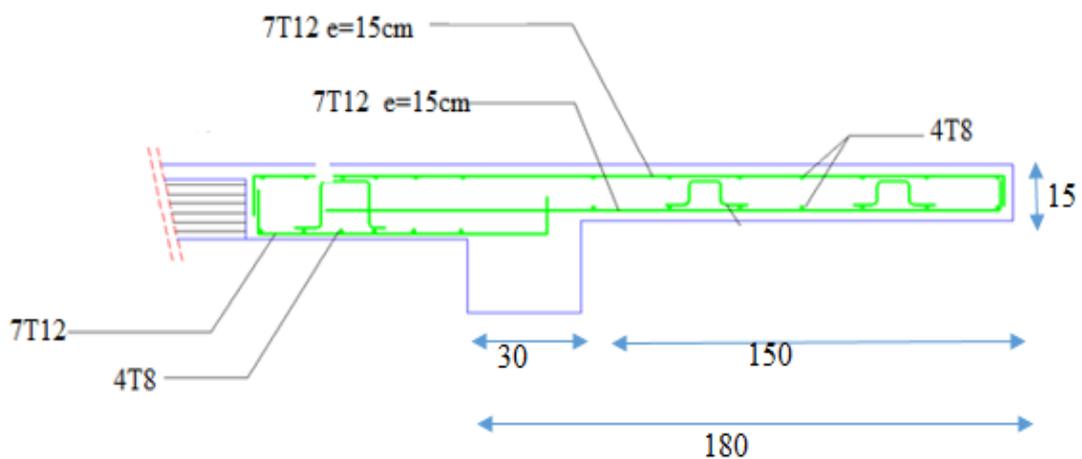


Figure IV 9 : Schéma ferrailage type 1.

IV.3. Étude des escaliers :

IV.3.1. Introduction :

Dans le domaine du génie civil, les escaliers sont bien plus que de simples structures permettant la circulation verticale. Ils sont le reflet de l'ingéniosité humaine, combinant esthétique, fonctionnalité et sécurité pour faciliter le mouvement entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Les escaliers sont des structures dynamiques, constamment sollicitées par diverses forces. Cela comprend non seulement leur propre poids, mais aussi les charges variables imposées par l'utilisation quotidienne. Ces charges peuvent être aussi diverses que le passage des personnes, le transport de meubles ou d'équipements. Par conséquent, la conception des escaliers doit prendre en compte ces facteurs pour garantir leur résistance et leur durabilité.

Un escalier est une symphonie de composants travaillant ensemble pour créer une structure cohérente et sécurisée. Parmi ces composants, on trouve :

- La volée, qui est une séquence de marches permettant l'ascension ou la descente.
- Le palier de repos, une plateforme horizontale offrant un espace de repos entre les volées.
- Le palier d'arrivée, une plateforme située à chaque étage pour faciliter l'accès aux différents niveaux.
- La paillasse, une dalle inclinée qui supporte les marches et contremarches, jouant un rôle crucial dans la transmission des charges.
- La marche et la contremarche, qui sont respectivement la surface horizontale et la surface verticale de chaque étape de l'escalier.
- L'emmarchement, qui est la longueur de la marche.

IV.3.2. Pré-dimensionnement :**Type 1 (escaliers des étages courants) :**

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de '' BLONDEL ''

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

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

$$g = \frac{L}{n-1}$$

$$h = \frac{H}{n}$$

Avec :

He : la hauteur d'étage. (3.06 m)

h : la hauteur des contres marches.

g : giron (la largeur de la marche).

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

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

La formule de '' BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$h_{moy} = 17 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

$$g_{moy} = 30 \text{ cm}$$

Selon la formule de '' BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 30+2(17) \leq 66\text{cm} \quad \text{condition vérifié.}$$

$$\text{RDC} = 3.06 \text{ m}$$

$$H = \frac{he}{2} = \frac{306}{2} = 153\text{m} = 1.53\text{cm}$$

$$L=17 \text{ cm} \Rightarrow n = \frac{H}{17} = \frac{153}{17} = 9$$

Donc :

n =9 (contre marches)

$$n-1=9-1 = 8 \text{ (marches)}$$

➤ **Inclinaison de la paillasse :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

➤ **l'épaisseur de la paillasse et de palier :**

$$L' = \frac{153}{\sin 29.54} = 310 \text{ cm} = 3.10 \text{ m}$$

$$L' + L_{\text{palier}} = 310 + 118 = 428 \text{ cm}$$

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{428}{30} < e < \frac{428}{20} \Rightarrow 14.26 < e < 21.4$$

On prend : $e_p = 15 \text{ cm}$ (paillasse et palier).

Descentes des charges Escalier :

Volée (paillasse) :

Matériaux	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	$E_p(\text{m})$	$G(\text{KN}/\text{m}^2)$
1- Revêtement en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
2- Mortier de ciment horizontal	20	0.02	0.40
3- Revêtement en carrelage vertical h=17cm, g=30cm	22	0.02	$22 \times 0.02 \times \frac{h}{g} = 0.25$
4- Mortier de ciment vertical	20	0.02	$20 \times 0.02 \times \frac{h}{g} = 0.22$
5- Poids propre des marches	/	/	$\frac{h}{2} = \frac{17}{2} \times 25 = 2.125$
6- Poids propre de la paillasse	25	0.20	$\frac{25 \times 0.20}{\cos 29.54} = 5.74$
7- Enduit en ciment	18	0.02	$\frac{18 \times 0.02}{\cos 29.54} = 0.414$
8- Garde-corps métallique	/	0.6	0.6

Tableau IV 4 : Charge permanents et surcharge de la paillasse.

- Charges permanentes $G = 10.2 \text{ KN}/\text{m}^2$
- Charges d'exploitations $Q = 2.5 \text{ KN}/\text{m}^2$

➤ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 10.20 + 1.5 \times 2.50 = 17.52 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = q_u \times 1 = 17.52 \text{ KN/ml.}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q = 10.2 + 2.50 = 12.70 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ser} = q_{ser} \times 1 = 12.70 \text{ KN /ml.}$$

Palier :

Matériaux	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$E_p(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
1- Carrelage	22	0.02	0.44
2- Mortier de pose	20	0.02	0.40
3- Lit de sable	17	0.02	0.34
4- Dalle pleine en béton armé	25	0.15	3.75
5- Enduit en ciment	18	0.02	0.36

Tableau IV 5 : Charges permanentes et surcharges du palier.

- Charges permanentes $G = 5.29 \text{ KN/m}^2$
- Charges d'exploitations $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.29 + 1.5 \times 2.50 = 10.89 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = q_u \times 1 = 10.89 \text{ KN/ml.}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q = 5.29 + 2.50 = 7.79 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ser} = q_{ser} \times 1 = 7.79 \text{ KN /ml.}$$

IV.3.3. Ferrailage des escaliers :

✓ Etat limite ultime (ELU) :

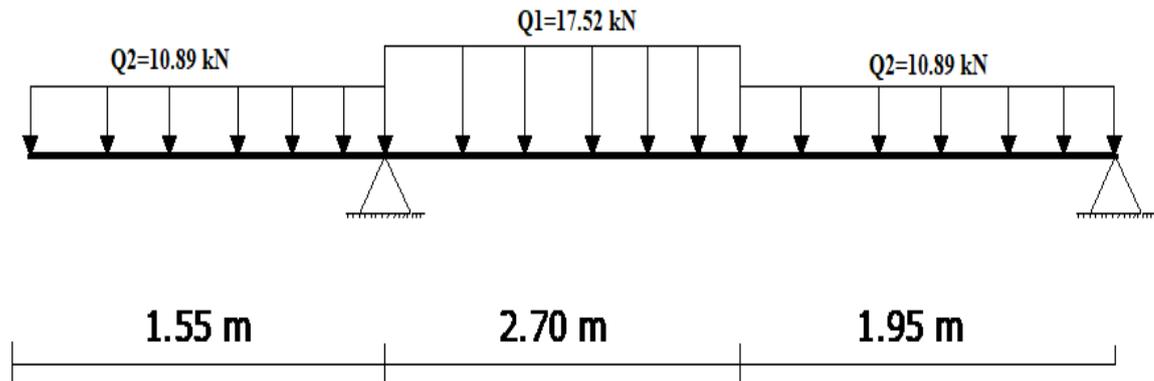


Figure IV 10 : Schéma statique d'un escalier à pailasse avec un palier de l'étage courant.

Calcul des réactions :

$$\sum Fv = 0 \rightarrow R_A + R_B = q_{u2} \times 1.55 + q_{u1} \times 2.70 + q_{u2} \times 1.95$$

$$R_A + R_B = 10.89 \times 1.55 + 17.52 \times 2.70 + 10.89 \times 1.95$$

$$R_A + R_B = 85.419 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A = \frac{q_{u1} \times 1.55 \left(\frac{1.55}{2} + 2.70 + 1.95 \right) + q_{u1} \times 2.70 \left(\frac{2.70}{2} + 1.95 \right) + q_{u2} \times 1.95 \left(\frac{1.95}{2} \right)}{6.2}$$

$$R_A = 52.27 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B = \frac{q_{u2} \times 1.55 \left(\frac{1.55}{2} \right) + q_{u1} \times 2.70 \left(\frac{2.70}{2} + 1.55 \right) + q_{u2} \times 1.95 \left(\frac{1.95}{2} + 2.70 + 1.55 \right)}{6.2}$$

$$R_B = 42.13 \text{ kN}$$

Etat limite ultime (ELS) :

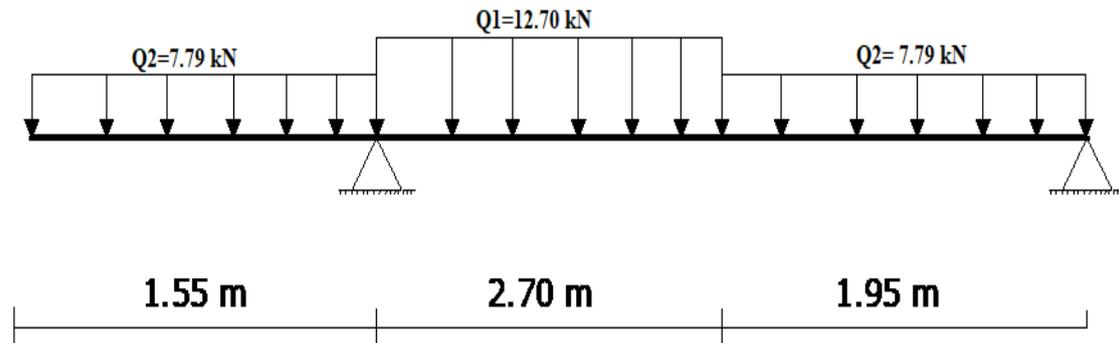


Figure IV 11 : Schéma statique d'un escalier à pailasse avec un palier de l'étage courant.

Calcul des réactions :

$$\sum Fv = 0 \rightarrow R_A + R_B = q_{u2} \times 1.55 + q_{u1} \times 2.70 + q_{u2} \times 1.95$$

$$R_A + R_B = 7.79 \times 1.55 + 12.70 \times 2.70 + 7.79 \times 1.95$$

$$R_A + R_B = 61.55 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A = \frac{q_{u1} \times 1.55 \left(\frac{1.55}{2} + 2.70 + 1.95 \right) + q_{u1} \times 2.70 \left(\frac{2.70}{2} + 1.95 \right) + q_{u2} \times 1.95 \left(\frac{1.95}{2} \right)}{6.2}$$

$$R_A = 31.20 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B = \frac{q_{u2} \times 1.55 \left(\frac{1.55}{2} \right) + q_{u1} \times 2.70 \left(\frac{2.70}{2} + 1.55 \right) + q_{u2} \times 1.95 \left(\frac{1.95}{2} + 2.70 + 1.55 \right)}{6.2}$$

$$R_B = 30.34 \text{ kN}$$

		R_A (KN)	R_B (KN)	Vérification
Formule		$\sum M/B = 0$	$\sum M/A = 0$	$\sum F_V = 0$
Valeur	ELU	52.27	42.13	Condition vérifiée
	ELS	31.20	30.34	Condition vérifiée

Tableau IV 6 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.

✓ Calcul du moment fléchissant et efforts tranchant :

Après l'utilisation du LOGICIEL RDM6, nous avons obtenu les résultats ci-joints suivants avec leurs diagrammes :

	M_{max} [KN.m]	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]
		$0.8 M_{max}$	$-0.2 M_{max}$
ELU	34. 51	27.608	-6.902
ELS	24. 98	19.984	-4.996

Tableau IV 7 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appuis.

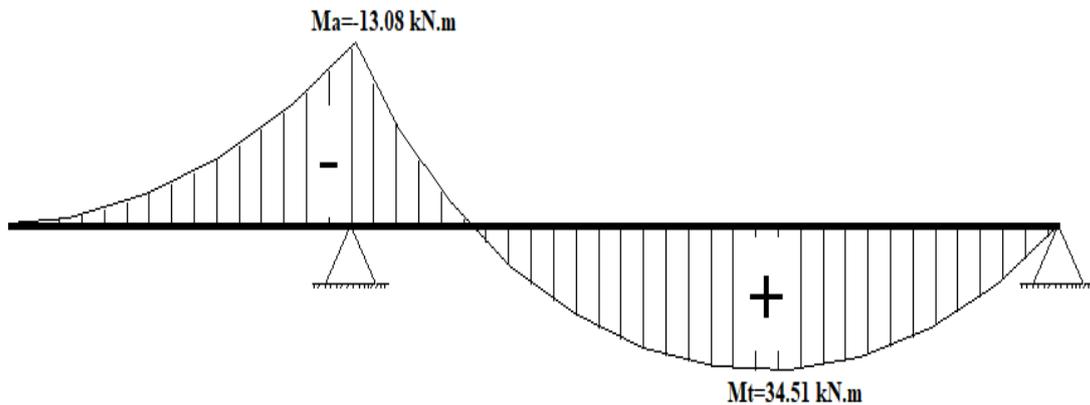


Figure IV 12 : Diagramme des moments en appuis et travées à l'ELU.

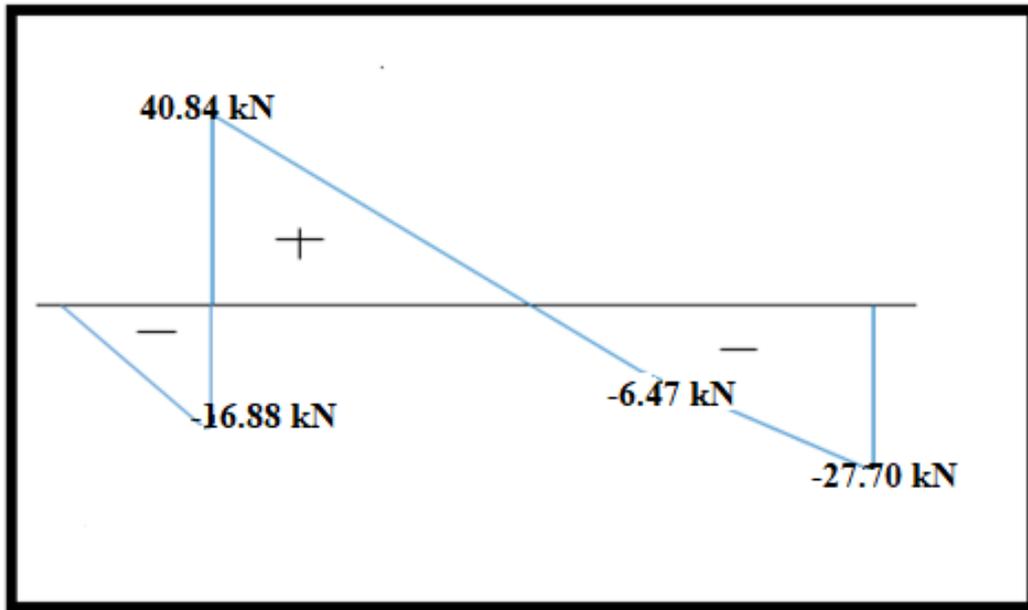


Figure IV 13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

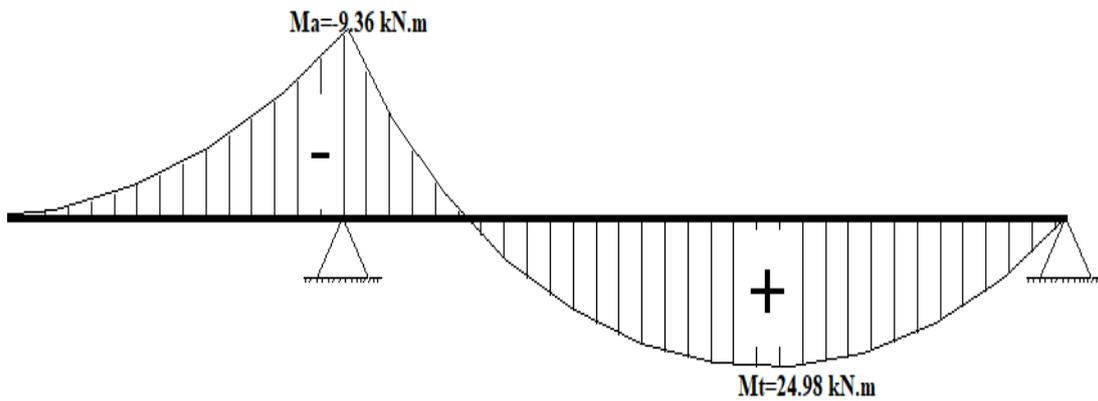


Figure IV 14 : Diagramme des moments en appuis et travées à l'ELS.

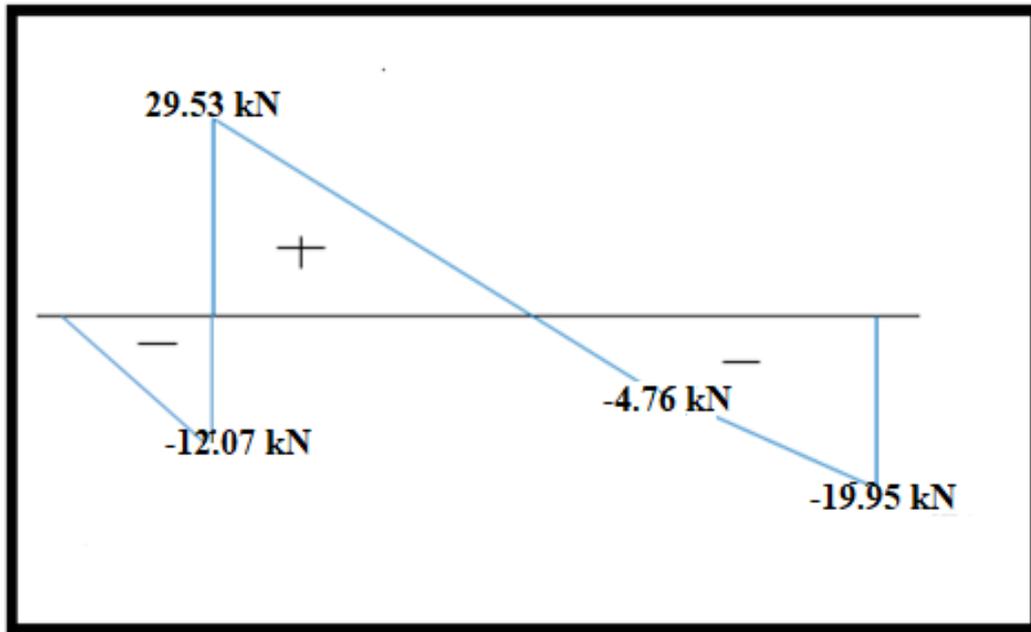


Figure IV 15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

➤ Calcul des armatures :

En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 27.608 \text{ kN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{27608}{14.17 \times 100 \times 14^2} = 0.09$$

$$\mu = 0.09 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{N'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.11$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{27608}{348 \times 0.956 \times 14} = 5.92 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 5.92 \text{ cm}^2$$

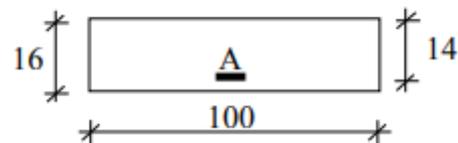


Figure IV 16 : Section de calcul.

➤ **Choix des armatures :**

5T12 → A= 5.65 cm²

(T12 e = 20 cm).

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$M_t^{ser} = 19.984 \text{ kN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $\lambda \leq 1$ ⇒ $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{27608}{19984} = 1.38$

$\alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.05 \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Choix des armatures :**

4T10 → A= 3.14 cm²/ml

En appuis

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -6.902 \text{ kN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6902}{14.17 \times 100 \times 14^2} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.99$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6902}{348 \times 0.99 \times 14} = 1.43 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1.43 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T12 \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/ml$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{ser} = -4.996 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' = \emptyset \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{6902}{4996} = 1.38$$

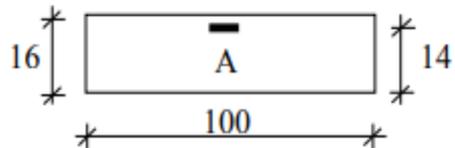


Figure IV 17 : Section de calcul.

$$\alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.024 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$4T10 \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\text{max}} = 40.84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{40840}{100 \times 14 \times 100} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 f_c}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Type d'escalier	Armature long (cm ²)				Armature de répartition (cm ²)			
	A _u calculé		Ferrailage choisie		A _u calculé		Ferrailage choisie	
1	Travé e	Appui s	Travé e	Appui s	Travé e	Appui s	Travé e	Appui s
		4.32	1.07	5T12	5T12	1.41	1.41	4T10

Tableau IV 8 : Section armatures d'escalier.

IV.3.4. Schéma de ferrailage :

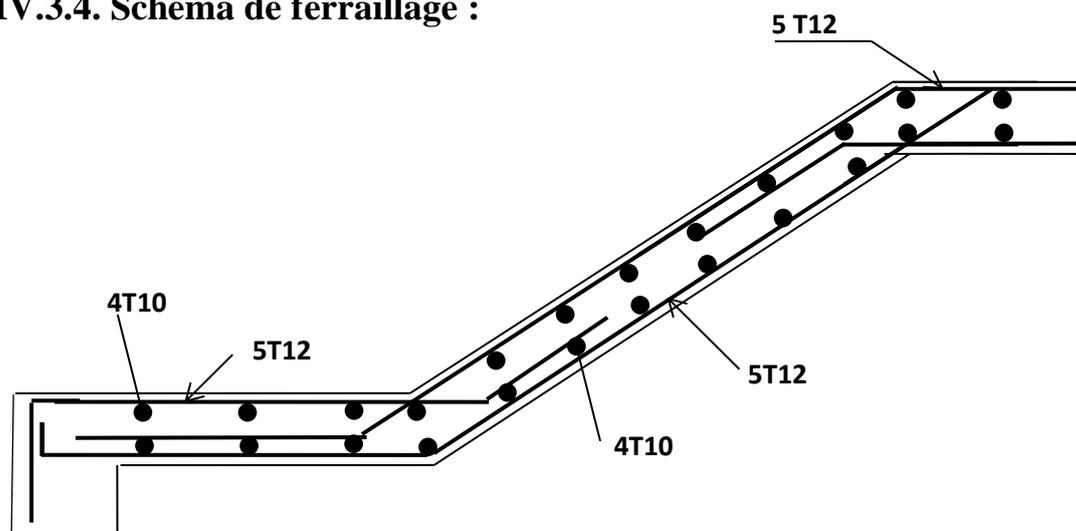


Figure IV 18 : Schéma de ferrailage pour les deux types d'escalier.

IV.5. Etude de la poutre palière :

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire au niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple.

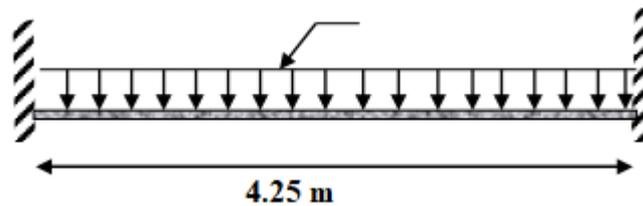


Figure IV 19 : Schéma statique de la console palière.

Pré dimensionnement : d'après le règlement BEAL91 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \frac{424}{15} \leq h \leq \frac{425}{10}$$

On prend : $h=40$ cm ; $b= 30$ cm

Vérification des conditions du RPA :

$$h = 40 \geq 30 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$b = 30 \geq 25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.3 < 4 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des charges :

ELU $\rightarrow R_B = 42.13$ KN (réactions du palier au niveau de l'appui B).

ELS $\rightarrow R_B = 30.34$ KN

L'ELU: $P_U = 1.35 G_0 + R_B$

Calcul des moments

$$M_0 = \frac{P_U \times L^2}{8} = 55.02 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8M_0 = 44.02 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.2M_0 = -11.01 \text{ KN.m}$$

$$V_U = \frac{P_U \times L}{2} = 55.02 \text{ KN}$$

IV.5.1. Le ferrailage :

On a : b = 30 cm ; h = 35 cm

On utilise le logiciel SOCOTEC pour calculer le ferrailage.

	M (KN.m)	A socotec (cm ²)	A choisie (cm ²)	Barres choisies
Travée	44.02	3.37	3.39	3T12
Appui	-11.01	1.94	3.39	3T12

Tableau IV 9 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la section minimale exigée par le RPA

$$3HA12 + 3HA12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} ; T_{u\max} = 55.02 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{55.02 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.32} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de l'espacement

D'après CBA93 (l'article A.5.1.2.2 et Article A.5.1.2.3)

$$St \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

On prend : St = 15 cm

Calcul des armatures transversales :

$$A_{\text{trans}} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e}$$

$$A_{\text{trans}} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

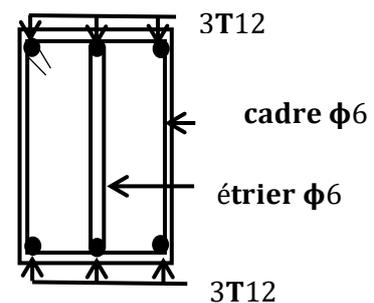


Figure IV 20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3ft28)}{0.9 f_e}$$

$$A_{trans} \geq 0.287 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.45\text{cm}^2; 0.287\text{cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA6 = 0.57 cm² (1 cadre+1 étrier).

Vérification à L'ELS

	<i>Mser (KN.m)</i>	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_b (MPa)	σ_{bc} ≤ σ_b
Travée	41.86	8.78	33017.05	5.82	15	Vérifiée
Appui	-8.37	8.78	33017.05	3.42	15	Vérifiée

Tableau IV 10 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{4} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.1 > \frac{M_t}{18 \times M_0} = \frac{41.86}{18 \times 55.02} = 0.042 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 31.5} = 0.001 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

V.1. Introduction :

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface terrestre. Vu que notre projet est situé à Mostaganem qui est une zone de moyenne sismicité IIa, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à ce phénomène et cela impose l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage et de définir un modèle structural qui vérifie les conditions et les critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

V.3. Modélisation de la masse :

La charge des planchers WP est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le tableau (4.5 RPA99 version 2003) avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (Massesource).

La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 kN/m^3

V.4. Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ROBOT structural qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

➤ Présentation du logiciel :

« Autodesk ROBOT » est un logiciel de calcul, d'analyse et la modélisation en 3D.

C'est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures, il offre une interface utilisable intuitive, puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction et simplifie le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie

de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.

- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
 - Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M , efforts tranchants T , efforts normaux, contraintes σ ...).
- **Etape de modélisation :**
- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux)
 - Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons de chargements)
 - Définir la géométrie du modèle
 - Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes
 - Appliquer les charges
 - Spécifier les options d'analyse (effet p-delta ; options d'analyse modale)
 - Définir le spectre de réponse (selon la norme) qui va être utilisé pour l'analyse spectrale.
 - Exécuter l'analyse et afficher les résultats (modale et spectrale).
 - Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation de résultats).

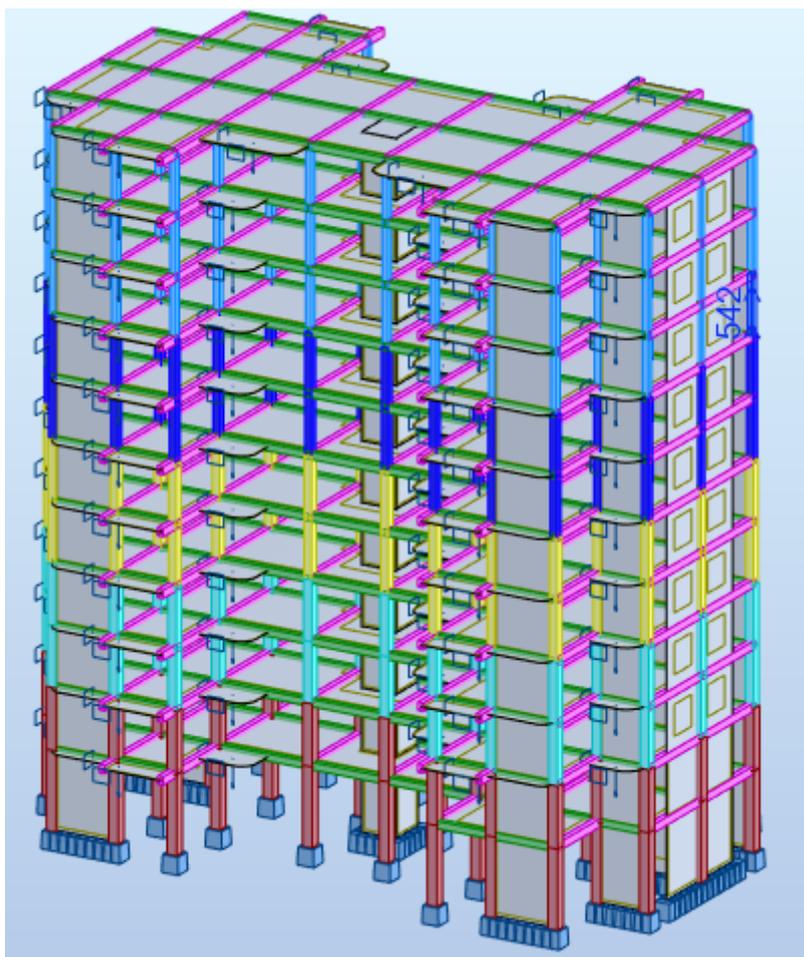


Figure V 1 : Modélisations en 3D par ROBOT structural.

➤ **Détermination des charges :**

Pour notre structure, on a trois types:

• **Charge permanente G :**

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

• **Charge d'exploitation Q :**

Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

• **Les forces sismiques E :**

Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

➤ **Déterminations des combinaisons :**

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $0.8G + E$
- $0.8G - E$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $G + 0.2Q$

V.5. choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99Art4.1.2). La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

V.5.1. La Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V.5.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Utilisée par un personnel qualifié, elle donne l'accélération du sol par rapport au temps, et indique les ondes exercées.

V.5.3. La méthode d'analyse modale spectrale :

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

➤ Détermination du paramètre du spectre de réponse :

Le terme spectre de réponse désigne une accélération maximale d'un oscillateur simple en fonction de sa période propre et de son amortissement critique permettant ainsi de déterminer, selon les fréquences caractéristiques des bâtiments et des équipements, l'accélération (et donc la force) maximale à laquelle ils seraient soumis.

Comme expliqué dans le RPA99v2003, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour déterminer le spectre de réponse, on doit calculer plusieurs paramètres qui sont :

➤ Coefficient d'accélération du sol « A » :

Coefficient qui dépend de la zone sismique du site et le groupe d'usage de l'ouvrage illustrée dans un tableau (RPA99v2003. Tableau4.1)

Implantation à MOSTAGENEM : Zone IIa

Ouvrage de type habitation : Groupe d'usage 2

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	I	Ia	Ib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V 1 : Coefficient d'accélération A.

Donc : $A = 0.15$

➤ **Période fondamentale (T) :**

Selon le RPA 99 version 2003 (Article 4.2.4) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

$$T1 = Ct \cdot hN^{3/4}$$

$$T2 = 0.09 \times hN / \sqrt{Dx}$$

$$T3 = 0.09 \times hN / \sqrt{Dy}$$

$$Temp = \min (T1 ; T2 ; T3)$$

- hN = hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). **$hN = 34.6 \text{ m}$**
- Ct = coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par **le tableau 4.6 page 42 RPA99**.

Pour notre cas : **$Ct = 0.05$**

- Dx et Dy : sont les dimensions de la structure mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$**Dx = 31.20m** \quad ; \quad **Dy = 20m**$$

$$T1 = 0.05 \cdot (34,6)^{3/4} = 0.713 \text{ s}$$

$$T2 = 0.09 \times (34,6) / \sqrt{31.20} = 0.557 \text{ s}$$

$$T3 = 0.09 \times (34,6) / \sqrt{20} = 0.696 \text{ s}$$

$$Temp = \min (0.713 s ; 0.557s ; 0.696 s)$$

On prend : **Temp = 0.557 s**

➤ **Calcul de la période T1 et T2 :**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, la catégorie du site est « Sol meuble » Notée « S3 », Et en se référant au **tableau 4.7 du RPA99v2003**, la période caractéristique associée à la catégorie de site est :

$$T_1 = 0,15 s \quad , \quad T_2 = 0.50 s$$

➤ **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Selon le RPA 99 version 2003, Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ (%) : est le Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on prend : $\xi = 7 \%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} \geq 0.7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88 \geq 0.7$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

Dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η de la période fondamentale de la structure T (4.2) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 & T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^2 \times \left(\frac{3}{T}\right)^5 & T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$0.5 \leq 0.557 \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_X = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.557}\right)^{2/3}$$

$$D_X = 2.05$$

$$0.5 \leq 0.696 \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_Y = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.696}\right)^{2/3}$$

$$D_Y = 1.77$$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le « **tableau 4.3** » de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini **dans (l'article 3.4 du RPA 99 version 2003)** Dans notre structure ; on a un système par des voiles porteurs en béton armée.

Donc le Coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=3.5**

➤ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_{qi}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"

Critère q	Pq	
	Longitudinal	Transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0,05
Contrôle de qualité de l'exécution	0.1	0.1
$\sum_{i=1}^6 p_q$	0.15	0.15

Tableau V 2 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

$$Ql = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.20$$

$$Qt = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.20$$

Coefficient	A	R	Site	Qx	Qy	ξ	T	T ₁	T ₂
	0.15	3,5	S3	1.20	1.20	7%	0.557	0.15	0.5

Tableau V 3: Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage.

➤ **Spectre de réponse de calcul :**

D'après le RPA99v2003 (4.3.3), l'action sismique est :

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

En fonction du calcul du mode spectral et en remplaçant les paramètres du spectre, on dessine le graphe par rapport à la période fondamentale T :

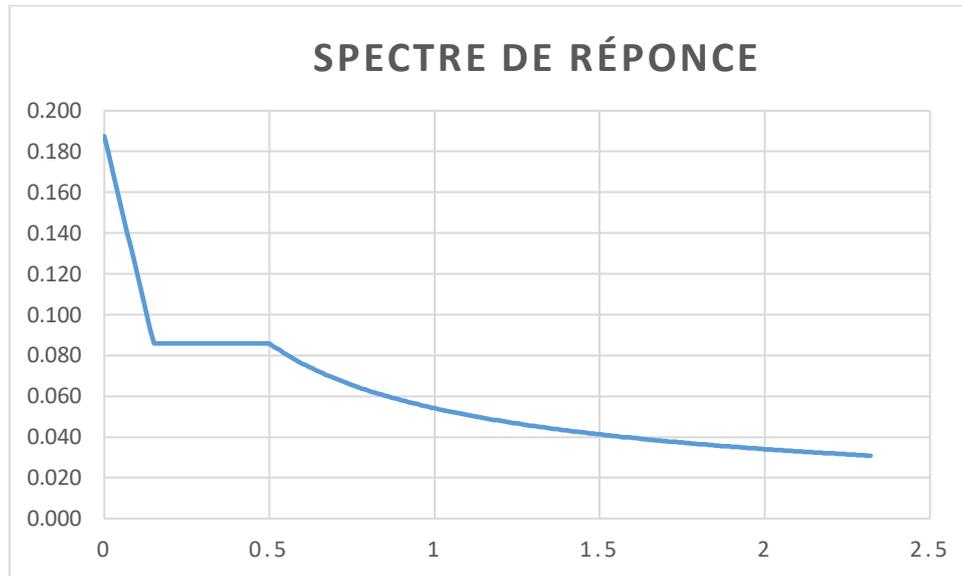


Figure V 2 : Diagramme du spectre de réponse.

➤ **Choix de la disposition des voiles :**

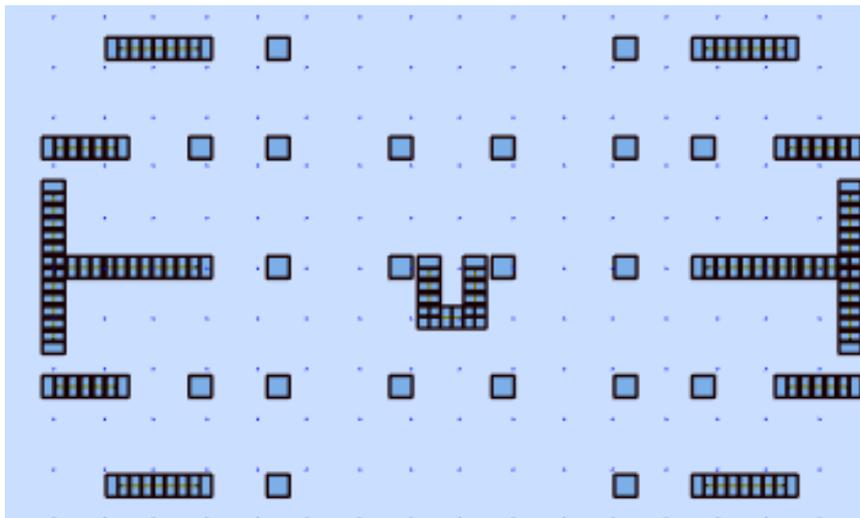


Figure V 3 : Disposition des voiles.

V.6. Modélisation :

V.6.1. Nombre de modes à considérer :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, 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 totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites le nombre minimal des modes (K) doit être :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_k la période du mode K.

Mode	Période (s)	UX (%)	UY (%)	SUM UX (%)	SUM UY (%)
1	0.81	0.00	69.88	0.00	69.88
2	0.66	65.31	0.00	65.31	69.88
3	0.56	0.01	0.00	65.32	69.88
4	0.23	0.00	16.54	65.32	86.41
5	0.16	0.25	0.00	65.57	86.41
6	0.15	19.97	0.00	85.54	86,41
7	0.11	0.00	6.40	85.54	92.82
8	0.08	0.00	0.00	85.54	92.82
9	0.07	0.03	0.00	85.57	92.82
10	0.07	6.82	0.00	92.39	92.82

Tableau V 4 : Période et facteur de participation massique.

On constate qu'il faut 7 modes (*Sum Uy*) et pour 10 modes (*Sum Ux*) attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- Le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 69.88% de participation de masse modale.
- Le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe X avec 65.31 % de participation de masse modale.
- Le 3^{eme} mode est mode torsion.

V.6.2. Justification vis-à-vis la force sismique :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0.8 V_s/V_t$.

➤ **Détermination de la force sismique statique :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

W : Poids total de la structure.

On a : $W = 49814.04KN$

$$V_{sx} = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.20}{3.5} \times 49814.06$$

$$V_{sy} = \frac{0.15 \times 1.77 \times 1.20}{3.5} \times 49814.06$$

$$V_{sx} = 5253.03KN$$

$$V_{sy} = 4529.34KN$$

$$0.8 V_{sx} = 4202.42KN$$

$$0.8 V_{sy} = 3623.47KN$$

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

V (KN)	0.8V statique (KN)		V dynamique (KN)		0.8 Vs < Vd
	Vx	Vy	Vx	Vy	
L'effort tranchant à la base	4202.42	3623.47	5253.03	4529.34	C.V

Tableau V 5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

V.6.3. Vérification de déplacement :

➤ Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

D'après la modélisation de notre structure par logiciel ROBOT Le déplacement total de chaque niveau est donné ci-dessous :

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	δkx = R * δ_{ekx} (mm)	δky = R * δ_{eky} (mm)	$0,01h$ (mm)	Observation Δkx < $0,01h$	Observation Δky < $0,01h$
Sous-Sol	3094	2,17	3,88	7,595	13,58	30,94	cv	cv
RDC	3060	3,52	5,72	12,32	20,02	30,6	cv	cv
1 ^{er} étage	3000	4,74	7,26	16,59	25,41	30	cv	cv
2 ^{me} étage	3000	5,768	8,15	20,188	28,525	30	cv	cv
3 ^{me} étage	3000	6,61	8,8	23,135	30,8	30	cv	cv
4 ^{me} étage	3000	7,22	8,93	25,27	31,255	30	cv	cv
5 ^{me} étage	3000	7,68	9	26,88	31,5	30	cv	cv
6 ^{me} étage	3000	7,92	8,68	27,72	30,38	30	cv	cv
7 ^{me} étage	3000	8,04	8,39	28,14	29,365	30	cv	cv
8 ^{me} étage	3000	8	7,89	28	27,615	30	cv	cv
7 ^{me} étage	3000	7,86	7,33	27,51	25,655	30	cv	cv

Tableau V 6 : Déplacements relatifs de tous les niveaux.

V.6.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 5.9), Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

- Pk : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- Vk: Effort tranchant d'étage au niveau "k" :
- Δk : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : Hauteur de l'étage « k ».

➤ **Sens longitudinal :**

(P-Delta) - Ex							
Niveau	h _k	P	V _x	U _x	Δ _x	Θ _x	Vérification
	mm	KN	KN	mm	mm	mm	
S-S	3094	-49886	1734.37	2.17	- 1.35	0.01255026	CV
RDC	3060	-44267	2596.57	3.52	- 1.22	0.006796963	CV
1	3000	-39523	2603.21	4.74	- 1.02	0.005161989	CV
2	3000	-34991	2375.79	5.76	- 0.85	0.004172935	CV
3	3000	-30464	2168.84	6.61	- 0.61	0.00285605	CV
4	3000	-26071	1861.68	7.22	- 0.46	0.002147285	CV
5	3000	-21671	1685.5	7.68	- 0.24	0.00102859	CV
6	3000	-17394	1329.66	7.92	- 0.12	0.000523252	CV
7	3000	-13101	1167.79	8.04	0.04	-0.000149585	CV
8	3000	-8928.2	785.19	8	0.14	-0.000530633	CV
9	3000	-4763.3	363.75	7.86	7.86	-0.034308783	CV

Tableau V 7 : Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal).

➤ Sens transversal :

(P-Delta) - EY							
Niveau	h_k	P	V_y	U_y	Δ_y	θ_y	check
	mm	KN	KN	mm	mm	0.0141	
Sous-Sol	3094	-49886	2579.65	3.88	- 1.84	0.011500527	CV
RDC	3060	-44267	2483.39	5.72	- 1.54	0.008970795	CV
1	3000	-39523	2234.79	7.26	- 0.89	0.005246618	CV
2	3000	-34991	1930.42	8.15	- 0.65	0.003927284	CV
3	3000	-30464	1806.52	8.8	- 0.13	0.000730742	CV
4	3000	-26071	1487.35	8.93	- 0.07	0.000408999	CV
5	3000	-21671	1409.73	9	0.32	0.000408999	CV
6	3000	-17394	1078.68	8.68	0.29	0.000408999	CV
7	3000	-13101	991.12	8.39	0.5	0.000408999	CV
8	3000	-8928.2	643.58	7.89	0.56	0.000408999	CV
9	3000	-4763.3	270.95	7.33	7.33	0.000408999	CV

Tableau V 8 : Valeur l'effet P- Δ (Sens transversal).**V.7. Conclusion :**

L'étude sismique nous a permis d'évaluer le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment.

Les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (RPA99 ver 2003).

VI.1. Introduction :

Notre structure est un ensemble de poteaux (verticaux), poutres (horizontaux) et voiles, ils sont capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Le calcul de leurs armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitations) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux règlements de calcul utilisée à cette effet, à savoir le règlement de calcul [BAEL91] ; et le règlement [RPA99/Version 2003].

VI.2. Ferrailage des portiques :

VI.2.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont noté comme suit:

- G : Charges permanentes.
- Q : Charges d'exploitations.
- E : Efforts sismiques

➤ Combinaisons prises en compte :

BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G + P \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

➤ Pour les poutres et poteaux :

$$1.35G + 1.5QG + Q \left. \vphantom{1.35G + 1.5QG + Q} \right\} \text{ Combinaisons fondamentales [BAEL91].}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E_x \\ G + Q + E_y \\ 0.8G \pm E_x \\ 0.8G \pm E_y \end{array} \right\} \text{ Combinaisons accidentelles [RPA99/V2003].}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel « **ROBOT** ».

VI.2.2. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30x40) cm².
- Poutres secondaires: (30x35) cm².

➤ Ferrailage réglementaire :

Recommandation du [RPA99/V2003]

a) Armatures longitudinales : [Article7.5.2.1]

- Armatures minimales : 0.5 % B en toute section et en zone II-a,
- Armatures maximale 4 % B => zone courante ; 6 % B => zone de recouvrement.
- Longueur de recouvrement est de 40 Ø pour la zone II-a.

Avec :

B = la section de la poutre.

b) Armatures transversales : [Article7.5.2.2]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

- ✓ L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \sigma \right) \quad \text{ou} \quad S = \min (h/4; 12\phi)$$

- En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$ ou $S = \frac{h}{2}$

Règlement [BAEL91/Article6.1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ROBOT", on obtient les résultats suivants :

Sollicitation	Moment maximal en (KN.m)					
	E.L.U.		E.L.S.		A.C.C.	
	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma
Poutre principale	59.68	-111.50	43.61	-81.31	169.22	-202.91
Poutre secondaire	75.70	-88.35	54.94	-64.20	95.41	-133.79

Tableau VI 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant.

1. Armatures longitudinales :

- **Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

2. Armatures transversales :

- **Conditions imposées par le BAEL.91 :**

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 40 = 1.50 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 35 = 1.27 \text{ cm}^2$

Exemple de calcul :

➤ **Ferrailage de la poutre principale (30×40) cm² :**

- **En travée :**
 - ✓ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 59.68 \text{ KN.m}$$

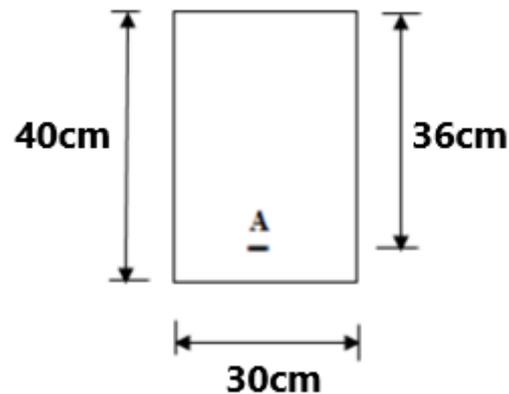


Figure VI 10 : Section de calcul en travée.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{59680}{14.17 \times 30 \times 36^2} = 0.108$$

Avec : $d = h - \frac{h}{10} = 36 \text{ cm}$

$$\mu < \mu_{AB} \Rightarrow \text{N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.144$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.942$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{59680}{348 \times 0.942 \times 36} = 5.05 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 43.610 \text{ KN.m}$$

Flexion simple Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$ Acier FeE400 : Fissuration peu nuisible	}	$\Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
---	---	---

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{59680}{43610} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > \alpha = 0.119 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Situation accidentelle (ACC) :**

$$M_t^{Acc} = 169.22 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{169220}{18.48 \times 30 \times 36^2} = 0.235$$

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.48 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \delta_b = 1.15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0.235 < \mu_{AB} = 0.379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

Avec : $\delta_s = 1$ (situations accidentelles)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.34$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.864$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_t^{Acc} = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{169220}{400 \times 0.864 \times 36} = 11.36 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}) = 5.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T16 \longrightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2$$

a. En appuis

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -111.50 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{111500}{14.17 \times 30 \times 36^2} = 0.202$$

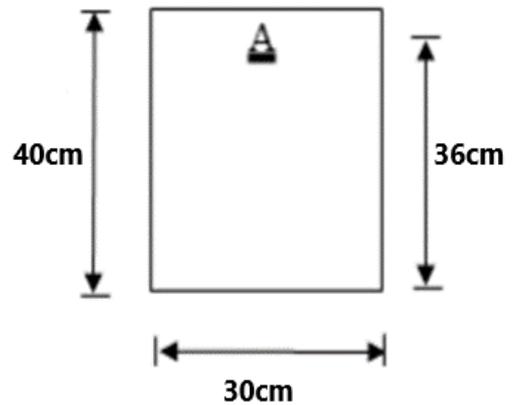
$$\mu = 0.202 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{A}' \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.285$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.919$$

Figure VI 2 : Section de calcul en appuis.



➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{111500}{348 \times 0.919 \times 36} = 9.68 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{ser} = -81.31 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{111500}{81310} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > \alpha = 0.206 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

Situation accidentelle (ACC) :

$$M_a^{Acc} = -202.91 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{202910}{18.48 \times 30 \times 36^2} = 0.282$$

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.48 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \delta_b = 1.15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0.282 < \mu_L = 0.379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.436$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.826$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{202910}{400 \times 0.826 \times 36} = 17.06 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}, A_{min}) = 9.68 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T14+3T12 \longrightarrow A = 7.70+3.39=11.09 \text{ cm}^2$$

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

$$T_u^{\max} = 83000 \text{ N}$$

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**
[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u^{\max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 36 \Rightarrow a = 32.4 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 83000 \text{ N} \leq 0.267 \times 32.4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 6488100 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales [Article CBA93/A.5.1.3.2] :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u^{\max} + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l = 7.70 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \times 10^{-2} \times \left[83000 + \frac{111500}{0.9 \times 36} \right] = 2.48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1] :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{83000}{30 \times 36 \times 100} = 0.768 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.768 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales : [Article BAEL91/4.2.3]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$

(1 cadre +1 étrier).

L'espaceur des armatures transversales [Article CBA93/A.5.1.2.2/ A.5.1.2.3] :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0.80 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.80 \times 2.01 \times 235}{30 \times (0.768 - 0.3 \times 2.1)} = 91.27 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(32.4; 40) = 32.4 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003)

- **Zone nodale**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2; 30\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \delta_t = 20 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

Vérification des armatures transversales :

- Zone nodale

$$A_t = 0.003 \times \delta_{t4} \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

- Zone courante

$$A_t = 0.003 \times \delta_{t4} \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40 \phi_{\max}$

Types de poutres		A _{min} [cm ²]		Armatures choisies (RPA)	A _{cor} [cm ²]
		BAEL	RPA		
Poutre principale	Travée	1.63	6	5T14	7.70
	Appuis			5T14	7.70
Poutre secondaire	Travée	1.27	5.25	3T14+3T12	8.01
	Appuis			5T14	7.70

Figure VI 2 : Tableau récapitulatif de ferrailages trouvé par ROBOT EXPERT.

VI.3. Dessin de ferrailage de la poutre principale :

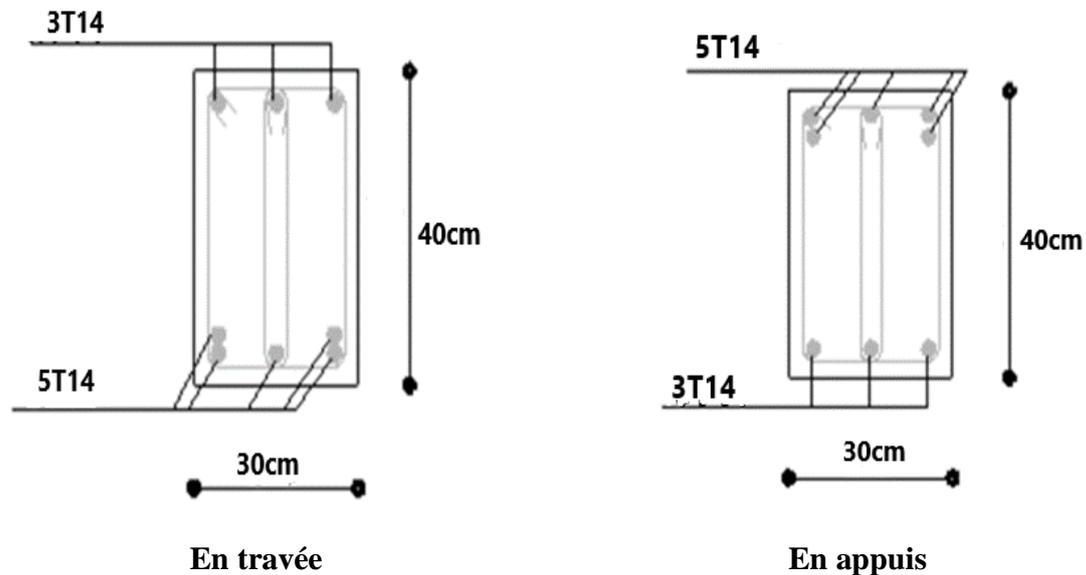


Figure VI 3 : Ferrailage de la poutre principale.

VI.4. Dessin de ferraillage de la poutre secondaire :

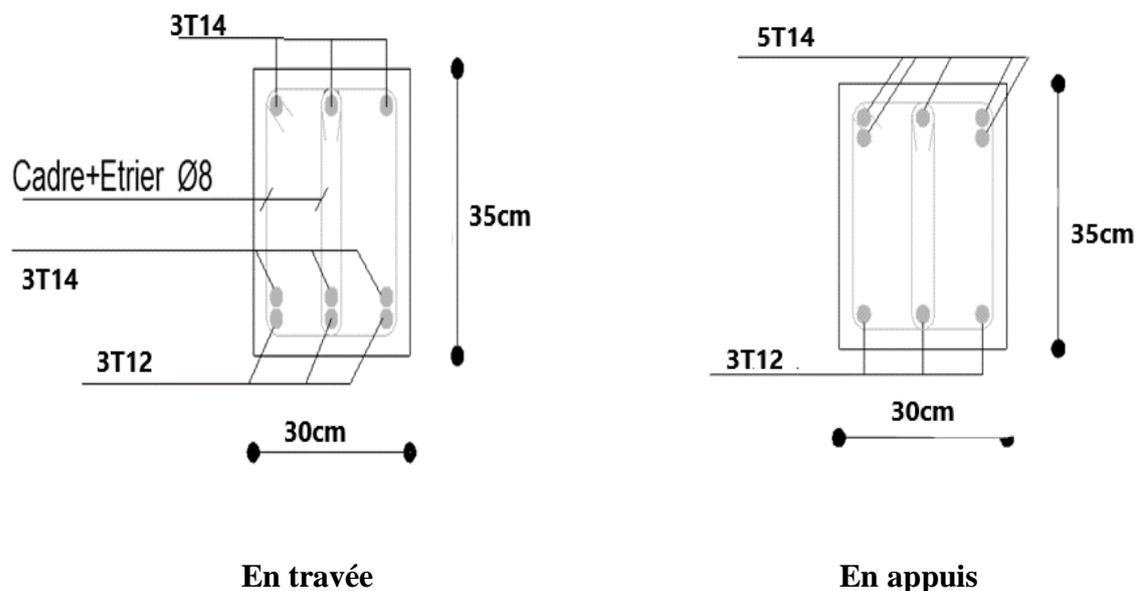


Figure VI 4 : Ferraillage de la poutre secondaire.

VI.5. Les poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023**.

VI.5.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

➤ **Selon BAEL 91 (combinaison fondamentale)**

$$E L U \dots\dots\dots 1.35G + 1.5 Q$$

$$E L S \dots\dots\dots G + Q$$

➤ **Selon RPA 99/V2003 (situation accidentelle)**

$$G + Q \pm 1.2^E$$

VI.5.2. Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux
- Poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température;
- Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

VI.5.3. Etude de ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

➤ **Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier :**

Situation		Béton			Acier	
	γ_β	F_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_σ	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI 3 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

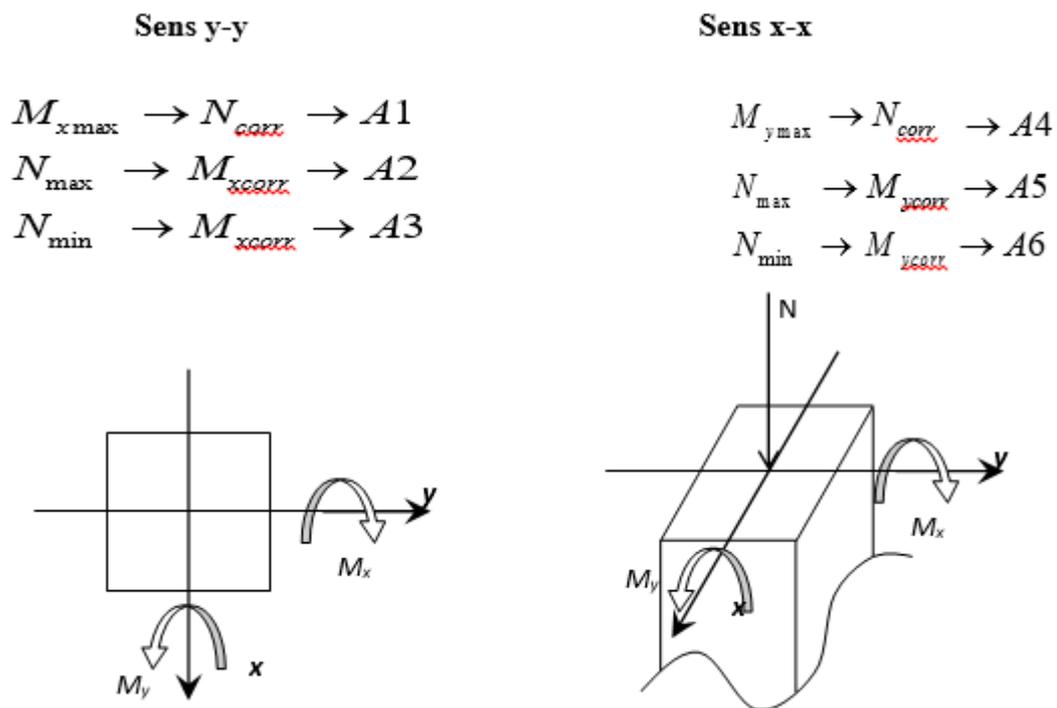


Figure VI 5 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide du logiciel ROBOT sous les combinaisons d'actions suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1.35G+1.5Q) pour la situation durable et (G + Q - E) et (0.8G - E) pour la situation accidentelle. **[RPA99/V2003]**

➤ **Le ferrailage :**

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

➤ **Les armatures longitudinales :**

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

➤ **Conditions de RPA99 (version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ✓ 4% en zone courante et
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ✓ 40ϕ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale(zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre
- Des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$$

Avec :

- h: Hauteur de la poutre;
- b et a : Section d'un poteau;
- h_c: Hauteur libre entre deux étages.

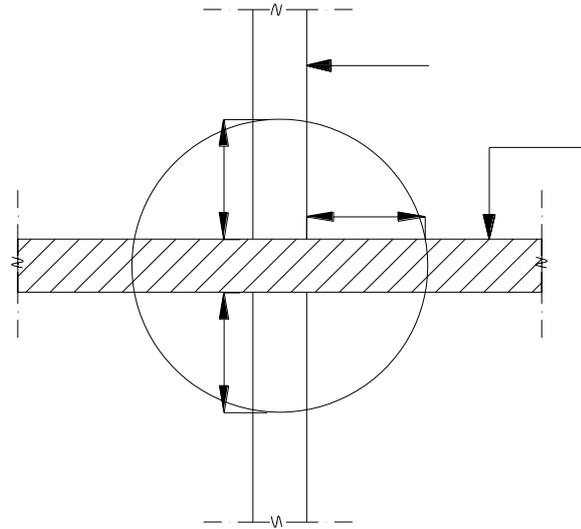


Figure VI 6 : La zone nodale.

➤ Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21] :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$A_l \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de périmètre

$0.2\% \leq A_l \leq 5\% B$ => Pour une section entièrement comprimée.

Avec :

B= section totale du poteau

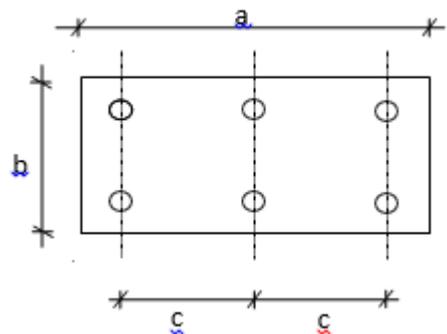
$A_{min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B$ pour une section entièrement tendu

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit

Respecter la condition suivante :

$C < \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$

Avec b : la petite coté du rectangle.



Les armatures transversales :

➤ **Conditions de RPA99 version 2003**

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} > \frac{\rho_a \times T_u}{\delta \times F_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \gamma_g > 5 \\ \rho_a = 3.7 \quad \text{Si } \gamma_g > 5 \end{array} \right. \quad \text{avec : } \gamma_g = \frac{L_f}{a}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm})$ (Zone II-a).

Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_1$ (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$$

$$\gamma_g = \frac{L_f}{a} \text{ Ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec :

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

➤ **Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{lmax}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur : $\delta_t = \min (15\phi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10\text{cm})$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

ϕ_{lmin} : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

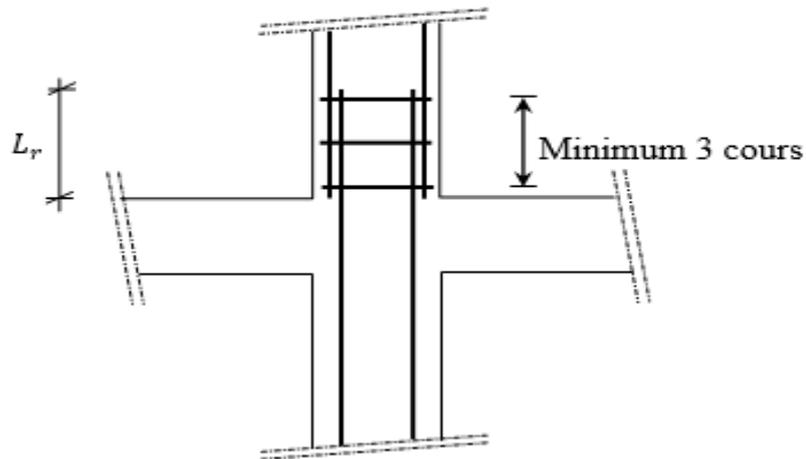


Figure VI 7 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.

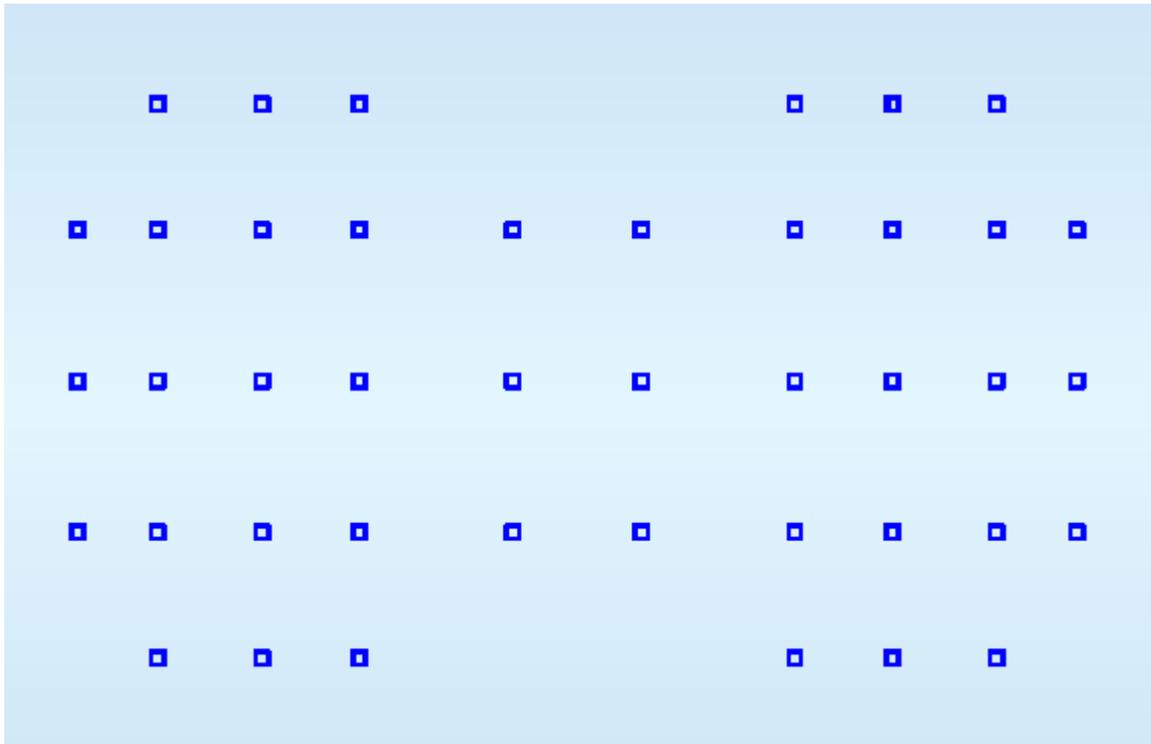


Figure VI 8 : La position des poteaux dans la structure.

- Pour la conception de nos poteaux, nous avons 5 types de poteaux à ferrailer :
 - Poteaux $(50 \times 50) \text{cm}^2$: pour les niveaux (SOU-SOL _ R.D.C)
 - Poteaux $(45 \times 45) \text{cm}^2$: pour les niveaux (1^{ier} _ $2^{\text{ième}}$ Etage)
 - Poteaux $(40 \times 40) \text{cm}^2$: pour les niveaux ($3^{\text{ième}}$ _ $4^{\text{ième}}$ Etage)
 - Poteaux $(35 \times 35) \text{cm}^2$: pour les niveaux ($5^{\text{ième}}$ _ $6^{\text{ième}}$ Etage)

- Poteaux (30× 30)cm² : pour les niveaux (7^{ième} _8^{ième} _9^{ième} Etage)

Sollicitations de calcul :

Combinations		Les efforts	Poteau (50*50)	Poteau (45*45)	Poteau (40*40)	Poteau (35*35)	Poteau (30*30)
1.35G+1.5Q	Cas 1	N _{max} [KN]	2173.49	1662.44	1257.20	833.19	530.67
		M _{xcor} [KN.m]	13.70	5.21	14.77	18.21	18.77
		M _{Ycor} [KN.m]	0.02	0.71	1.12	1.36	1,32
G + Q ± E 0.8G ± E	Cas 2	N _{max} [KN]	879.43	643.17	489.89	300.57	221.99
		M _{xmax} [KN.m]	30.65	54.91	65.88	47.71	58.55
		M _{Ycor} [KN.m]	14.78	15.58	16.50	0.49	14.04
	Cas 3	N _{cor} [KN]	1587.30	1216.48	920.97	647.89	390.12
		M _{xcor} [KN.m]	29.59	24.43	25.82	26.65	13.68
		M _{Ymax} [KN.m]	92.59	103.91	97.13	75.00	49.39
	Cas 4	N _{min} [KN]	1336.43	860.52	502.91	265.82	128.47
		M _{xcor} [KN.m]	11.72	8.07	2.23	8.70	7.04
		M _{y_{cor}} [KN.m]	24.0	21.04	20.24	0.70	0.55

VI.5.4. Calcul des armatures :

Exemple de calcul : Poteau (50×50) cm

Les armatures longitudinales :

b = 50 cm h = 50 cm d = 45 cm c = 5 cm

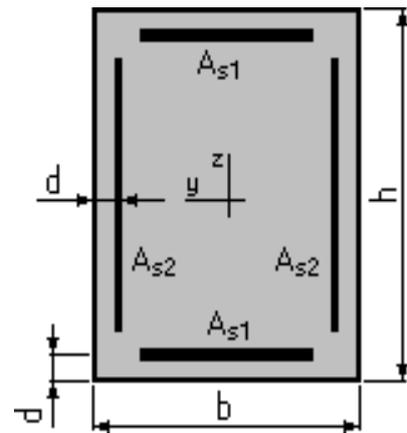
1^{ère} Cas :

Sens y-y :

N = 2173.49 KN M = 0.02 KN.m

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.02}{2173.49} = 9.2 \times 10^{-6} \text{ m} < e = \frac{h}{2} = 4.16 \text{ m}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.



➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A_1 = \frac{N - 100 \times b \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{2173490 - 100 \times 50^2 \times 14.17}{100 \times 348} < 0$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ Calcul de l'élanement :

$$\gamma = 3.46 \frac{lf}{h}$$

Avec :

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

[BAEL91/VI.3]

$$L_f = 0.7 \times 4.50 = 315 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \gamma = 3.46 \frac{315}{50} < \max(50 ; 67 \times \frac{e}{50}) = 50 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$\frac{e}{h} = \frac{0.00092}{50} = 1.84 \times 10^{-5} < 0.75 \text{ donc } \alpha = 1 + 0.2 \left(\frac{\gamma}{35}\right)^2 = 1.077$$

$$N_1 = \alpha_1 \times N = 1.077 \times 2173.49 = 2340.84 \text{ KN}$$

{

$$M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 43.48 \text{ kN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{43.48}{2340.84} = 0.018 \text{ m} = 1.8 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

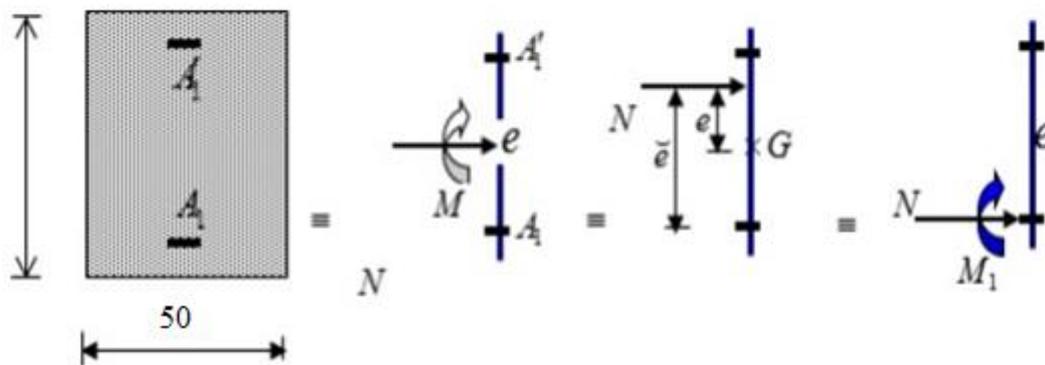


Figure VI 9 : Position de N1, M1 et M'1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1 (d - c_1) - M_1$$

$$= (0.337 \times 50 - 0.81 \times 5) \times 14.17 \times 50^2 \Rightarrow (1) = 453.440 \text{ KN.m}$$

$$= N_1(d - c) - M_1 = 2340.84 \times 10^{-2} \times (45 - 5) - 510.30 \Rightarrow (2)$$

$$= 426.036 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

$$\text{Avec : } e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 21.8 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2340.84 \times 21.8 \times 10^{-2} = 510.30 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) : Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{510300}{14.17 \times 50 \times 45^2} = 0.35$$

$$\mu = 0.35 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A \text{ n'existe pas et ;}$$

$$100\varepsilon_s > 100\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.565$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.774$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{510300}{348 \times 0.774 \times 45} = 42.10 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 42.10 - \frac{2340840}{100 \times 348} = -25.16 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$N = 2173.49 \text{ KN}$$

$$M_x = 13.70 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13.70}{2173.49} = 6.03 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.603 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 4.16 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

➤ Etat limite ultime (E.L.U):

$$A_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s} = \frac{2173490 - 100 \times 50^2 \times 14.17}{100 \times 348}$$

$$A_1 = -39.33 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ Calcul de l'élanement :

$$\gamma = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$\Rightarrow \gamma = 3.46 \times \frac{315}{50} < \max(50 ; 67 \times \frac{e}{50}) = 50 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$\frac{e}{h} = \frac{0.00092}{50} = 1.84 \times 10^{-5} < 0.75 \text{ donc } \alpha = 1 + 0.2 \left(\frac{\gamma}{35}\right)^2 = 1.077$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1.077 \times 2173.49 = 2340.84 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 60.93 \text{ KN.m}$$

➤ Position du point d'application de l'effort N_1 :

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{60.93}{2340.84} = 0.026 \text{ m} = 2.6 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

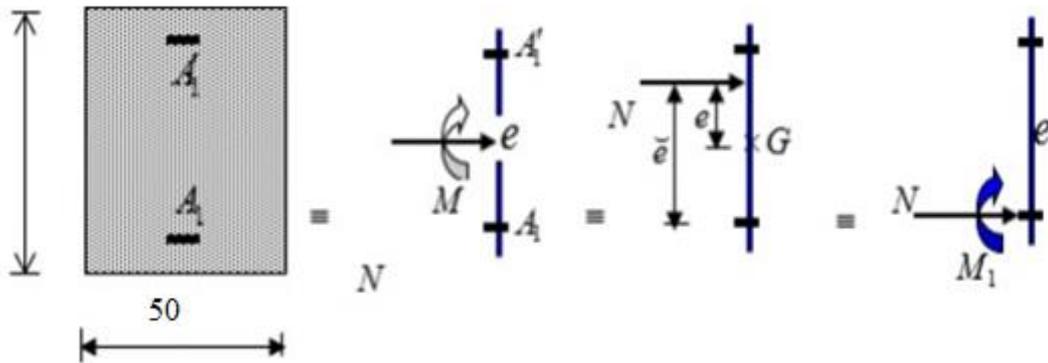


Figure VI 10 : Position de N1, M1 et M'1 sur la section transversale.

➤ Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1 (d - c_1) - M_1$$

$$= (0.337 \times 50 - 0.81 \times 5) \times 14.17 \times 50^2 \Rightarrow (1) = 453.440 \text{ kN.m}$$

$$= 2340.84 \times 10^{-2} (45 - 5) - 529.02 \Rightarrow (2) = 407.316 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - C \right) = 22.6 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2340.84 \times 22.6 \times 10^{-2} = 529.02 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) : Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{529020}{14.17 \times 50 \times 45^2} = 0.36$$

$$\mu = 0.35 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et :}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.58$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.768$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{529020}{348 \times 0.768 \times 45} = 43.98 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = 43.98 - \frac{2340840}{100 \times 348} = -23.28 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas :

Sens X-X

$$N = 879.43 \text{ KN}$$

$$M_x = 30.65 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30.65}{879.43} = 0.034 \text{ m} = 3.4 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4.16 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s} = \frac{879.44 - 100 \times 50^2 \times 14.17}{100 \times 348} = -101.77 < 0 \rightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élançement :**

$$\gamma = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$$3.46 \times \frac{315}{50} < \max(50 ; 67 \times \frac{e}{50}) = 50 \text{ condition vérifiée.}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{l_e}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{3.4}{50} = 0.068 \text{ cm} < 0.75 \text{ cm} \text{ donc } \alpha = 1 + 0.2 \left(\frac{\gamma}{35} \right) = 1.077$$

$$\left\{ \begin{aligned} N_1 &= \alpha_1 \times N = 1.077 \times 879.43 = 947.14 \text{ kN} \\ M'_1 &= N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 51.145 \text{ kN.m} \end{aligned} \right.$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{51.145}{947.14} = 0.0539 \text{ m} = 5.3 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

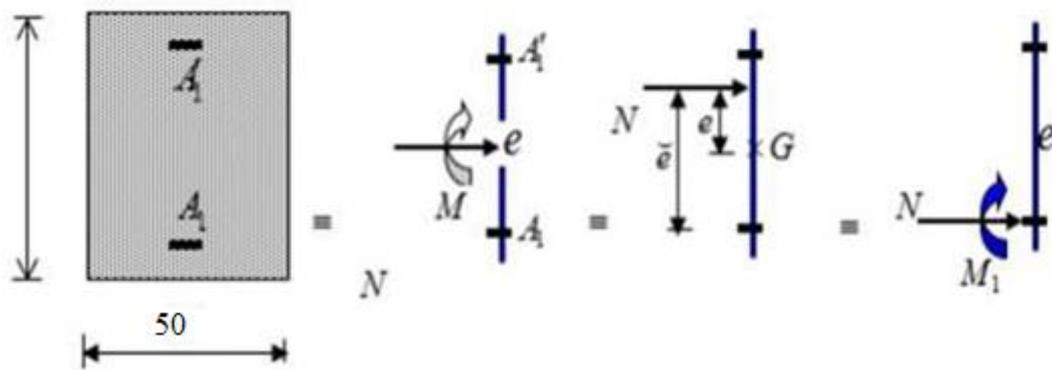


Figure VI 11 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$\begin{aligned} (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h &\leq N_1 (d - c_1) - M_1 \\ = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 5) \times 14.17 \times 50^2 &\rightarrow (1) = 453.440 \text{ kN.m} \\ = N_1 \times (d - C) - M_1 &= 947.14 \times 10^{-2} (45 - 5) \rightarrow (2) = 139.236 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$\begin{aligned} e &= e_1 + \left(\frac{h}{2} - C \right) = 5.3 + \left(\frac{50}{2} - 5 \right) = 25.3 \text{ cm} \\ M_1 &= 947.14 \times 25.3 \times 10^{-2} = 239.62 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

(1) > (2) ⇒ Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{239620}{14.17 \times 50 \times 45^2} = 0.167$$

$$\mu = 0.167 < \mu_1 = 0.379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.229$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.908$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{239620}{348 \times 0.908 \times 45} = 16.85 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = -8.42 < 0 \rightarrow 0 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$N = 879.43 \text{ kN}$$

$$M_x = 14.78 \text{ KN.m}$$

✓ Etat limite de stabilité de forme :

Calcul de l'élanement :

$$\gamma = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0.7 \times L_0$$

[BAEL91/VI.3]

$$\gamma = 3.46 \times \frac{315}{50} < \max\left(50; 67 \times \frac{e}{50}\right) = 50 \text{ Condition vérifiée}$$

$$e_a = \frac{1.6}{50} = 0.032 \text{ cm} < 0.75 \text{ cm}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{315}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{1.6}{50} = 0.032 < 0.75 \rightarrow \alpha = 1 + 0.2 \left(\frac{\gamma}{35}\right) = 1.077$$

$$N_1 = \alpha_1 \times N = 1.077 \times 879.43 = 947.14 \text{ kN}$$

$$M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 31.64 \text{ KN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{31.64}{947.14} = 0.033\text{m} = 3.3 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25\text{cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

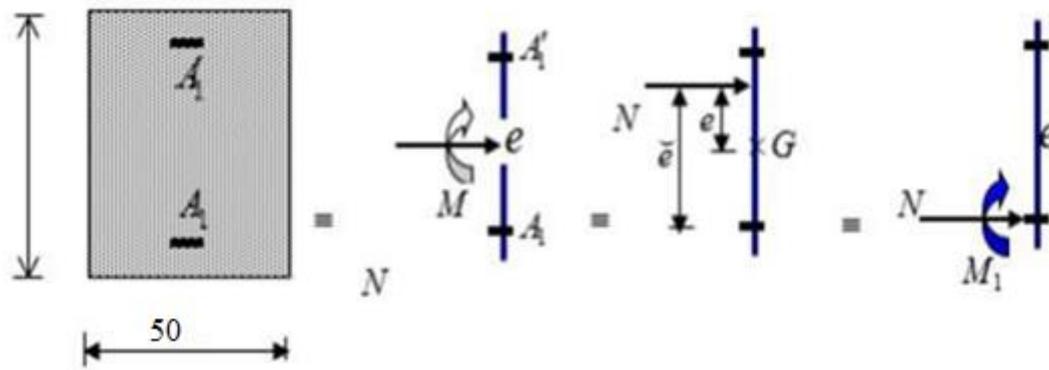


Figure VI 12 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1 (d - c_1) - M_1$$

$$=(0.337 \times 50 - 0.81 \times 5) \times 14.17 \times 50^2 \rightarrow (1) = 453.440 \text{ kN.m}$$

$$=N_1(d - C) = 947.17 \times 10^{-2}(45-5) - 220.69 \rightarrow (2) = 358.178\text{kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - C\right) = 23.3 \text{ cm}$$

$$M_1 = 947.17 \times 23.3 \times 10^{-2} = 220.69 \text{ Kn.m}$$

(1) > (2) : Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{220690}{14.17 \times 50 \times 45^2}$$

$$\mu = 0.53 < \mu_{AB} = 0.379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s < 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.18$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.928$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{220690}{348 \times 0.928 \times 45} = 15.18 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_1}{100 \times \sigma_s} = 15.18 - \frac{947170}{100 \times 348} = -6.29 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas:

Sens y-y :

$$N = 1587.30 \text{ KN}$$

$$M_y = 92.59 \text{ KN.m}$$

Position du point d'application de l'effort N_1 :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{92.59}{1587.30} = 0.058 \text{ m} = 5.8 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

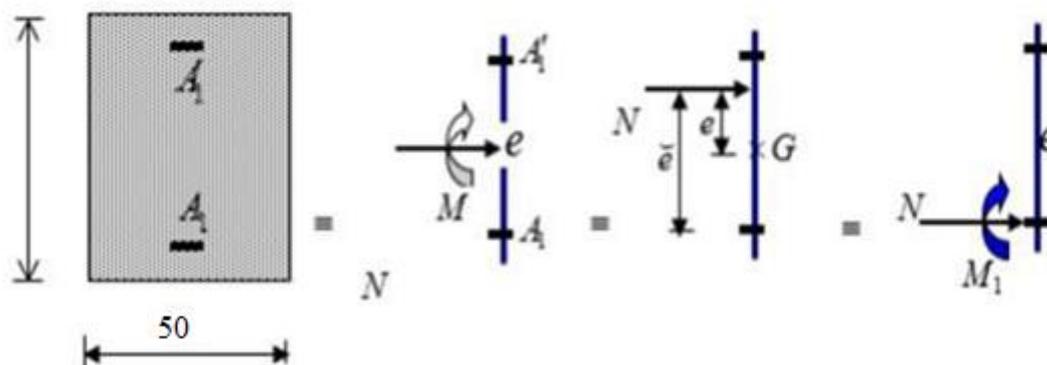


Figure VI 13 : Position de N_1 , M_1 et $M'1$ sur la section transversale.

➤ Vérification si la section est partiellement comprimée :

Etat limite de stabilité de forme :

➤ Calcul de l'élanement :

$$\gamma = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0.7 \times L_0 \quad \text{[BAEL91/VI.3]}$$

$$3.46 \times \frac{315}{50} = 21.7 < \max(50; 67 \times \frac{e}{h}) = 50 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{315}{50}\right) = 2cm$$

$$\frac{e}{h} = \frac{1.7}{50} = 0.034 < 0.75 \text{ donc} \quad \alpha = 1.077$$

$$N_1 = \alpha_1 \times N = 1.077 \times 1336.43 = 1439.33 \text{ kN}$$

$$M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 53.25 \text{ kN.m}$$

➤ Position du point d'application de l'effort N_1 :

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{53.25}{1439.33} \times 1000 = 3.7 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

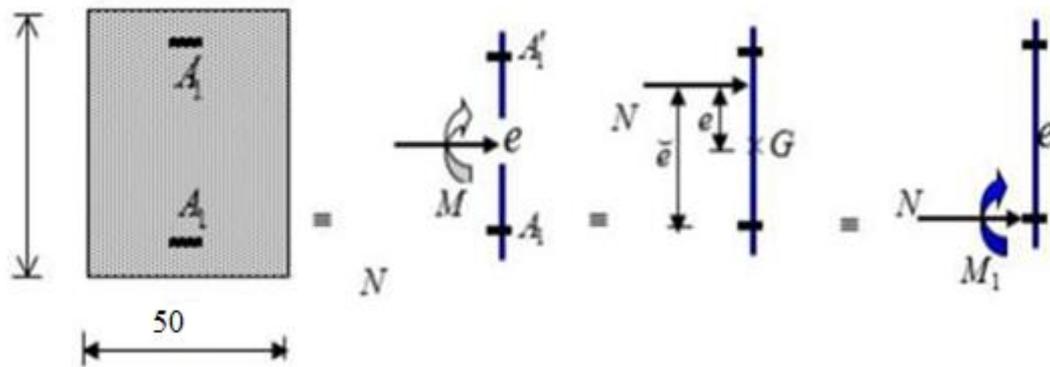


Figure VI 14 : Position de N_1 , M_1 et $M'1$ sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1 (d - c_1) - M_1$$

$$=(0.337 \times 50 - 0.81 \times 5) \times 14.17 \times 50^2 \rightarrow (1) = 453.440 \text{ kN.m}$$

$$=N_1 \times (d - C) - M_1 = 1439.33 \times 10^{-2} \times (45 - 5) - 341.12 \rightarrow (2) = 234.612 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - C\right) = 23.7 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1439.33 \times 23.7 \times 10^{-2} = 341.12 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) : Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{341120}{14.17 \times 50 \times 50^2} = 0.237$$

$$\mu = 0.237 < \mu_1 = 0.379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.5 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.343$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.862$$

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{341120}{348 \times 0.862 \times 45} = 25.27 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 25.27 - \frac{1336430}{100 \times 348} = -13.13 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u^{max} = 24.994 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{24994}{50 \times 45 \times 10^{-2}} = 0.112 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\tau_u = \max(0.2; \frac{f_{c28}}{b}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau = 0.112 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_l = \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{1.6}{3} = 0.53$$

Donc on prendra $\phi_l = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

➤ Espacement des armatures transversales :

✓ Suivant les règles BAEL 91

$$\delta_t \leq \min (15\phi_L, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II-a)

Zone nodale : $\delta_t \leq \min (10\phi_l ; 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_l = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$

Remarque :

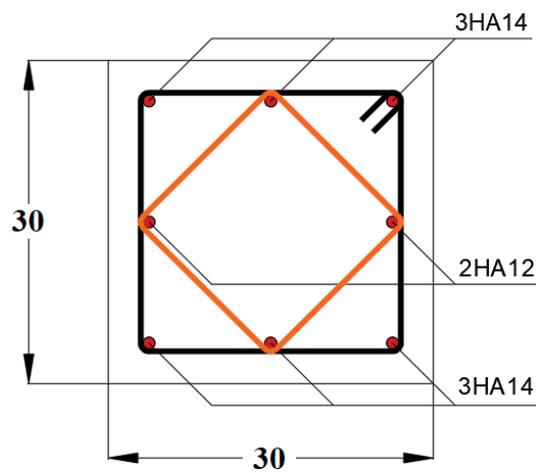
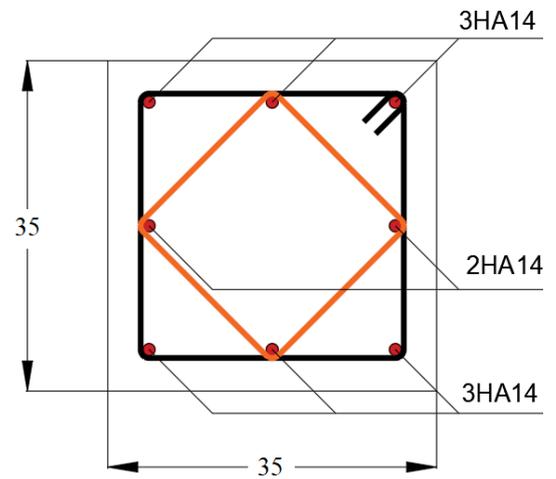
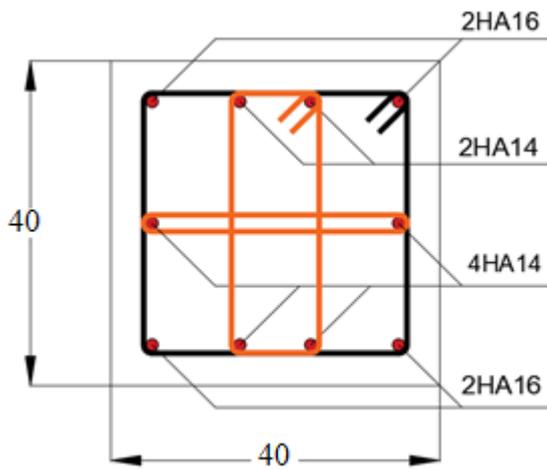
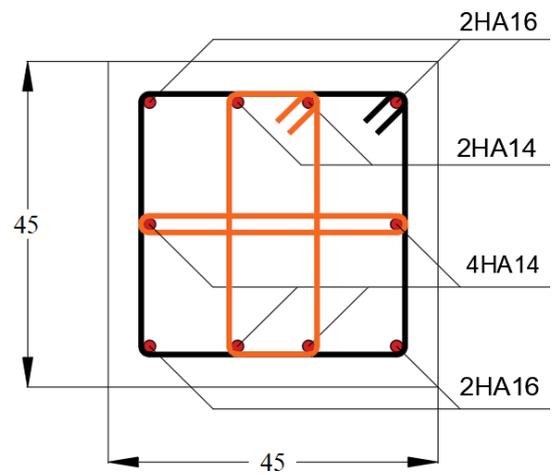
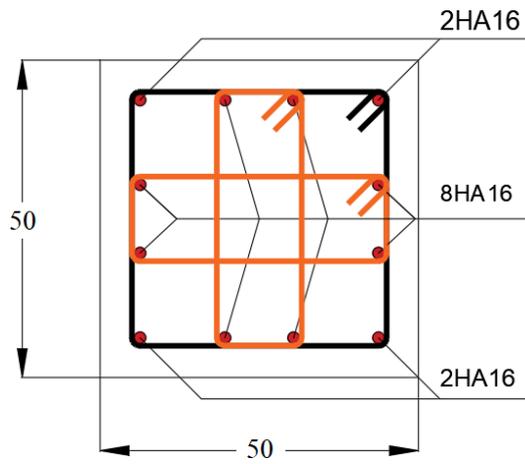
Les armatures des autres poteaux sont obtenues par le logiciel EXERT 2010.

Le ferraillage est résumé dans le tableau suivant :

Sections	A_{cal} [cm ²]	A RPA [cm ²]	Choix	A [cm ²] adopté	Recouvrement
(50x50)	8	20	12T16	24.13	64
(45x45)	7.2	16.2	4T16+6T14	17.28	64
(40x40)	6.4	12.8	4T16+6T14	17,28	64
(35x35)	5.6	9.8	8T14	12.32	56
(30x30)	4.8	7.2	6T14	9.24	56

Tableau VI 4 : Tableau récapitulatif de toutes les armatures.

VI.6. Schéma de ferrailage des poteaux :



VI.7. Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous avons étudiés le ferraillage des différents éléments principaux qui doit répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL91.

La résistance, l'économie sont des facteurs très importants dans 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.

VII.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé, ils peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres.

Dans notre structure ; on distingue deux types des voiles :

- Voile de contreventement,
- Voile périphérique au sous-sol.

VII.2. Les voile de contreventement :

Dans notre projet, la structure est contentée par des voiles et portiques appelées contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage vertical sera calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des moments de flexion M_{xx} et M_{yy} ; tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V , issues des combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

Le ferrailage des voiles en béton armé est composé de :

- Armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).
- Armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, uniformément réparties de pourcentage ρ_H
- Armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

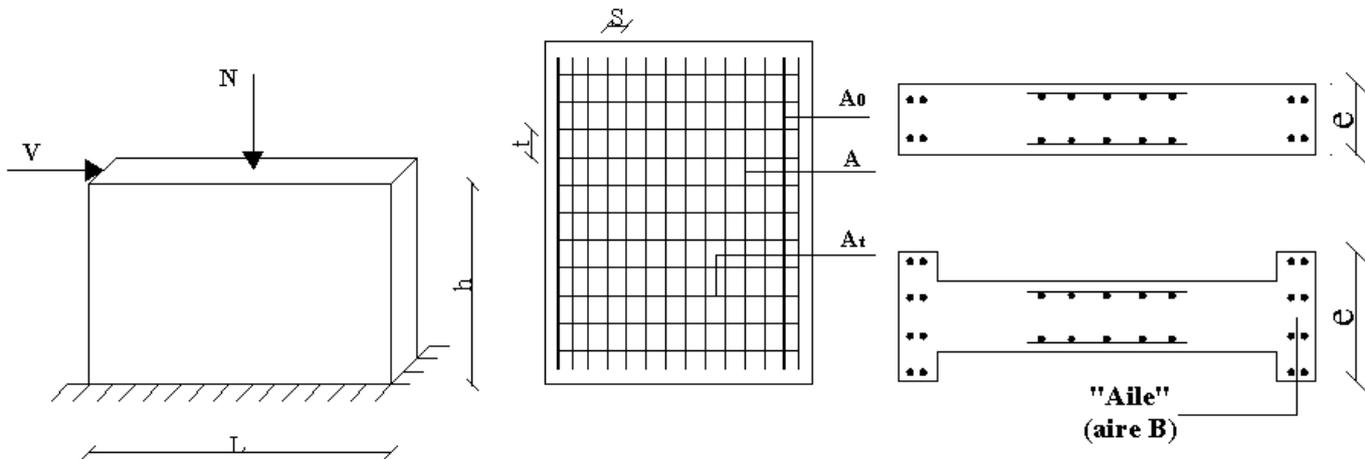


Figure VII 1 : Disposition du ferrailage d'un voile et un schéma d'un voile plein.

➤ **Armatures verticales :**

Les armatures du voile sont sollicités suivant deux sens, ils seront destinés à prendre les effets de la flexion composée et calculé avec l'effort tranchant [RPA99/7.7.4], ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles ; d'après [Article7.7.1.1].

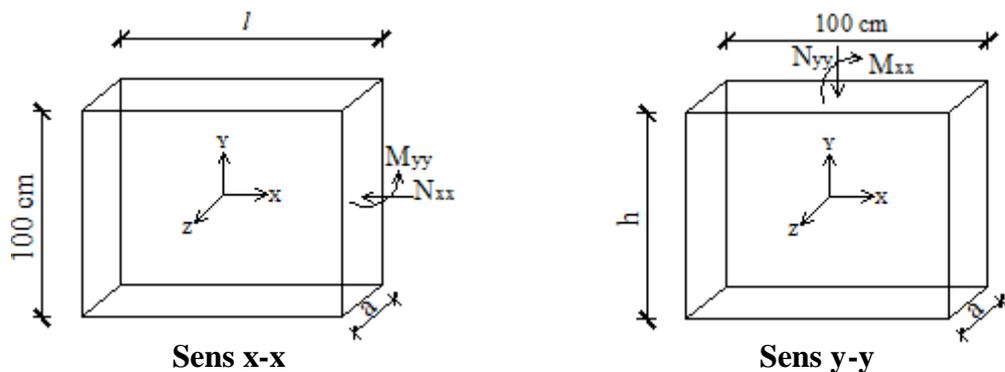


Figure VII 2 : Les sollicitations de calcul du voile.

➤ **Condition du RPA99 (version 2003) [7.7.4.1] :**

- ✓ A chacune des extrémités du voile → $AV \geq 4HA10$.
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V$$

$$A'_v = \max (A_1; A_2).$$

➤ **Espacement des barres verticales :**

- $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) : l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
- Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e.$

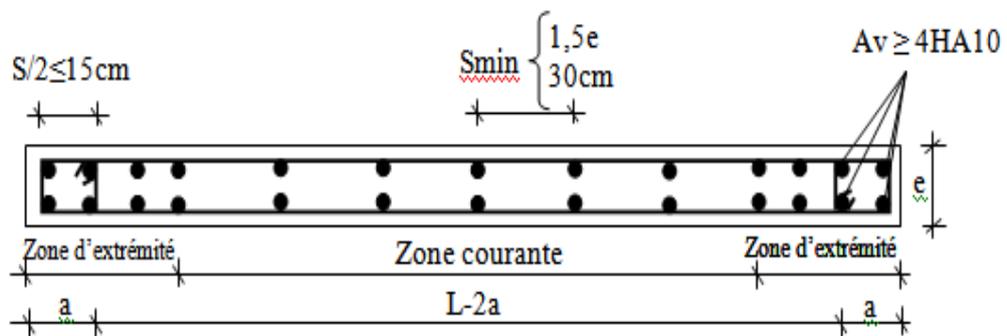


Figure VII 3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales sont des armatures de répartition.

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

➤ **Règles commune pour les armatures verticales et horizontales :**

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Section minimale des armatures verticales et horizontale des trumeaux est :

0.15% de la section globale du voile

0.10% en zone courante.

L'espacement des aciers horizontaux et verticaux : $S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$

Longueur de recouvrement :

- 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

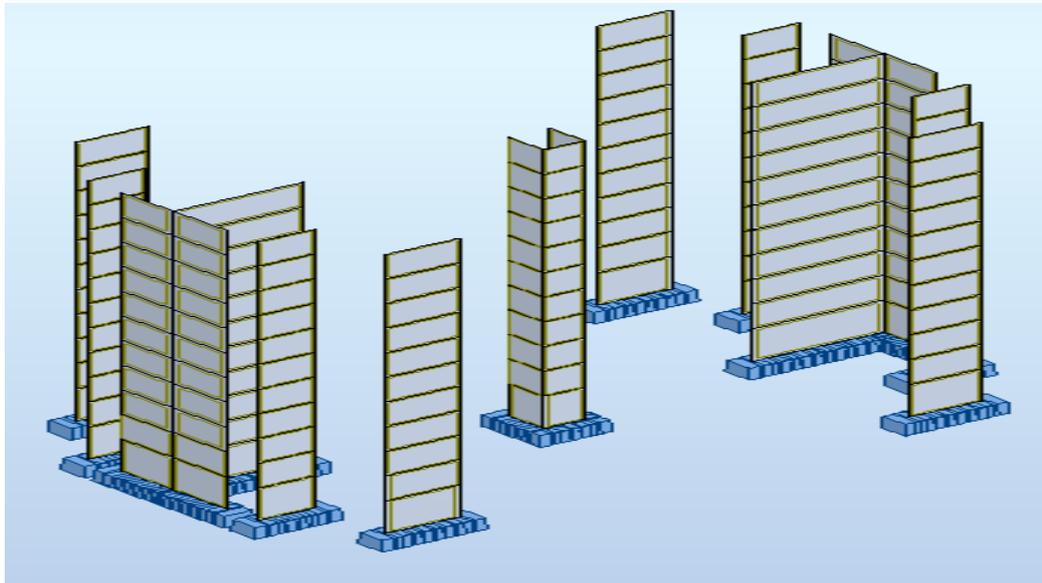


Figure VII 4 : Disposition des voiles par logiciel ROBOT.

VII.2.1.Exemple de Calcul :

- **Voile de contreventement (ep=20cm) :**

Pour le calcul du ferraillage on choisit le voile le plus défavorable d'après le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2023.**

➤ **Sens X-X :**

$$N = 3049.92 \text{ kN}$$

$$M_x = 4113.79 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{4113.79}{3049.92} = 1.34\text{m} = 134\text{cm}$$

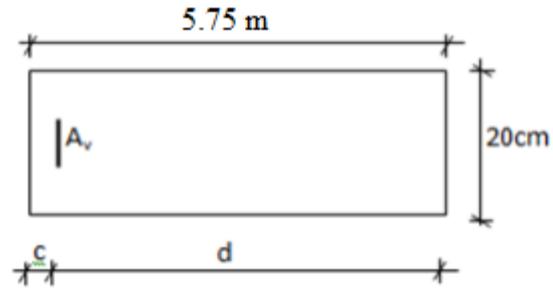


Figure VII 5 : Section de calcul en travée (x-x).

$$\frac{h}{2} = \frac{575}{2} = 287.5\text{cm} > 134 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve à l'intérieure de la section.

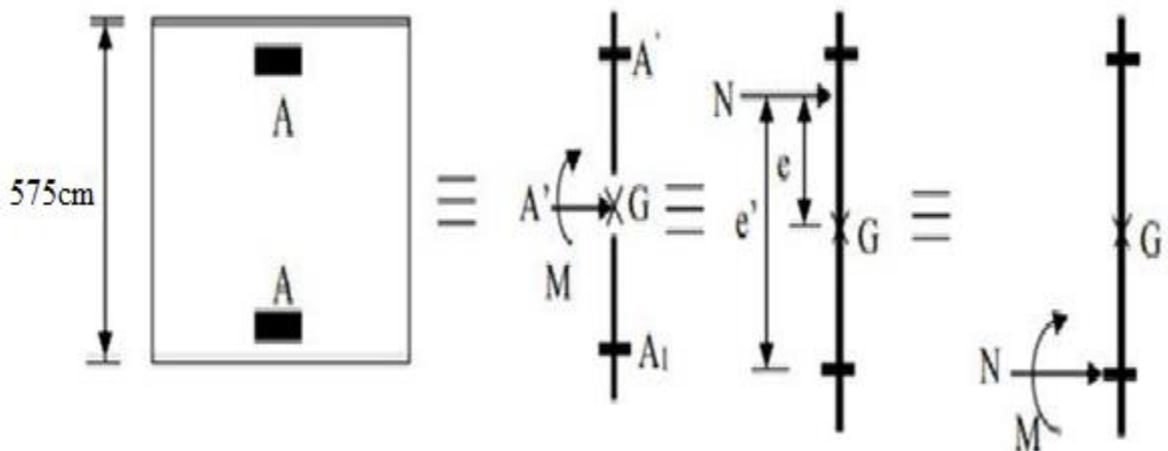


Figure VII 6 : Position de N1, M1 sur la section transversale.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1 (d - c_1) - M_1$$

$$(1)=(0.337 \times 575 - 0.81 \times 4.5) \times 14.18 \times 20 \times 575 = 31004499.1 \text{ N.m}$$

$$(1)= 31004.499 \text{ kN.m}$$

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M1 = M + N(d - \frac{h}{2})$$

$$M1 = 4113.79 + 3049.92 \times \left(5.17 - \frac{5.75}{2}\right) = 2885.77 \text{ kN.m}$$

$$(2) = 3049.92 \times (5.17 - 0.045) = 2885.77$$

$$(2) = 12754.07 \text{ kN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 31004.499 KN.m > (2) = 12745.07 KN.m → Section partiellement comprimée et le calcul se

Ramène en flexion simple.

- **Vérification de l'existante des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2885770}{14.18 \times 20 \times 517^2} = 0.038$$

$$\mu = 0.038 < \mu_L = 0.379 \text{ Acier FeE400} \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.048$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \quad \rightarrow \quad \beta = 0.98$$

- **Détermination des armatures :**

$$A1 = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{288770}{384 \times 0.98 \times 517} = 14.83 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

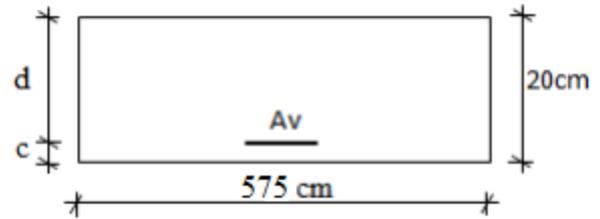
$$A_{FC1} = A1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 14.83 - \frac{3049920}{100 \times 384} = -64.5 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{FC1} = 0 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales :

$$A_{min} = 6.26 \text{ cm}^2 = 8T10 \quad (\text{RPA99/03 ; 7.7.4.1})$$

- Conclusion :

$$A_{V1} = \max (A_{FC1} ; A_{min}) = 6.26 \text{ cm}^2$$



- Choix des armatures :

$$8T10 \rightarrow A = 6.26 \text{ cm}^2$$

Figure VII 7 : Section de calcul en travée (y-y).

➤ Sens Y-Y :

$$N=2105.66 \text{ Kn}$$

$$M_y=31.56 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{31.56}{2105.66} = 0.014 \text{ m} = 1.4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} > 1.4 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression se trouve à l'intérieure de la section.

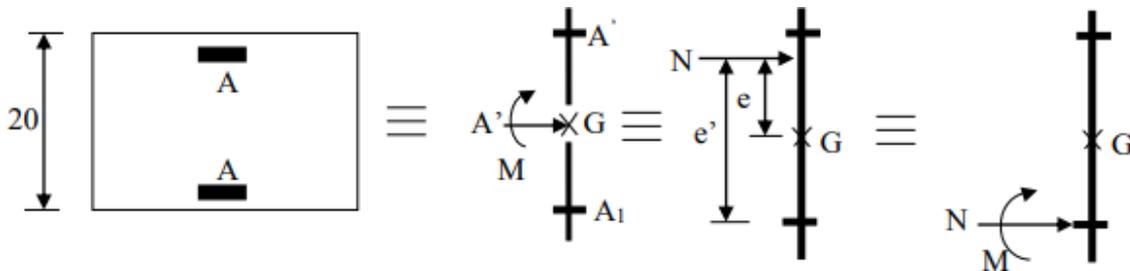


Figure VII 8 : Position de N1, M1 sur la section transversale.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1 (d - c_1) - M_1$$

$$(1) = (0.337 \times 20 - 0.81 \times 2) \times 14.18 \times 20 \times 575 = 834918.4 \text{ N.m}$$

$$(1) = 834.918 \text{ kN.m}$$

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M + N(d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 31.56 + 2105.66 \times (0.18 - \frac{0.02}{2}) = 326.402 \text{ kN.m}$$

$$(2) = 2105.66 \times (0.18 - 0.02) - 326.402$$

$$(2) = 10.50 \text{ kN.m}$$

$$A_{\min} = 6.79 \text{ cm}^2 = 6T12 \quad (\text{RPA99/03 ; 7.7.4.1})$$

- **Conclusion :**

$$A_{V1} = \max(A_{FCI} ; A_{\min}) = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6T12 \rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **Espacement minimal des barres vertical et horizontal :**

En zone courante:

$$S = \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm})$$

$S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm})$, alors l'espace se prend en fonction du nombre de barres à condition que : $S \leq 30 \text{ cm}$

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration peu préjudiciable : $\tau = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

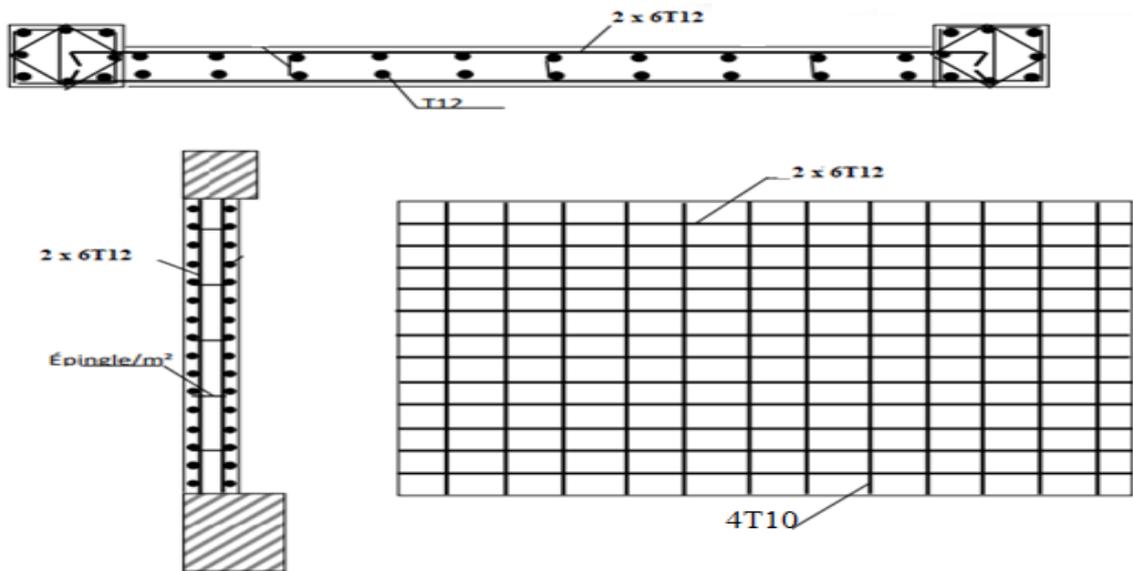
$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} = \frac{849270}{20 \times 517 \times 100} = 0.82 \text{ MPa}$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t = \frac{\tau_u \times b \times S}{0.9 \times \sigma_s} = \frac{0.82 \times 20 \times 20}{0.9 \times 384} = 0.94 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales:** [Art 7.7.4.3/R.P.A.99 version 2003]

$$A_t = 0.0015 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



- **Choix des armatures:**

$$4T10 \rightarrow A = 3.14\text{cm}^2/ml$$

VII.2.2. ferrailage des voiles de contreventement :

Figure VII 9 : Schéma de ferrailage de voile de contreventement.

VII.2.3. Les voiles périphériques :

Selon le [RPA99V Articles 10.1.2], Les ossatures en dessous du niveau de base, formées de poteaux-cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base. Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Épaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

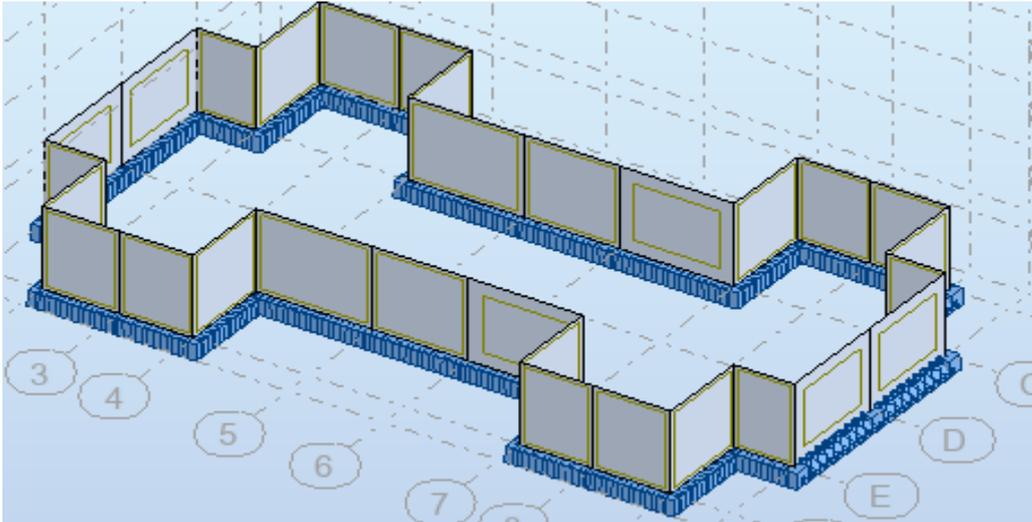


Figure VII 9 : Disposition des voiles périphérique par logiciel ROBOT.

VII.2.4. Détermination des sollicitations :

- Poids propre du voile périphérique :

$$P_r^p = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 3.94 \times 0.20 = 0.788 \text{ m}^3$$

h= la hauteur de voile

e= épaisseur de voile

$$P_r = 25 \times 0.788 = 19.7 \text{ KN}$$

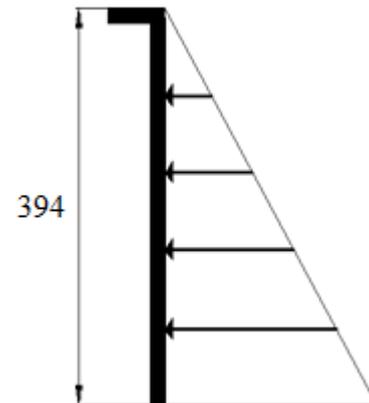


Figure VII 10 : Contrainte du voile.

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N_u = 1.35 \times 19.7 = 26.59 \text{ KN}$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N_{ser} = P_r = 19.7 \text{ KN}$$

- **Calcul des poussées des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]**

$$\sigma = Kp \times \gamma \times h$$

h : la hauteur de voile ; h= 349

φ : Angle de frottement ; $\varphi = 35^\circ$

$\bar{\gamma}$: Poids volumique des terres ; $\bar{\gamma}= 17\text{KN/m}^3$ Kp : Coefficient de poussée des terres

D'après le tableau de « *L'HERMINIER-ABSI* » : $Kp=0.247$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_i = Kp \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3.94 \Rightarrow \sigma_1 = 0.247 \times 17 \times 3.94 = 16.54 \text{ kN/m}^2$$

On va considérer le voile comme un panneau qui s'appuie sur 4 côté avec une charge uniformément répartie.

$$Q = \frac{16.54}{2} = 8.27 \text{ kN}$$

- **Combinaisons fondamentales :**

$$q_u = 1.35 \times q \Rightarrow q_u = 1.35 \times 8.27 \Rightarrow q_u = 11.16 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_u = q_u \times 1\text{m} = 11.16 \text{ kN/m}$

- **Etat limite de service (E.L.S.)**

$$q_{ser} = q \Rightarrow q_{ser} = 8.27 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_{ser} = q_{ser} \times 1 \text{ m} = 8.27 \text{ kN/m}$

- **Calcul des sollicitations**

Coefficient de poisson :

V=0 ELU (béton fissuré)

V= 0.2 ELS (béton non fissuré)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{475}{480} = 0.90 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle portant suivant deux directions.}$$

Donc, la dalle porte suivant deux sens.

$U_x^u = 0.0456$	$U_x^{ser} = 0.0528$
ELU :	ELS :
$U_y^u = 0.7834$	$U_y^{ser} = 0.8502$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_x^u = U_x^u \times q_u \times l_x^2 = 0.0453 \times 11.16 \times 4.75^2 \Rightarrow M_x^u = 11.85 \text{ kN.m}$$

$$M_y^u = U_y^u \times M_x^u = 0.7834 \times 11.85 \Rightarrow 9.283 \text{ kN.m}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$$M_x^{ser} = U_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0528 \times 8.27 \times 4.75^2 \Rightarrow M_x^{ser} = 9.852 \text{ kN.m}$$

$$M_y^{ser} = U_y^{ser} \times M_x^{ser} = 0.852 \times 9.852 \Rightarrow 8.393 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable=> $a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 2 \text{ cm}$$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} \quad C_x = 2.5 \text{ cm}$$

=>

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \quad C_y = 3.5 \text{ cm}$$

➤ **Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h - C_x = 20 - 2.5 = 17.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 20 - 3.5 = 16.5 \text{ cm}$$

Combinati on	Sens XX		Sens YY	
	E.L.U	E.L.S	E.L. U	E.L.S
Ma [KN.m]	10.072	8.374	6.96 2	6.294
Mt [KN.m]	5.92	4.928	2.78 4	2.517

Tableau VII 1 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée).

VII.2.5. Calcul de ferrailage du voile de contreventement :

Le ferrailage est le même en appui et travée donc on prend le max.

➤ **En travées (sens X-X) :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

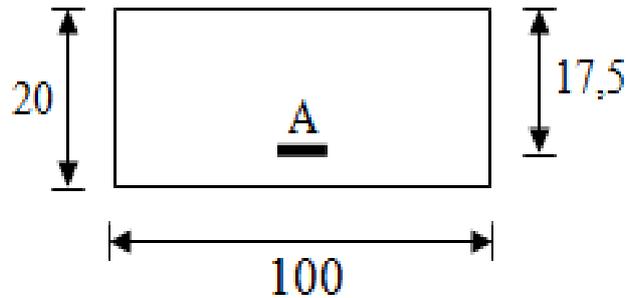


Figure VII 11 : Section de calcul en travées.

$$M_{tx}^u = 5.29 \text{ kN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5920}{14.17 \times 100 \times 17.5^2} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.993$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5920}{348 \times 0.993 \times 17.5} = 0.978 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

- ✓ **Choix des armatures :**

$$5T10. \quad \longrightarrow \quad A=5.65$$

$$(T12 \quad \longrightarrow \quad e=20 \text{ cm})$$

- ✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{tx}^{ser} = 4.926 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.65}{100} = 0.85$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17.5 \times 0.85 = 29.75$$

$$Y1 = D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y1 = 4.67 \text{ cm}$$

$$I1 = \frac{b \times Y1^3}{3} + 15 \times A(d - Y1)^2$$

$$I1 = 17345.52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4926}{17345.52} = 0.283$$

$$\sigma_b = K \times Y1 \Rightarrow \sigma_b = 1.326 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y1) \Rightarrow \sigma_s = 54.46 \text{ MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} \rightarrow \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150n\right) = \left(\frac{2}{3} \times 400; 150 \times 1.5\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.326 \text{ MPa}$$

{ \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

$$\sigma_s = 54.46 \text{ MPa}$$

➤ En travée (sens Y-Y) :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

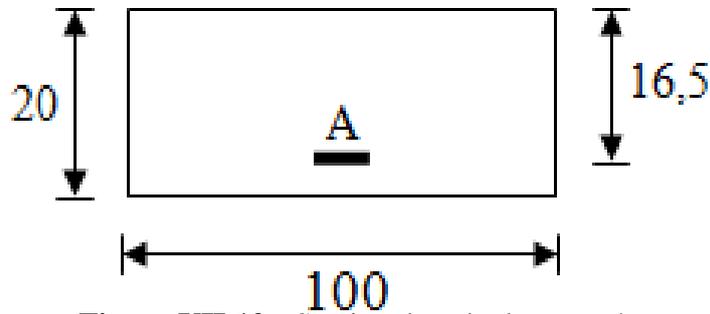


Figure VII 12 : Section de calcul en travées.

$$M_{ty}^u = 2.784 \text{ kN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2784}{14.17 \times 100 \times 16.5^2} = 0.0072$$

$$\mu = 0.0072 < \mu = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.009$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.996$$

• Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2789}{348 \times 0.996 \times 16.5} = 0.48 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

✓ Choix des armatures :

$$5T12. \quad \longrightarrow \quad A=5.65$$

$$(T12 \quad \longrightarrow \quad e=20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^{ser} = 2.517 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.65}{100} = 0.85$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16.5 \times 0.85 = 28.05$$

$$Y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 4.51 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^2}{3} + 15 \times A(d - Y_1)2$$

$$I_1 = 15241.47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2517}{15241.47} = 0.165$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0.744 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 29.67 \text{ MPa}$$

• Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} \rightarrow \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150n\right) = \left(\frac{2}{3} \times 400; 150 \times 1.5\right) = 240 \text{ MPa}$$

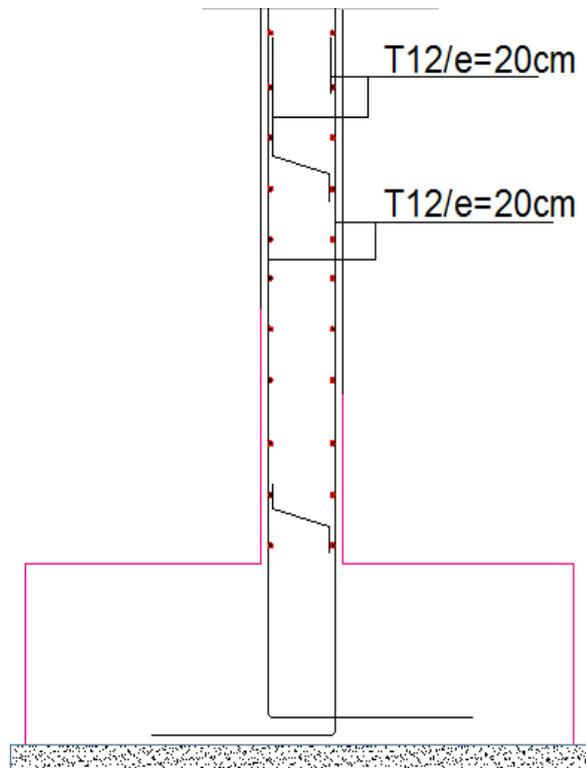
$$\sigma_b = 0.744 \text{ MPa}$$

=> Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

$$\sigma_s = 29.67 \text{ MPa}$$

Sens	ACAL [cm ² /mL]	Ami n [cm ² / mL]	AminRP A [cm ² /mL]	Choix	Adopté [cm ² /mL]	Espace ment [cm]
X-X	0.978	2.11	5.65	5T12	5.65	20
Y-Y	0.48	1.44	5.65	5T10	5.65	20

Tableau VII 2 : Tableau de ferraillage du voile périphérique.

VII.3. Dessin de ferrailage :**Figure VII 13 :** Ferrailage du voile périphérique.**VII.4. Conclusion :**

À la fin de ce chapitre, nous avons procédé à une étude des voiles. Les voiles ont été étudiés à la flexion composée, en prenant en compte les sollicitations obtenues à l'aide du logiciel RobotStructural Analysis 2023. De plus, les voiles ont été vérifiés et les armatures nécessaires ont été dimensionnées conformément aux recommandations du RPA99/2003 et du BAEL91/99.

VIII.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter. L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

VIII.1.1. Types de fondations :

➤ **Fondations superficielles :**

Semelles isolées.

Semelles filantes.

Radier générales.

➤ **Fondations profondes :**

Semelles sur puits.

Semelles sur pieux.

VIII.1.2. Choix et type de fondations :

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage (rigide)
- La facilité d'exécution (coffrage)
- L'économie (ferraillage)

VIII.1.3. Etude du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 1.50 bars (sol meuble).

VIII.2. Calcul des semelles :

➤ Semelle isolée :

✓ Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que:

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée: il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci et
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

✓ Calcul des semelles :

- Semelle de centre :

$$N = 2329.24 \text{KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{bars.}$$

La condition d'Homothétie des dimensions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

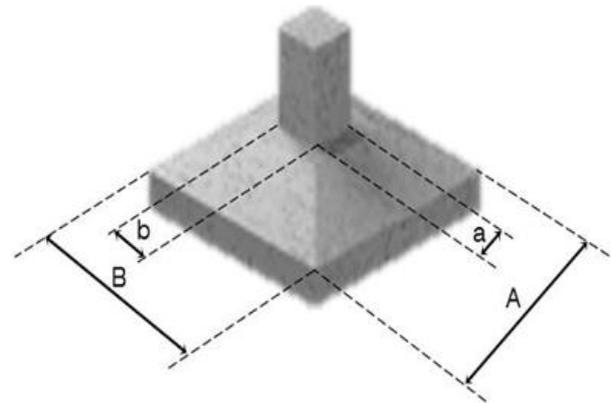


Figure VIII 1 : Semelle isolée.

Avec : $a = 50 \text{cm}$; $b = 50 \text{cm}$

$$A = \left(\frac{50}{50} \right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{50}{50} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{50}{50} \cdot \frac{232924}{1.5}} = 394.06 \text{cm}$$

On prend : $B = 400 \text{cm} \Rightarrow A = 400 \text{cm}$

- Semelle de rive :

$$N = 1156.97 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

Avec : a = 50cm ; b = 50cm

$$A = \left(\frac{50}{50} \right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{50}{50} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{50}{50} \cdot \frac{115697}{1.5}} = 277.72 \text{ cm}$$

On prend: B = 300 cm \Rightarrow A = 300 cm

Semelle	a [cm]	b [cm]	N _{ser} [KN]	$\bar{\sigma}_{sol}$ [MPa]	B [cm]	On adopte	
						B [cm]	A [cm]
Centre	50	50	2329.24	1.5	394.06	400	400
rive	50	50	1156.97		277.72	300	300

Tableau VIII 1 : Tableau de pré-dimensionnement de la semelle isolée.

Résultats : dû aux grands rapports de dimension qui existé entre les semelles et les distances entre les axes des poteaux de notre bâtiment on peut dire qu'il y a un chevauchement entre semelles, pour cela on entame avec les semelles filantes.

VIII.3. semelle filante :**Calcul des semelles filantes**

Si nous proposons en premier lieu des semelles filantes, la surface minimale nécessaire pour que celles-ci transmettent au sol une contrainte inférieure à la contrainte admissible :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

S_s : est la surface des semelles.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

➤ **Calcul de la surface S_s :**

La somme des efforts normaux apportés par poteaux et voiles à la base à l'ELS :

$$N_{ser} = 56175.22 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow S_s = \frac{56175.22}{150} = 374.50 \text{ m}^2$$

Le rapport entre S_s et S_t (Surface total du bâtiment) est déterminant pour le choix du type de fondation :

$$\frac{S_s}{S_t} = \frac{374.50}{624} \times 100 = 60.02\%$$

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, le choix d'un radier général serait évident.

VIII.4. Etude du radier général :

VIII.4.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

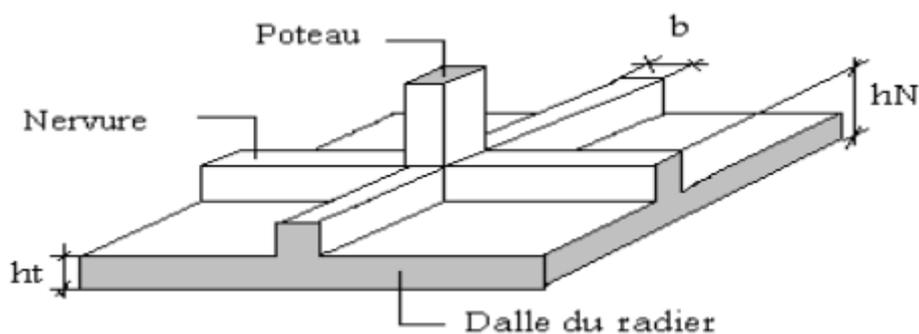


Figure VIII 2 : Schéma du radier.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

L'état limite ultime de résistance :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

L'état limite de service :

$$ELS \rightarrow G + Q$$

Situation accidentelle :

$$ACC1 \rightarrow G + Q + E$$

$$ACC2 \rightarrow G + Q - E$$

$$ACC5 \rightarrow 0.8G + E$$

ACC6 → 0.8G - E [RPA99/10.1.4.1]

VIII.4.2. Pré-dimensionnement du radier :

La dalle:

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : Longueur maximale entre les axes des poteaux

$$L_{max} = 4.80m$$

$$\frac{480}{25} \leq h_1 \leq \frac{480}{20} \rightarrow 19.2cm \leq h_1 \leq 24cm$$

On prend : $h_1 = 20cm$

	$L_{max}(m)$	$\frac{L_{max}}{25}$ (cm)	$\frac{L_{max}}{20}$ (cm)	h_1 (cm)
Valeur (cm)	480	19.2	24	20

Tableau VII 2 : Tableau d'application de la condition forfaitaire pour le radier.

Condition de cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{T_u^{max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A5.1, 1]}$$

$$T_u = \frac{q \times L}{2} \quad ; \quad \frac{N_u \times 1 ml}{S_{rad}}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1 ml}{2S_{rad} \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2S_{rad} \times (0.9 \times h)} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow h \geq \frac{N_u \times L}{2S_{rad} \times (0.9 \times \bar{\tau}_u)}$$

$$N_u = 77029.26 KN$$

$$L = 4.80 m$$

$$b = 1 m$$

On ajoute au radier un débord minimal de largeur $d = 1m$ de chaque côté.

D'où :

$$S_{radier} = S_{bat} + 2d(Lx + Ly)$$

$$S_{radier} = 624 + 2 \times 1 \times (31.2 + 20) = 726.4 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est de 726.4 m²

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L}{2S_{rad} \times (0.9 \times \bar{\tau}_u)} = \frac{77029.26 \times 4.80}{2 \times 726.4 \times 1 \times (0.9 \times 2500)} = 0.1131 \text{ m}$$

$$h_2 \geq 11.31 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion:**

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 20 \text{ cm} \text{ On prend: } h = 50 \text{ cm}$$

✓ **Nervure:**

➤ **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{\mathbf{k} \times \mathbf{b}}{\mathbf{4} \times \mathbf{D}}} \quad \text{et} \quad \mathbf{D} = \mathbf{E} \times \mathbf{I} \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{\mathbf{4} \times \mathbf{E} \times \mathbf{I}}{\mathbf{K} \times \mathbf{b}}}$$

K : coefficient de raideur du sol.

Pour un sol de densité moyenne, K= 40 MN/m³ [HENRY THONIER] ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 277).

E : module d'Young du béton ($E = 3.21 \times 10^4 \text{ MPa}$)

I : inertie du radier ; $I = \frac{\mathbf{b} \times \mathbf{h}^3}{12}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0.82 \text{ m}$$

$$h_n = 1.00 \text{ m.}$$

➤ **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

On prend : $b = 60 \text{ cm}$

➤ **Condition de la flèche :**

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 32 < h < 48$$

On prend : $h = 50 \text{ cm}$

➤ Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]

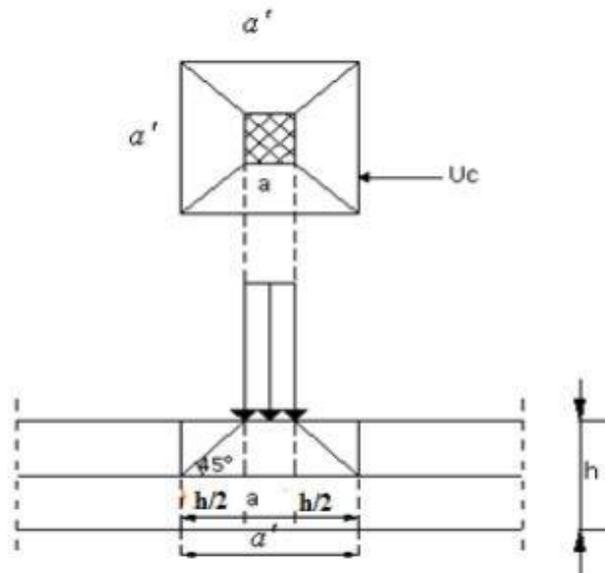


Figure VII 3 : Dimensionnement du feuillet moyen.

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier;

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure,

$N_{u\max} = 2173.48 \text{ KN}$ appliquée par un poteau de section carré (50x50) cm^2 .

$$U_c = 2 + (a_1 + b_1) \text{ et } \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2 (a + b + 2h)$$

a : section du poteau le plus sollicité

$$N_u \leq 0.045 \times 2(0.5 + 0.5 + 2.h)h.25.10^3$$

$$L'inegalite (1) \text{ devient : } 4500h^2 + 2250h - 2173.48 \geq 0 \Rightarrow h > 0.50 \text{ m}$$

Pour satisfaire les conditions suivantes, soit $h_n = 100 \text{ cm}$.

Épaisseur de la dalle du radier : $h = 50 \text{ cm}$

$$\text{Dimensions de la nervure : } \begin{cases} h = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

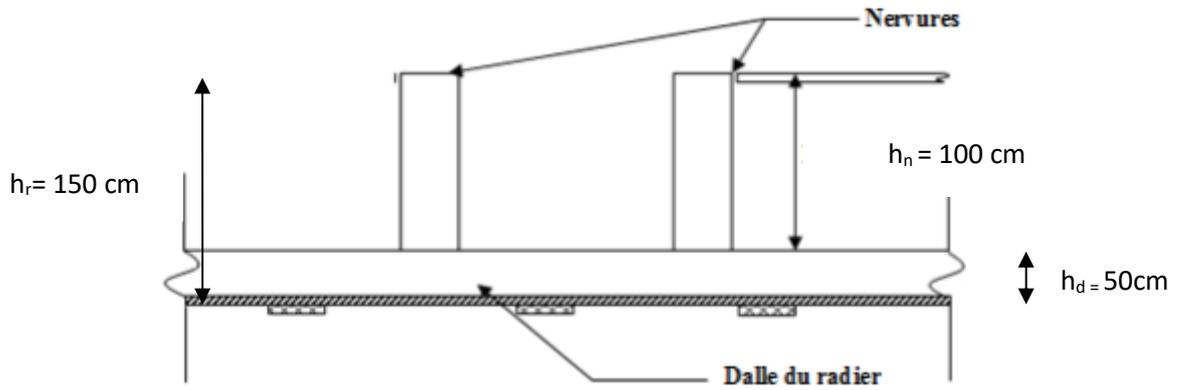


Figure VIII 11 : Dimensions du radier.

VIII.4.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h ; 45 \leq b_0 \leq 105$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L - b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right) ;$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$L_x = 480 \text{ cm}; L_y = 475 \text{ cm}.$$

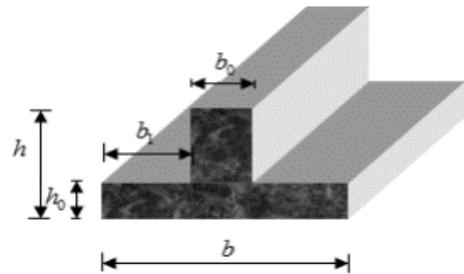


Figure 5 : Dimensions des poutres.

Type des poutres	h [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	b [cm]
Poutre principale	150	50	50	40	130
Poutre secondaire	150	50	50	40	130

Tableau VIII 3 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres.

VII.4.3. Détermination des sollicitations :

➤ **Caractéristiques du radier :**

$h = 150 \text{ cm}; h_d = 50 \text{ cm}; h_n = 100 \text{ cm}.$

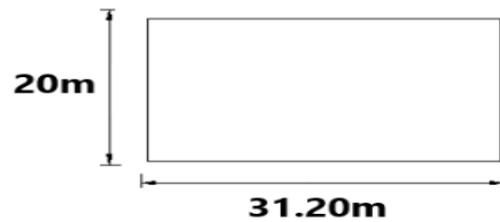


Figure VIII 6 : Dimensions du radier.

- Surface du radier : $S_{\text{radier}} = 4743302.79\text{cm}^2 = 474.330279\text{m}^2$ (AutoCAD)
- Périmètre du bâtiment : $P = 11840.00\text{cm} = 118.40\text{m}$ (AutoCAD)
- Moments d'inertie (AutoCAD) :

$I_{XX} = 5219542390753.01\text{cm}^4; I_{YY} = 1.69 \times 10^{13}\text{cm}^4$

- Centre de gravité: (AutoCAD) :

$X_G = 1625\text{cm}$

$Y_G = 940\text{cm}$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$Q_r = 5 \times S$

$Q_r = 5 \times 474.330279 \Rightarrow Q_r = 2371.65$

➤ **Combinaisons d'actions :**

- ✓ Etat limite ultime (ELU) :

Formule	N_u [KN]	M_x [kN. m]	M_y
$N_u^1 + N_u^2$ $(1.35G + 1.5Q) + 1.5Q_r$	79028.52	-36.64	-87.03

Tableau 4 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.

Avec :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

Formule	N _s [KN]	M _x [kN. m]	M _y
$N_s^1 + N_s^2$ $(1.35G + 1.5Q) + 1.5Q_r$	57661.21	-26.65	-63.30

Tableau VIII 5 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.

✓ Situation accidentelle (ACC) :

Formule	N _{acc} [KN]	M _x [kN. m]	M _y
$N_{acc}^1 + N_{acc}^2$ $(1.35G + 1.5Q) + 1.5Q_r$	83151.71	-37.59	-67.29

Tableau VIII 6 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.

Vérification des contraintes sous radier :

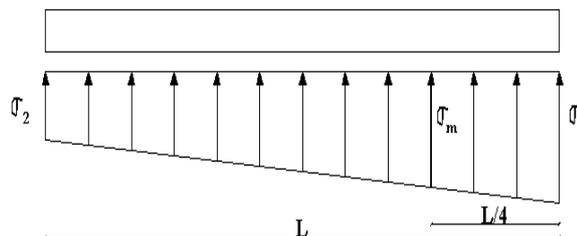


Figure VIII 7 : Distribution des contraintes sous le radier.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_u = 79028.52 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/m}^2$$

Suivant l'article de RPA99/V2003 :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure

Suivant l'article de RPA99/V2003[10.1.4.1]

$$\overline{\sigma}_{adm} = \overline{\sigma}_{sol}^u = 1.5 \times \overline{\sigma}_{sol} = 2.25 \text{ bars}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{79028.52}{474.33027} \pm \frac{-36.64}{52195.42} \times 16.25 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.7 \text{ bars} < \overline{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1.7 \text{ bars} < \overline{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.7 \text{ bars}$$

Sens y-y:

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{79028.52}{474.33027} \pm \frac{-87.03}{169000} \times 9.40 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.7 \text{ bars} < \overline{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1.7 \text{ bars} < \overline{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.7 \text{ bars}$$

✓ Etat limite service (E.L.S)

$$N_s = 57661.21 \text{ kN}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{57661.21}{474.33027} \pm \frac{-26.65}{52195.42} \times 16.25 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.2 \text{ bars} < \overline{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1.2 \text{ bars} < \overline{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.2 \text{ bars}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{57661.21}{474.33027} \pm \frac{-63.30}{169000} \times 9.40 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.2 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1.2 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.2 \text{ bars}$

✓ Situation accidentelle :

$$N_a = 83151.71 \text{ kN}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{83151.71}{474.33027} \pm \frac{-37.59}{52195.42} \times 16.25 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.7 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1.7 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.7 \text{ bars}$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{83151.71}{474.33027} \pm \frac{-67.29}{16900000} \times 9.40 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.7 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1.7 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.7 \text{ bars}$

Résultats:

	Sens x-x			Sens y-y		
	ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC
$\sigma_1(\text{barrs})$	1.7	1.2	1.7	1.7	1.2	1.7
$\sigma_2(\text{barrs})$	1.7	1.2	1.7	1.7	1.2	1.7
$\sigma_m(\text{barrs})$	1.7	1.2	1.7	1.7	1.2	1.7
$\bar{\sigma}_{adm}(\text{barrs})$	2.25	1.5	1.5	2.25	1.5	1.5

Tableau VIII 7 : Tableau récapitulatif des contraintes sous le radier.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1.5 \times S \times \gamma \times Z \text{ Avec :}$$

P : Poids du bâtiment (57717.56 KN)

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

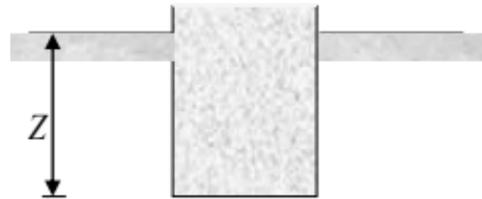


Figure VIII 8 : Encrage de la structure.

$$1.5 \times S \times \gamma \times Z.$$

$$= 1.5 \times 474.33027 \times 10 \times 4.00 = 28459.82 \text{ kN}$$

$P = 57717.56 \text{ kN} > 1.5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable pas de risque au soulèvement

VIII.5. Ferrailage du radier :

VIII.5.1. Ferrailage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

➤ **Détermination des efforts**

Pour une bande de 1m :

$$q = \sigma_m \times \frac{L}{4} \text{ 1m}$$

✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = 1.7 \times \frac{480}{4} = 204 \text{ KN/ml}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$q_s = 1.2 \times \frac{480}{4} = 144 \text{ KN/ml}$$

✓ Situation accidentelle :

$$q_{acc} = 1.7 \times \frac{480}{4} = 204 \text{ KN/ml}$$

$$M_X = \mu_X \times q \times l_X^2$$

$$M_Y = \mu_Y \times M_X^{\mu}$$

	Lx (m)	Ly (m)	ρ	μ_x	μ_y	Mx (KN.m)	My (KN.m)
E.L.U	4.80	4.75	1.00	0.0368	1.0000	172.96	172.96
E.L.S	4.80	4.75	1.00	0.0441	1.0000	136.35	136.35

Tableau VIII 8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m].

Combinaison	ELU		ELS	
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]
Sens X-X	129.72	86.48	102.26	68.175
Sens Y-Y	129.72	86.48	102.26	68.175

Tableau VIII 9 : Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et travées en [kN.m].

Calcul des armatures :

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable => $a = 2\text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } h_0 = 50 \text{ cm.}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 2 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

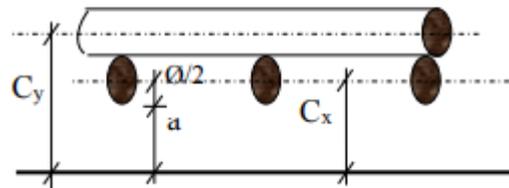


Figure VIII 9 : Enrobage de la dalle du radier.

$$\Rightarrow \begin{cases} C_x = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \\ C_y = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

Sens x-x :

A. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 129.72 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{129720}{14.17 \times 100 \times 47^2} = 0.041$$

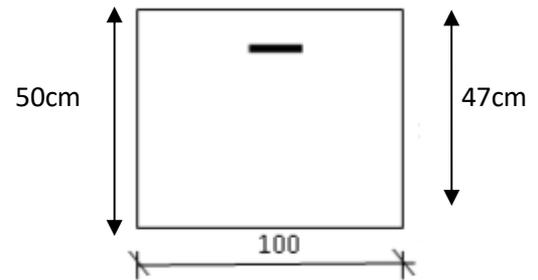


Figure VIII 10 : Section de calcul en travée x-x.

$$\mu = 0.041 < \mu_L = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{AN' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.979$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{129720}{348 \times 0.979 \times 47} = 8.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

Pour la dalle :

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 8.10 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T16 \longrightarrow A = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^{ser} = 102.26 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 16.08}{100} = 2.41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 47 \times 2.41 = 226.54 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.39 + \sqrt{2.41^2 + 226.54} = 12.83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10.12^3}{3} + 15 \times 16.08 \times (47 - 12.83)^2 = 352020.18 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{102260}{352020.18} = 0.29$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.29 \times (47 - 12.83) = 148.64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{102260}{201.63 \times 100 \times 47^2} = 0.00229$$

$$\mu_1 = 0.00229 \longrightarrow \beta_1 = 0.9220 \longrightarrow K_1 = 49.07$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$\sigma_b = n$ n'existe pas.

$$A_s = \frac{102260}{201.63 \times 0.9220 \times 47} = 11.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T16 \longrightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

B. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ax}^u = 86.48 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{86480}{14.17 \times 100 \times 47^2} = 0.027$$

$$\mu = 0.027 < \mu_L = 0.392$$

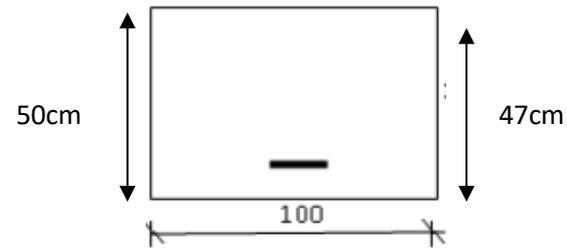


Figure VIII 11 : Section de calcul en appuis x-x.

$$\Rightarrow \dot{A}N \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.034$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.986$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{86480}{348 \times 0.986 \times 47} = 5.36 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T16 \longrightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

Sens y-y :

A. En travée

✓ Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_{ty}^u = 129.72 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{129720}{14.17 \times 100 \times 45^2} = 0.045$$

$$\mu = 0.045 < \mu_L = 0.392$$

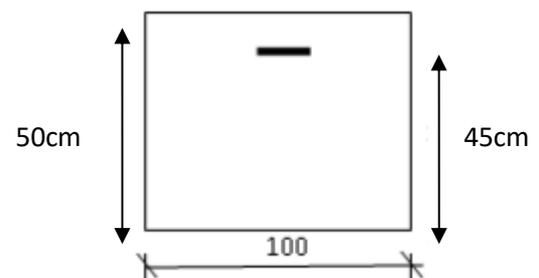


Figure VIII 12 : Section de calcul en travée y-y.

$$\Rightarrow \dot{A}N \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.059$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.976$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{129720}{348 \times 0.976 \times 45} = 8.49 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 8.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T16 \longrightarrow A = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ty}^{ser} = 102.26 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10.05}{100} = 1.51 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 1.51 = 135.9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.51 + \sqrt{1.51^2 + 135.9} = 10.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10.25^3}{3} + 15 \times 10.05 \times (45 - 10.25)^2 = 217936.401 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{102260}{217936.401} = 0.47$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.47 \times (45 - 10.25) = 244.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$ le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{102260}{201.63 \times 100 \times 45^2} = 0.00250$$

$$\mu_1 = 0.00250 \longrightarrow \beta_1 = 0.9131 \longrightarrow K_1 = 40.79$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$\sigma_b = n$ n'existe pas.

$$A_s = \frac{102260}{201.63 \times 0.9131 \times 45} = 12.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T16 \longrightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

B. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 86.48 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{86480}{14.17 \times 100 \times 45^2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < \mu_L = 0.392$$

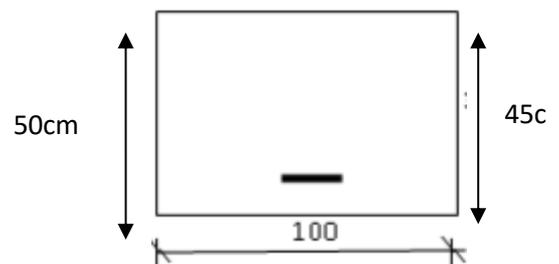


Figure VIII 13 : Section de calcul en appuis y-y.

$$\Rightarrow \hat{A}N' \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.038$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.984$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{86480}{348 \times 0.984 \times 45} = 5.61 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T16 \longrightarrow A = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ay}^{ser} = 68.175 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10.05}{100} = 1.51 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 1.51 = 135.9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.51 + \sqrt{1.51^2 + 135.9} = 10.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10.24^3}{3} + 15 \times 10.05 \times (45 - 10.24)^2 = 221561 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{68175}{221561} = 0.31$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 161.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_t} \text{ MPa} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pour l'ELS.}$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{\sigma_s \times b \times d_y^2} = \frac{68175}{201.63 \times 100 \times 45^2} = 0.0016$$

$$\mu_1 = 0.0016 \longrightarrow \beta_1 = 0.9325 \longrightarrow K_1 = 59.02$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$\sigma_b = n$ n'existe pas.

$$A_s = \frac{68175}{201.63 \times 0.9325 \times 45} = 8.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T 16 \longrightarrow A = 10.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

VIII.5.2. Dessin de ferrailage de la dalle :

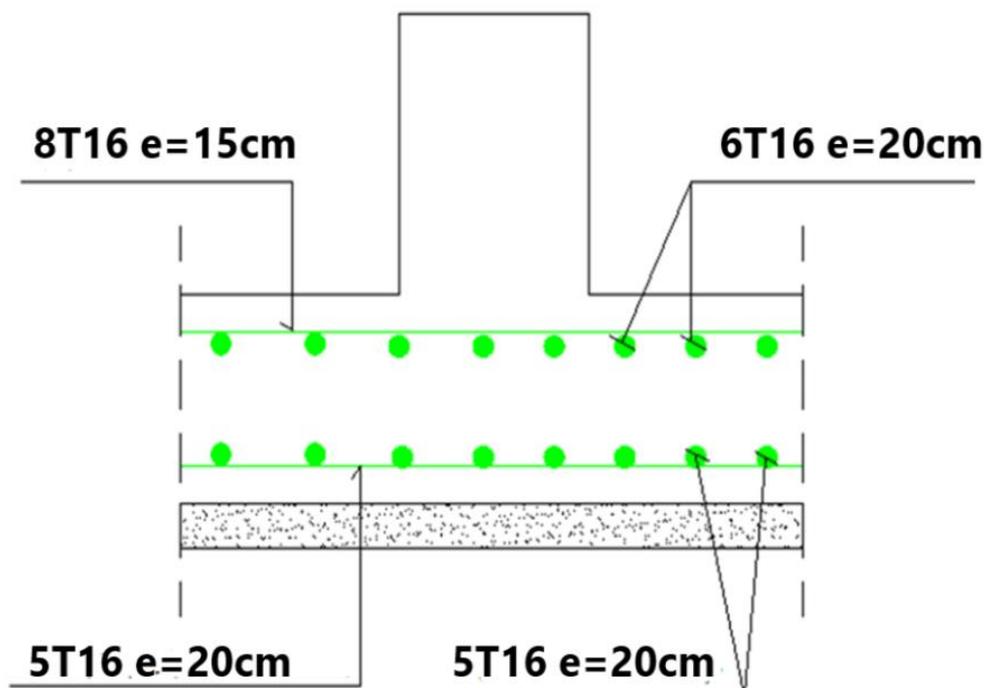


Figure VIII 14 : Ferrailage de la dalle.

VIII.5.3. Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 100cm de chaque coté

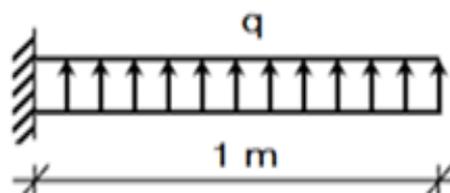
✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = 204 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -102 \text{ kN.m}$$

Figure VIII 15 : Schéma statique du débordement.



✓ Etat limite ultime (E.L.U):

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{102000}{14.17 \times 100 \times 45^2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_L = 0.392 \text{ Fi}$$

$$\Rightarrow \hat{A}N \text{ existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.045$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.982$$

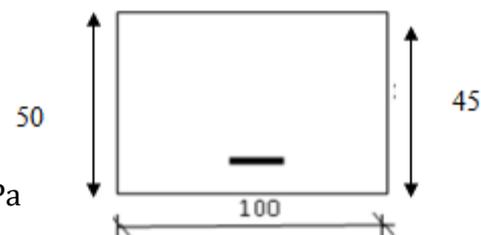


Figure VIII 16 : Section de calcul du débord.

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{102000}{348 \times 0.982 \times 45} = 6.63 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_u = 6.63 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\text{T16} \longrightarrow A=10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e=20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_s = 144 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -144 \times \frac{1^2}{2} = -72 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10.05}{100} = 1.51 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 45 \times 1.51 = 135.9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.51 + \sqrt{1.51^2 + 135.9} = 10.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10.24^3}{3} + 15 \times 10.05 \times (45 - 10.24)^2 = 182536.08 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{72000}{182536.08} = 0.39$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 203.35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_t} \text{ MPa} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.}$$

VIII.5.4. Ferrailage des nervures :

➤ **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).

➤ **Accidentelle :**

✓ *Poutre principale :*

$$q_{eq}^a = \left[q_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$$

Avec : $q_1 = q_a = 204 \text{ kN/ml}$

$$q_{eq}^a = \left[204 \times \frac{4.75 + (4.75 - 4.8)}{2} \right] \times \frac{2}{4.75}$$

$$q_{eq}^a = 201.852 \text{ kN}$$

✓ *Poutre secondaire :*

$$q_{es}^a = \left[q_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$$

$$q_{es}^a = \left[204 \times \frac{4.8}{2} \right] \times \frac{2}{4.8}$$

$$q_{es}^a = 204 \text{ kN}$$

État	\bar{q}_1	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$	$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$
ELU [KN]	204	201.852	204
ELS [KN]	144	142.484	144
Acc [KN]	204	201.852	204

Tableau VIII 10 : Tableau récapitulatif de différentes charges en [KN].

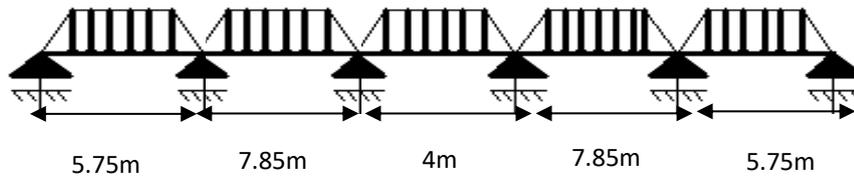


Figure VIII 17 : Distribution des charges sur les poutres principales.

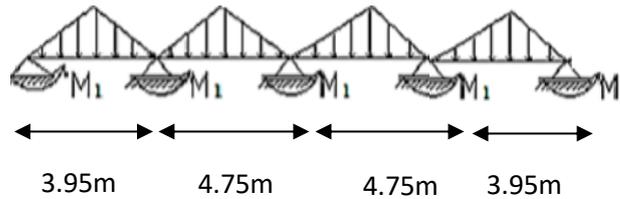


Figure VIII 18 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments et effort tranchant sont récapitulés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée Mt [kN.m]	Appuis Ma [kN.m]	Travée Mt [kN.m]	Appuis Ma [kN.m]
ELU	-692.6	1059	-226.3	391.1
ELS	-488.9	747.6	-159.8	276.1
ACC	-692.6	1059	-226.3	391.1
T[kN]	845.4		501.9	

Tableau VIII 10 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

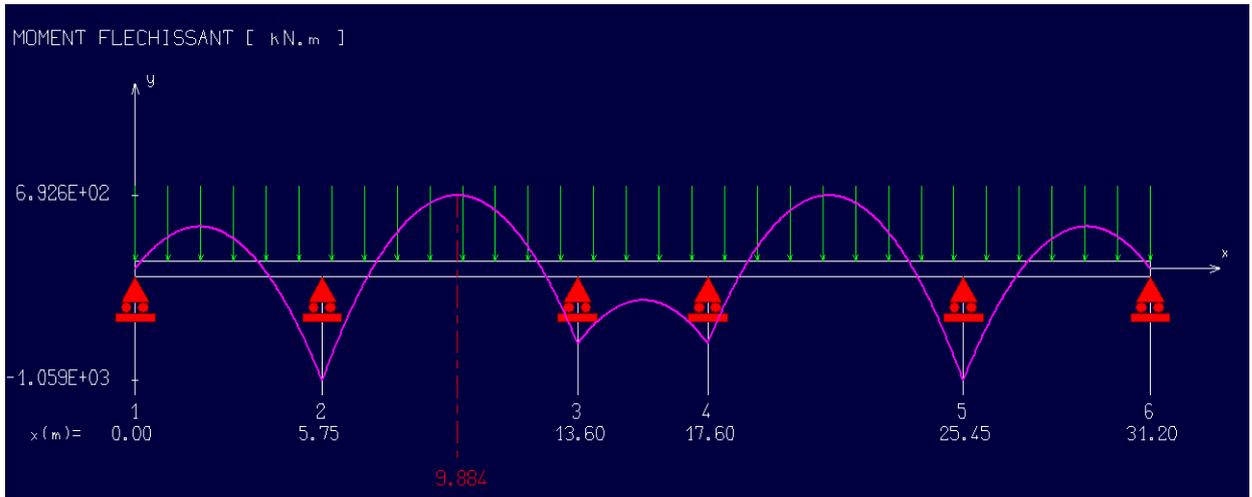


Figure VIII 19 : Diagramme des moments fléchissant de la poutre principale.

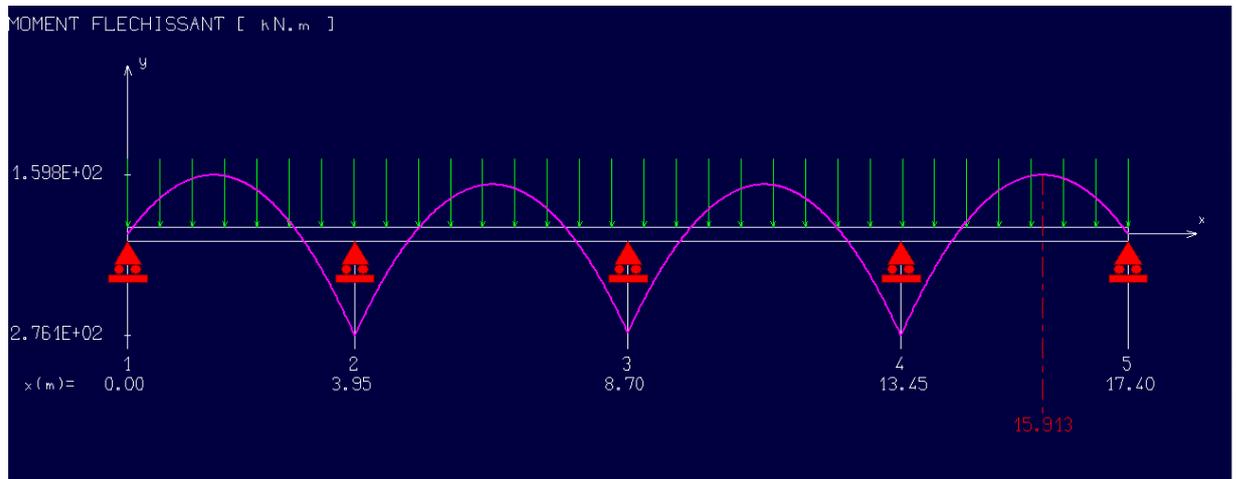


Figure VIII 20 : Diagramme des moments fléchissant de la poutre principale.

Calcul des armatures

Exemple de calcul poutre principale sachant que la section est une section en T.

Etat limite ultime (ELU)**A. En travée****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_u = -692.6 \text{ kN.M}$$

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14.17 \times 130 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2} \right) \times 10^{-3} = 10131.55 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de $(b \times h) = (130 \times 50)$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{692600}{14.17 \times 50 \times 135^2} = 0.054$$

$$\mu = 0.054 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.07$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.972$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{692600}{348 \times 0.972 \times 135} = 15.16 \text{ cm}^2.$$

✓ Etat limite de service (ELS)

$$M_s = -488.9 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A_{\bar{z}}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{692.6}{488.9} = 1.41$$

$$\alpha \leq \frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455 > \alpha = 0.07 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

✓ **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = 692.6 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{692600}{18.48 \times 50 \times 135^2} = 0,041$$

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1.15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0.041 > \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{N'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0,979$$

Détermination des armatures

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{692600}{400 \times 0.979 \times 135} = 13.10 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8.15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 15.16 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T16+4T16 = 16.20 cm²

B. En appuis :**Etat limite ultime (ELU)****Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$M_u = 1059 \text{ kN.m}$$

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14.17 \times 130 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2} \right) \times 10^{-3} = 10131.55 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de $(b \times h) = (50 \times 150)$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{105900}{14.17 \times 50 \times 135^2} = 0.008$$

$$\mu = 0.008 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.01$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.996$$

Détermination des armatures

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{105900}{348 \times 0.996 \times 135} = 2.26 \text{ cm}^2.$$

✓ Etat limite de service (ELS)

$$M_s = 747.6 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec \hat{A}

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1059}{747.6} = 1.41$$

$$\alpha \leq \frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.01 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues
- **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = 1059 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{105900}{18.48 \times 50 \times 135^2} = 0,01$$

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1.15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0.01 > \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{N'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.994$$

Détermination des armatures

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{105900}{400 \times 0.994 \times 135} = 1.97 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8.15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 8.15 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T16+2T14 = 16.12 cm²

Calcul des armatures

Exemple de calcul Poutre secondaire sachant que la section est une section en T.

Etat limite ultime (ELU)**C. En travée****Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_u = -226.3 \text{ kN.M}$$

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14.17 \times 130 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2} \right) \times 10^{-3} = 10131.55 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de $(b \times h) = (130 \times 50)$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{226300}{14.17 \times 50 \times 135^2} = 0.017$$

$$\mu = 0.017 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.992$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{226300}{348 \times 0.992 \times 135} = 4.86 \text{ cm}^2.$$

✓ Etat limite de service (ELS)

$$M_s = -159.8 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A_{\bar{z}}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisib

$$\Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{226.3}{159.8} = 1.41$$

$$\alpha \leq \frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455 > \alpha = 0.021 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

✓ **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = 226.3 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{226300}{18.48 \times 50 \times 135^2} = 0.013$$

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1.15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0.013 > \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{Á N'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.994$$

Détermination des armatures

$$A_a^{\text{Acc}} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{226300}{400 \times 0.994 \times 135} = 4.22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8.15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}, A_a^{\text{Acc}}) = 8.15 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T16+2T14= 11.12 cm²

D. En appuis :**Etat limite ultime (ELU)****Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$M_u = 391.1 \text{ kN.m}$$

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14.17 \times 130 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2} \right) \times 10^{-3} = 10131.55 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de $(b \times h) = (50 \times 150)$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{391100}{14.17 \times 50 \times 135^2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.039$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.984$$

Détermination des armatures

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{391100}{348 \times 0.984 \times 135} = 8.46 \text{ cm}^2.$$

✓ Etat limite de service (ELS)

$$M_s = 276.1 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec AN

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec AN} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{391.1}{276.1} = 1.41$$

$$\alpha \leq \frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.01 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues
- **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = 391.1 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{391100}{18.48 \times 50 \times 135^2} = 0.023$$

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1.15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0.023 > \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{N'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.03$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.988$$

Détermination des armatures

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{391100}{400 \times 0.988 \times 135} = 7.33 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8.46 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 8.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 4T16+2T14 = 11.12 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les armatures de la poutre principale et poutre secondaire seront obtenues par la méthode classique (manuel)

Les armatures	poutre principale		poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A_u [cm ²]	15.16	2.26	4.86	8.46
A_{acc} [cm ²]	13.10	1.97	4.22	7.33
A_{min} [cm ²]	8.15	8.15	8.15	8.15
A_{max} [cm ²]	15.16	8.15	8.15	8.46
Choix des armatures	4T16+4T16=16.20cm ²	4T16+2T14=11.12cm ²	4T16+2T14=11.12cm ²	4T16+2T14=11.12cm ²

Tableau VIII 11 : Tableau récapitulatif des sections des armatures.

Vérification de l'effort tranchant :

✓ **Poutre principales :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{845400}{100 \times 130 \times 100} = 0.65 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right] = 2.5 \text{MPa}$

$\tau = 0.65 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ **Poutres secondaires :**

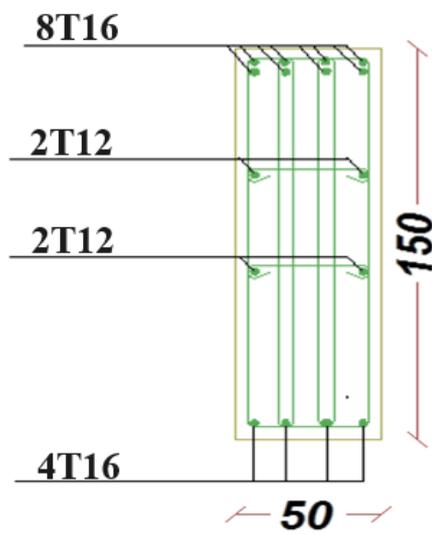
$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{501900}{100 \times 130 \times 100} = 0.39 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right] = 2.5 \text{MPa}$

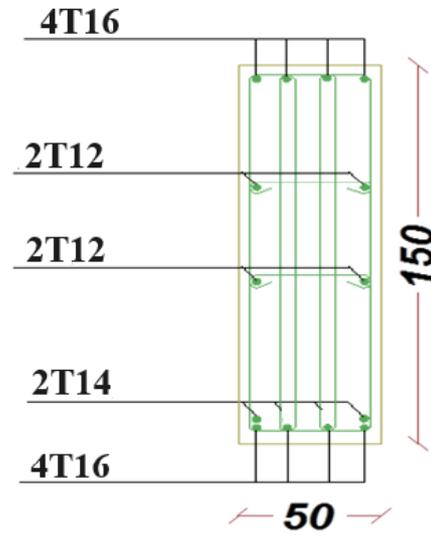
$\tau = 0.5 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

VIII.5.5. Dessin de ferrailage des nervures :

➤ *Nervure principales :*

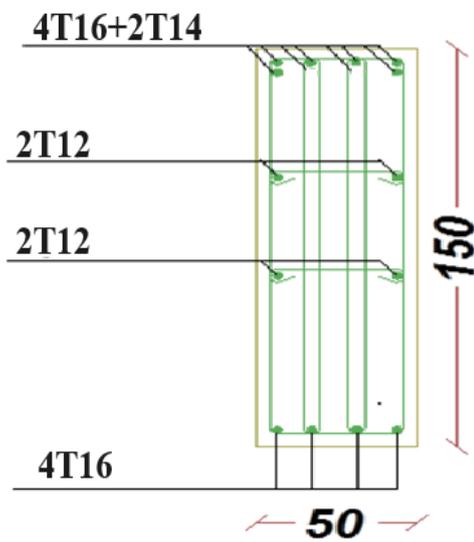


En travée

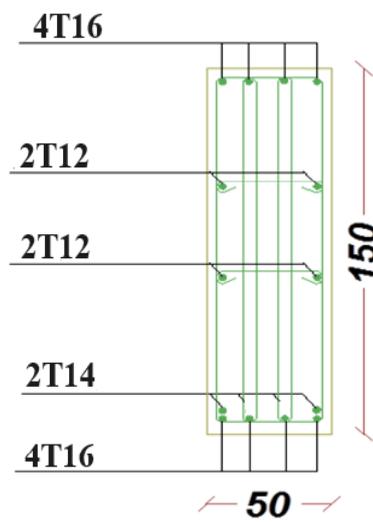


En appui

➤ *Nervures secondaires :*



En travée



En appui

Conclusion Générale :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur, en effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors le déroulement de notre travail, tout d'abord nous avons prise en considération le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité, par suite un pré dimensionnement préliminaire des éléments principaux et secondaires, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement à notre bâtiment.

Suite à l'application du règlement parasismique algérien RPA 99 VERSION 2003, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales dû au séisme car c'est le cas le plus défavorable.

La disposition des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique en respectant l'aspect architectural du bâtiment, car c'est souvent un obstacle majeur dans l'ingénierie Civil, ces contraintes influentes sur le comportement de la structure vis-à-vis des charges extérieures, telles que les séismes, chose qui est difficile à réaliser dans le cas où l'ouvrage est à usage multiple (habitation, service et commerce).

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « Robot Bat » nous a permis a faciliter le calcul des efforts internes (moments et efforts tranchants...), et faire une modélisation sur notre structure afin de faire un calcul du ferrailage des éléments selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables et une interprétation du comportement du bâtiment lors d'un séisme.

Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Références Bibliographiques

Règlements :

BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.

CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.

RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.

DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

DTR-BC2.331 : (Règles de Calculs des fondations Superficielles).

Cours :

Béton armé.

Dynamique des structures.

Mécanique des sols.

Cours de modélisation du logiciel robot structural Analysis 2019.

Cours de bâtiment.

Résistance des matériaux.

Cours ouvrages En Béton

Logiciel :

WORD 2013.

EXCEL 2013.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023.

Reboot Expert 2010.

Anciens Mémoires :

Etude de la structure d'un Bâtiment (R+7 avec comble habitable et un sous-sol) en zone IIa présenté par KSOURI Mohammed et LOUNIS Khaled.

Etude D'une Tour R+12 Avec 2 Sous-Sol En Béton Armé Présenté par FEKIR HOUSSAM.

Etude Technique d'un Bâtiment « RDC + 9 Etages » A Usage Multiple Présenté par AHMED AMMAR SARRA et EL MOUANI KHEIRA.

Etude d'un bâtiment en Béton armé (RDC+service+8 avec un entre sol et sous- sol) Contreventé par un système mixte (Voiles - Portiques). Présenté par DEFLAOUI FATIMA et OUARAB NABILA.

Etude d'un Bâtiment « 2 Sous-Sol, RDC + 9 Etages » Du Forme Irrégulière A Usage Multiple Présenté par CHIKH HANNANE UTOCAD 2016.

Etude d'un bâtiment (R+9 à usage d'habitation+ Sous-sol) Présenté par KHELIFA NOURHANE et KADDOUS MALIKA RANIA.

ÉTUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE RDC+ 09 ETAGES (PORTIQUE-VOILE) DANS UNE ZONE DE MOYENNE SISMICITE SELON LES RÈGLEMENTS B.A.E.L 91 ET LE RPA99/V2003 Présenté par BENMELOUKA MOHAMED EL AMINE et BOUBEKEUR ABDELKADER.

Annexe

Annexe1

DALLES RECTANGULAIRES
UNIFORMEMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexel

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33