

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des
Sciences et de la Technologie
Signature:.....
Date :.....

Étude technique d'une mosquée

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en
Filière : Génie Civil.
Spécialité : Structures

Encadreur: BOUDERBA BACHIR
Signature:
Date:

Réalisé par : BOURAS ABDELKARIM
SRIDI BOUMEDIENE
Signature:
Date:

Membres du jury

BOUZID HAYTHAM (Président)
BOUZERIBA ASMA (Examineur)
BOUDERBA BACHIR (Encadreur)

Tissemsilt - 2018/2019

Sommaire

RESUME

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

NOTIONS ET SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE..... 1

CHAPITRE I :PRESENTATION DE L’OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

I.1. PRESENTATION DE L’OUVRAGE..... 3

I.1.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES (DIMENSIONS DES PLANS)..... 3

I.1.1.1. Dimensions en élévation 3

I.1.1.2. Dimensions en plan 3

I.1.2. OSSATURE ET SYSTEME CONSTRUCTIF ADOPTE..... 10

I.1.2.1. Ossature 10

I.1.2.2. Les Plancher 10

I.1.2.3. Terrasse 10

I.1.2.4. Escaliers..... 10

I.1.2.5. Maçonnerie 11

I.1.2.6. Acrotère 11

I.1.3. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL 11

I.1.4. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX..... 11

I.1.4.1. Le béton..... 11

I.1.4.2. Aciers de construction 16

I.2. HYPOTHESES DE CALCUL 18

I.2.1. ÉTATS LIMITE ULTIME DE RESISTANCE..... 18

I.2.1.1. Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R..... 18

I.2.1.2. Règles des trois pivots..... 18

I.2.2. ÉTATS LIMITE DE SERVICE 19

I.2.2.1. Hypothèses de calcul à E.L.S 19

I.2.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites 20

I.3. CONCLUSION 20

CHAPITRE II :PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

II.1. INTRODUCTION 22

II.2 .PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	22
II.2.1 .1.Condition de rigidité	23
II.2.1.2.Condition de sécurité contre l'incendie	23
II.2.1.3.Condition d'isolation acoustique	23
II.3.PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	25
II.3.1.1.Pré-dimensionnement des poutres principales	25
II.3.1.2.Pré-dimensionnement des poutres secondaires	26
II.4.DESCENTE DE CHARGE	26
II.4.1.CHARGES PERMANENTES	26
II.4.1.1.Plancher terrasse inaccessible	26
II.4.1.2.Plancher étage courants.....	27
II.4.1.3.Mur extérieur (double cloison)	28
II.5.PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	30
II.5.1.1.Poteau le plus sollicité.....	31
II.5.1.2.Surface reprise par poteau à chaque étage	31
II.5.1.3.Effort normal ultime due à chaque niveau	32
II.6.PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES	36
 CHAPITRE III : CALCULE DES PLANCHERS	
III.1.INTRODUCTION :	39
III.1.1DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES.....	39
III.2.METHODE DE CALCUL DES POUTRELLES	40
III.2.1.METHODE FORFAITAIRE.....	40
III.3. Méthode DES TROIS MOMENTS	42
III.4.CALCUL DU FERRAILLAGE	44
III.4.1.PLANCHERS ETAGES COURANT	44
III.4.2.CALCUL LE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION	59
III.5.PLANCHERS TERRASSE.....	59
III.5.1.Etude des poutrelles Planchers terrasse	59
III.5.2.Calcul le ferrailage de la dalle de compression.....	74

CHAPITRE IV :CALCUL ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS NONSTRUCTURAUX

IV.1. ESCALIERS.....	77
IV.1.1. DEFINITION.....	77
IV.1.2. TERMINOLOGIE.....	77
IV.1.3.DIMENSIONS DES ESCALIERS:	77
IV.1.4.ÉTUDE L'ESCALIER (TYPE 1)	78
IV.2.ÉTUDE DE LA POUTRE PALIERE POUR L'ESCALIER TYPE 1 :	92
IV.3. ETUDE DU VOLET A MARCHES CONSOL (CAS DE VOLEE 2ET 4).....	105
IV.4. IV.4ÉTUDE DE LA POUTRE BRISEE	109
IV.5.ACROTERE.....	115
IV.5.1. CALCUL LES SOLLICITATIONS	116
IV.5.2. VERIFICATION SI LA SECTION EST PARTIELLEMENT OU ENTIEREMENT COMPRIMEE ...	117
IV.5.3.CALCUL DU FERRAILLAGE (ELU).....	117
IV.5.4.Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	119

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

V.1. INTRODUCTION	122
V.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE	122
V.3. METHODES DE CALCUL	123
V.3.1. ANALYSE STATIQUE EQUIVALENTE	123
V.3.2. ANALYSE MODALE SPECTRALE	123
V.3.3. CHOIX DE LA METHODE.....	123
V.4. MODELISATION	123
V.4.1. MODELISATION DES STRUCTURES.....	124
V.4.2. PRESENTATION DU LOGICIEL ETABS V9.7.4	124
V.5. ÉVALUATION DES EFFORTS SISMIQUES.....	126
V.6. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE	127
V.6.1. LA MASSES DE LA STRUCTURE «W».....	128
V.7. DISPOSITION DES VOILES	131
V.8. VERIFICATIONS	132
V.8.1. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT	132

V.8.2. CALCUL DES COEFFICIENTS DE PARTICIPATION MODALE.....	133
V.8.3. VERIFICATION DE LA PERIODE.....	134
V.8.4. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS	134
V.8.5. VERIFICATION DE L'EFFET P-DELTA	135
V.9. CONCLUSION.....	136

CHAPITRE VI : ETUDE DES PORTIQUES

VI.1. INTRODUCTION.....	138
VI.2. ÉTUDE CHARGES VERTICALES ET HORIZONTALES.....	138
VI.3. LES COMBINAISONS DE CALCUL	138
VI.3.1. POUTRES.....	138
VI.3.2. POTEAUX	138
VI.4. FERRAILLAGE DES POUTRES	139
VI.4.1. METHODE DE CALCUL.....	139
VI.4.2. LES ARMATURES MINIMALES	139
VI.4.3. POUTRE PRINCIPALE (30x50) CM ²	139
VI.4.4. POUTRE SECONDAIRE (30x45) CM ²	141
VI.4.5. CALCUL LES ARMATURES TRANSVERSALES	142
VI.4.6. ANCRAGE DES ARMATURES TENDUES	142
VI.4.7. CALCUL DES CROCHETS	143
VI.4.8. LA LONGUEUR DE RECOUVREMENT	143
VI.4.9. LES VERIFICATIONS	143
VI.5. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	147
VI.5.1. METHODE DE CALCUL.....	147
VI.5.2. FERRAILLAGE EXIGE PAR R.P.A 99(VERSION 2003)	147
VI.5.3. SOLLICITATIONS DE CALCUL.....	148
VI.5.4. EXEMPLE DE CALCUL.....	149
VI.6. LES VERIFICATIONS.....	154
VI.6.1. VERIFICATION A L'ETAT LIMITE ULTIME DE STABILITE DE FORME	154
VI.6.2. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT.....	155

CHAPITRE VII :ETUDE DES VOILES

VII.1. INTRODUCTION.....	157
--------------------------	-----

VII.2. LE SYSTEME DE CONTREVENTEMENT	157
VII.2.1. CONCEPTION	157
VII.3. CALCUL DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT	157
VII.3.1. PRINCIPE DE CALCUL DU VOILES	158
VII.4. LA METHODE DE CALCUL DU VOILES	158
VII.5. LES RECOMMANDATIONS DU RPA99	159
VII.6. CALCUL FERRAILLAGE DES VOILES.....	160
VII.6.1. EXEMPLE DE CALCUL	160
VII.6.2. Détermination des contraintes.....	160
VII.6.3. Calcul des armatures verticales.....	160
VII.6.4. Calcul des armatures horizontales.....	161
VII.6.5. Calcul des armatures transversales.....	161
VII.7. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	161

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE MINARET ET COUPOLE

VIII. INTRODUCTION	164
VIII.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	164
VIII.1.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALE,SECONDAIR.....	164
VIII.1.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	164
VIII.1.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES	165
VIII.2. ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE	165
VIII.2.1.CALCULE DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE.....	166
VIII.2.2. CALCUL DES COEFFICIENTS DE PARTICIPATION MODALE.....	166
VIII.2.3. VERIFICATION DE LA PERIODE.....	166
VIII.2.4. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS	167
VIII.2.5. DISPOSITION DES VOILES	167
VIII.3. FERRAILLAGE DES POUTRES.....	168
VIII.4. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	169
VIII.5. CALCUL FERRAILLAGE DES VOILES	171
VIII.6. ÉTUDE DE LA DALLE PLEINE.....	174

VIII.7. ÉTUDE LA COUPOLE.....	181
VIII.7.1. INTRODUCTION	181
VIII.7.2.LE POIDS DE LA COUPOLE.....	169
VIII.7.3. CALCUL DE FERRAILLAGE.....	171
VIII.7.4. FERRAILLAGE DE POUTRE DE LA CINTURE	181
 CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
IX.1. CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE.....	187
IX.1.1. DEFINITION.....	187
IX.1.2. DIMENSIONNEMENT.....	187
IX.1.3. CALCUL DES CHARGES.....	188
IX.1.4. FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE	188
IX.1.5. LES VERIFICATIONS	190
IX.2. CALCUL DES FONDATIONS	192
IX.2.1. INTRODUCTION	192
IX.2.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS.....	193
IX.2.3. FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE LIBAGE	198
IX.2.4. FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE LONGRINE.....	202
IX.2.5. DEFINITION DU RADIER.....	203
IX.2.6. CALCUL DU RADIER	204
IX.2.7. PRE DIMENSIONNEMENT DU RADIER	204
IX.2.8. VERIFICATIONS DE LA POUTRE DE LIBAGE	205
IX.2.9. ÉVALUATION DES CHARGES POUR LE CALCUL DU RADIER.....	206
IX.2.10. FERRAILLAGE DU RADIER	206
IX.2.11. FERRAILLAGE DES POUTRES DE LIBAGES	209
IX.2.11.1. Sens longitudinale	209
IX.2.11.2. Armature de peau	210
IX.2.11.3. Contrainte de cisaillement :.....	210
IX.2.11.4. Armatures transversales.....	210
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	212
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

Liste des figures :

Figure I. 1: façade principal.....	04
Figure I. 2: coupe a-a.....	05
Figure I. 3: coupe b-b.....	06
Figure I. 4: Plan de rez de chaussée.....	07
Figure I. 5: Plan de 1 ^{er} étage.....	08
Figure I. 6: plan de terrasse.....	09
Figure I. 7: Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.	14
Figure I. 8: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l’ELS.	15
Figure I. 9: Diagramme déformation contraintes-déformations.	17
Figure I. 10: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots...	19
Figure II 1: Coupe du plancher à corps creux.....	23
Figure II 2: Plancher terrasse.....	26
Figure II 3: Plancher étage courant, R.D.C.	27
Figure II 4: Détail mur extérieur.....	28
Figure II 5: Détail d’un mur intérieur.	28
Figure II 6: Le poteau le plus sollicité.....	31
Figure II 7: Le poteau le plus sollicité.....	33
Figure III. 1: Dimensionnement des poutrelles.	39
Figure III. 2: Diagrammes du moment corrigé.....	41
Figure III. 3: Diagramme de l’effort tranchant.....	42
Figure III. 4: Diagramme des moments fléchissant.....	47
Figure III. 5: Diagramme des efforts tranchants.....	47
Figure III. 6: Compression de la bille d’about.	52
Figure III. 7: Ferrailage des poutrelles Plancher étage courant (Poutrelles de rive).	58
Figure III. 8: Ferrailage des poutrelles Plancher étage courant(Poutrelles intermédiaire)....	58
Figure III. 9 Schéma de Ferrailage de la dalle de compression:.....	59
Figure III. 10: Diagramme des moments fléchissant.....	63
Figure III. 11 Diagramme des efforts tranchants	63
Figure III. 12: Compression de la bille d’about	68
Figure III. 13: Ferrailage des poutrelles Plancher terrasse (Poutrelles de rive).	74
Figure III. 14: Ferrailage des poutrelles Plancher terrasse (Poutrelles intermédiaire).	74
Figure III. 15 Schéma de Ferrailage de la dalle de compression:.....	75
Figure IV.1.: Schéma de l’escalier	77
Figure IV.2.: Vu en plan de l’escalier (Type 1).....	78
Figure IV.3: Schéma statique de l’escalier type 1 (cas de volée 1).....	78
Figure IV.4: Schéma statique des charges de l’escalier type 1 (cas de volée 1).	81
Figure IV.5: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l’escalier type 1.....	82
Figure IV.6: Schéma de ferrailage de l’escalier type 1(cas volée1).....	85
Figure IV. 7 : Schéma statique de l’escalier type 1 (cas de volée 2).....	85
Figure IV. 8 : Schéma statique des charges de l’escalier type 1 (cas de volée 2).	88
Figure IV.9: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l’escalier type 1.....	89

Figure IV.10: Schéma de ferrailage d'un escalier type 1 (cas volée 2).....	92
Figure IV.11: Diagramme du moment pour la poutre palière.	93
Figure IV.12: Schéma de La poutre palière à la torsion	95
Figure IV. 13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	98
Figure IV. 14 : Schéma escaliers à 4 volées	98
Figure IV.15: Schéma statique de l'escalier type2 (cas volée 1 et 3).....	99
Figure IV.16: Schéma statique des charges de l'escalier type 2 (cas volée 1 et 3).	102
Figure IV.17: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier type 2.....	103
Figure IV.18: Schéma des marches consoles	106
Figure IV. 19: Schéma statique des charges de l'escalier type 2 (cas volée 2 et 4)	107
Figure IV.20 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier type 2.....	107
Figure IV. 21: Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.....	109
Figure IV.22: Schéma de la poutre brisée..	109
Figure IV.23: Ferrailage de la poutre brisée.....	115
Figure IV.24: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.	115
Figure IV.25 : Schéma du ferrailage d'acrotère.	120
Figure V.1: Spectre de réponse.....	126
Figure V.2: Poids de chaque étage.	130
Figure V.3: Disposition des voiles.....	131
Figure V.4: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4.....	132
Figure V.5: Modes principaux de la vibration.....	132
Figure VI.1: Ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.....	146
Figure VI.2: zone nodale.	148
Figure VI.3: Dessin de ferrailages des sections des poteaux	155
Figure VII.1: Schéma de ferrailage du mur voile.....	162
Figure VIII.1 : Disposition des voiles.....	167
Figure VIII. 2 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4.	168
Figure VIII. 3: Ferrailage des sections des poutres.	169
Figure VIII. 4: Schéma de ferrailages des sections des poteaux.....	171
Figure VIII. 5: Schéma de ferrailage du mur voile.	173
Figure VIII. 6: Panneau de dalle le plus sollicité	174
Figure VIII. 7: Schéma Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.....	180
Figure VIII. 8: Schéma Ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine.....	180
Figure VIII. 9: Ferrailage de la coupole.....	185
Figure IX. 1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.	188
Figure IX.2: Schéma d'une semelle isolée.	193
Figure IX. 3: Schéma d'une Semelle filante.....	195
Figure IX. 4 : Schéma de ferrailage de Semelle filante.....	198
Figure IX. 5 : Ferrailage de la poutre de libage (exemple PL SF3).....	201
Figure IX. 6: Ferrailage de la poutre de longrine.	203
Figure IX. 7: Radier général.	204
Figure IX. 8: Schéma du panneau.....	207
Figure IX. 9: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture..	209

Figure IX. 10: Ferrailage de la poutre de libage suivant les deux sens.....211

Liste des tableaux :

Tableau I. 1: Les déformations limitent du pivot.	19
Tableau II 1: Charge et surcharge du plancher terrasse.....	27
Tableau II 2: Charge et surcharge des étages courants.....	27
Tableau II 3: Charge et surcharge des murs extérieurs.....	28
Tableau II 4 Charge et surcharge des murs intérieurs:.....	29
Tableau II 5 Dégression des charges d'exploitations:.....	29
Tableau II 6 Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs.:	37
Tableau III. 1: Rapport entre les travées successives.	45
Tableau III. 2 : Tableau récapitulatif des sollicitation des poutrelles (étage courants)	48
Tableau III. 3 : Vérification des compressions.....	54
Tableau III. 4 : Rapport entre les travées successives.	60
Tableau III. 5 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).	64
Tableau III. 6 : Vérification des compressions.....	70
Tableau IV.1 : Charges et surcharge du paillasse type 1(cas volée 1).	79
Tableau IV.2: Charges et surcharge du palier type 1 (cas volée 1)..	80
Tableau IV.3: Calcul effort tranchant de l'escalier type 1 (cas volée1).	81
Tableau IV. 4: Charges et surcharge du paillasse type 1(cas volée 2)	86
Tableau IV.5: Charges et surcharge du palier type 1(cas volée 2).	87
Tableau IV.6: Calcul effort tranchant de l'escalier type 1 (cas volée2).	88
Tableau IV.7: Vérification des différentes conditions (poutre palière).	94
Tableau IV.8: Charges et surcharge du paillasse type2 (cas volée 1 et 3).....	100
Tableau IV.9: Charges et surcharge du de palier l'escalier type 2 (cas volée 1 et 3).....	101
Tableau IV.10 : Calcul effort tranchant de l'escalier type 2 (cas volée1 et 3).	102
Tableau V. 1: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).	129
Tableau V.2: Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau.	130
Tableau V.3: Participation massique cumulée.....	133
Tableau V.4: Tableau des modes et des périodes.	134
Tableau V.5: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.....	135
Tableau V.6: Vérification à l'effet P- Δ	136
Tableau VI. 1: Exemple de ferrailage des poutres en travée	140
Tableau VI. 2: Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.	141
Tableau VI. 3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principale de rive et inter)	141
Tableau VI. 4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires de rive et inter) ...	142

Tableau VI. 5: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99	148
Tableau VI. 6 : Les sollicitations défavorables du 1er genre	148
Tableau VI. 7: Les sollicitations défavorables du 2eme genre.....	149
Tableau VI. 8: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux	152
Tableau VI. 9: Vérification au flambement des poteaux des différents étages	155
Tableau VIII.1: Tableau récapitulatif des sections des poteaux, poutres et voiles.....	165
Tableau VIII.2 : Participation massique cumulée.....	166
Tableau VIII.3: déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.	167
Tableau VIII.4: Ferrailage des poutres de rive et intermédiaires..	168
Tableau VIII.5: Tableau récapitulatif des ferrailage des poutres.	169
Tableau VIII.6: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	171
Tableau VIII.7: poids de la coupole..	182
Tableau IX. 1: Vérification de la stabilité au renversement 1 ^{er} genre..	194
Tableau IX. 2: Vérification des contraintes 2 ^{ème} genre.....	195
Tableau IX. 3: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	195
Tableau IX. 4: Section des semelles filantes dans le sens transversal.....	196
Tableau IX. 5 : Tableau récapitulatif des semelles filantes.	197
Tableau IX. 6: Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de libage.....	200
Tableau IX. 7: : Vérification de la stabilité au renversement...	202
Tableau IX. 8: les moments fléchissant suivant les deux sens....	207
Tableau IX. 9: Ferrailage de la poutre en travée suivant le sens longitudinale.....	210

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	État Limite De Service,
E.L.U	État Limite Ultime,
C^{te}	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
$A_{max} \cdot A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_u	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_o	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,

b_1	Largeur d'une aile de tension en T,
d	hauteur utile d'une section,
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{ej}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j- jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j- jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
η	coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus,
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,
\mathcal{E}_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s),
π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S

σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

Introduction générale

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une mosquée, implantée dans la commune de Tissemsilt la wilaya de Tissemsilt qui est classée en zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le RPA99 version 2003, BAEL 91.

Cette étude se compose de neuf chapitres :

- Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier) ;
- Le deuxième chapitre donne pré-dimensionnement des éléments structuraux ;
- Le troisième chapitre concerne le calcul des planchers ;
- Le quatrième chapitre contient le calcul et le ferrailage des éléments non structuraux escalier, acrotère... ;
- Au cinquième chapitre nous avons fait une étude sismique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel ETABS V 9.7.4, et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec les règlements parasismiques algériennes;
- Le sixième et septième chapitre donnent le ferrailage des portiques poteaux, poutres, voiles ;
- Le huitième chapitre consacré à l'étude de minaret et le dimensionnement, ferrailage de la coupole.

Dans le dernier chapitre nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

Le travail sera achevé par une conclusion générale et des perspectives.

Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage et
hypothèses de calcul

I.1.Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'une mosquée en béton armé, composé d'un Réz de chaussée et un étage, ce projet est un ouvrage implanté à la commune de Tissemsilt la wilaya de Tissemsilt,

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 :

- La wilaya classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) ;
- L'ouvrage est considéré comme un ouvrage de grande importance de groupe d'usage (1B), car il reçoit simultanément plus de 300 personnes.

La wilaya est considéré comme un lieu à faible action de vent (zone I) selon les règlements NEIGE ET VENT 2013 (D.T.R C 2-4.7).

I.1.1.Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)**I.1.1.1.Dimensions en élévation**

- La hauteur totale de l'ouvrage : 8,05 m ;
- La hauteur du RDC est de : 4,25 m ;
- La hauteur de l'étage courant est de : 3,8 m ;
- La hauteur de l'acrotère est de : 70 cm ;
- La coupole : est en forme de demi-sphère de rayon 3,00 m et d'épaisseur 12cm en béton armé.

I.1.1.2.Dimensions en plan

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 30,95$ m ;
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 23,40$ m.

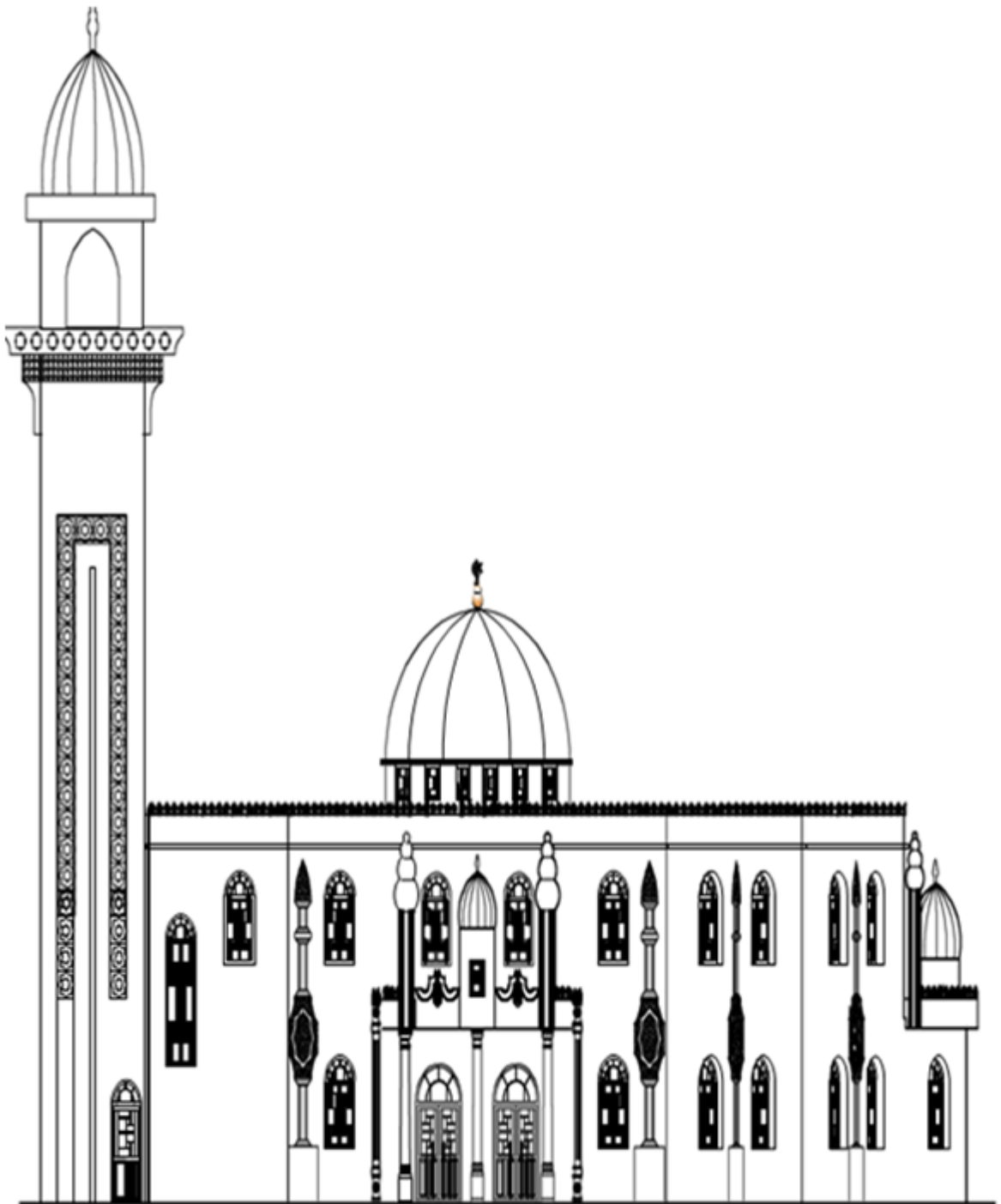


Figure I. 1:Façade principal.

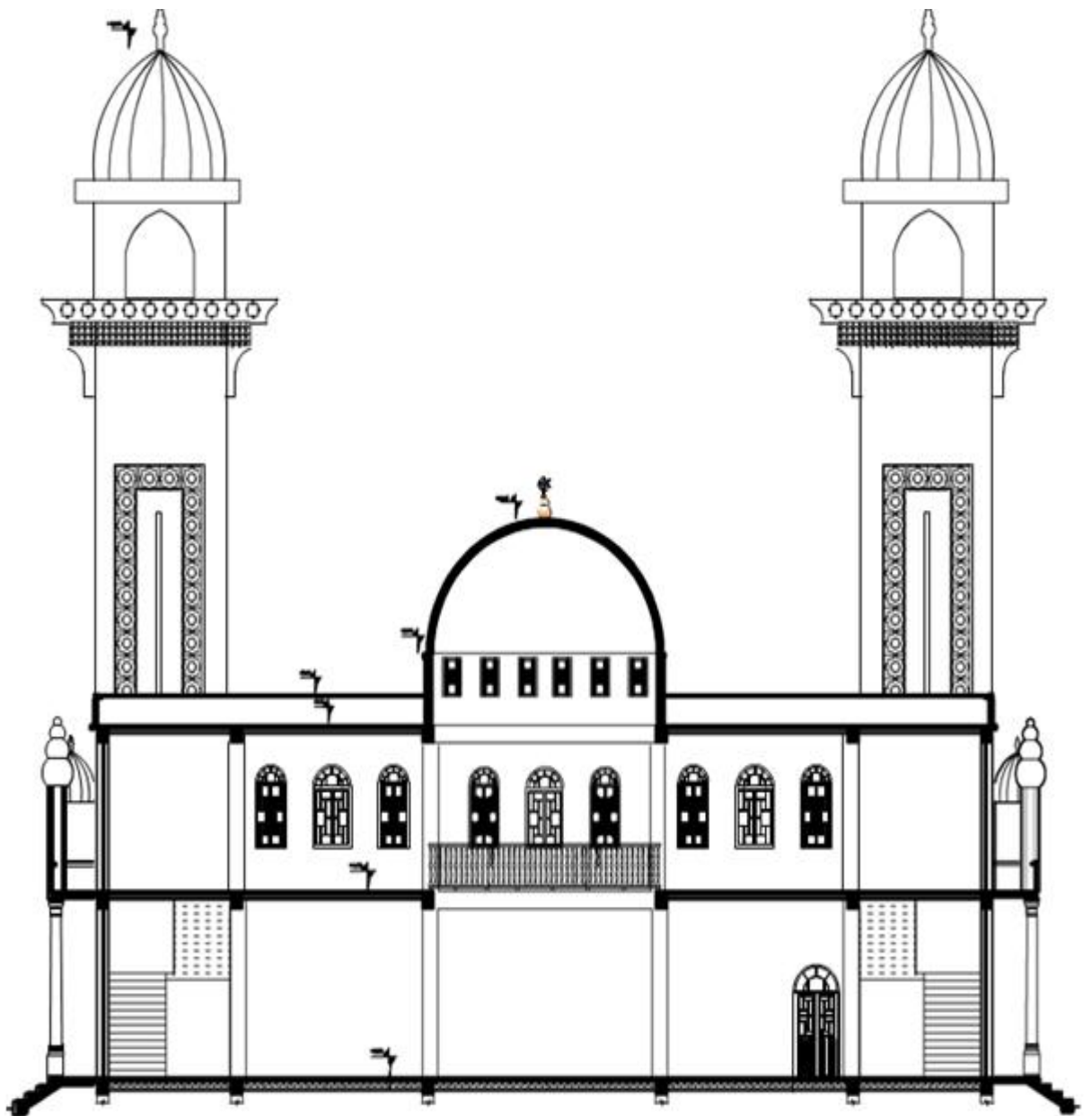


Figure I. 2: Coupe a-a.

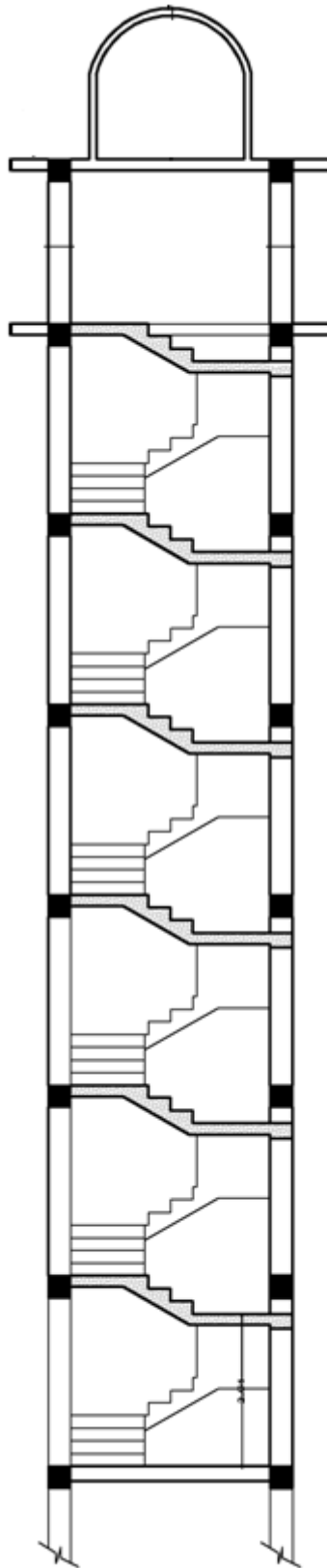


Figure I. 3:coupe b-b.

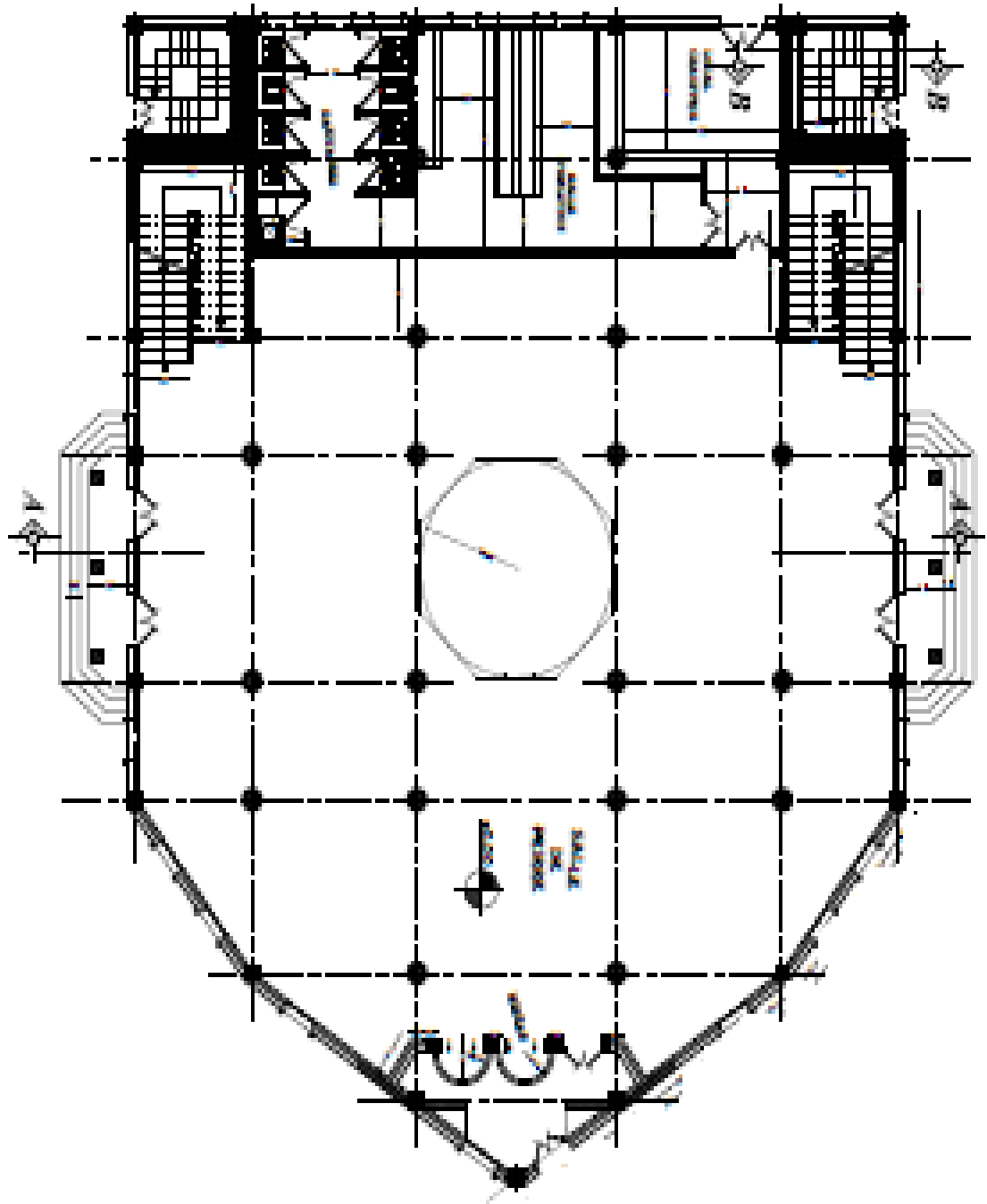


Figure I. 4: Plan de rez de chaussée.

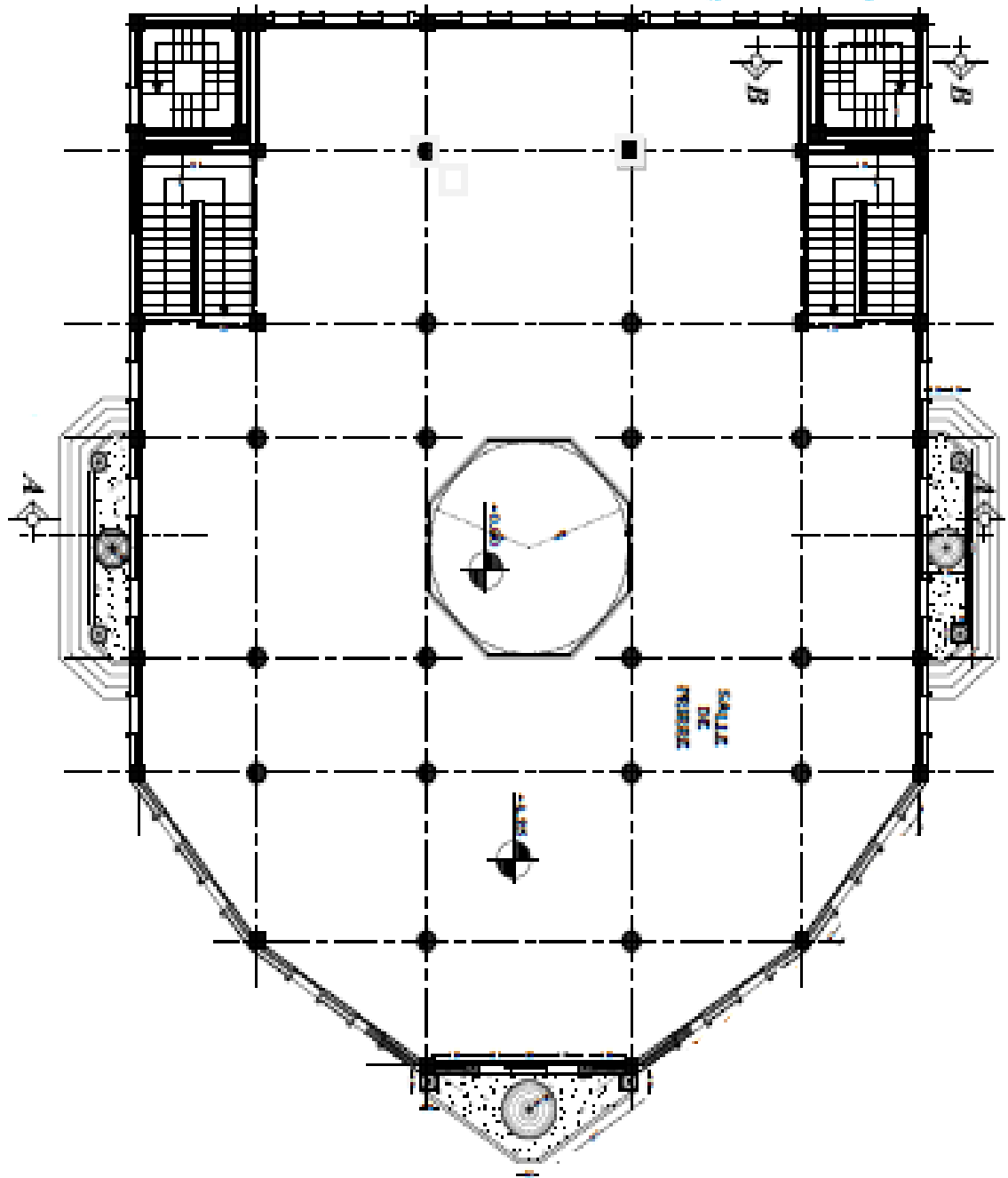


Figure I. 5: Plan de 1^{er} étage.

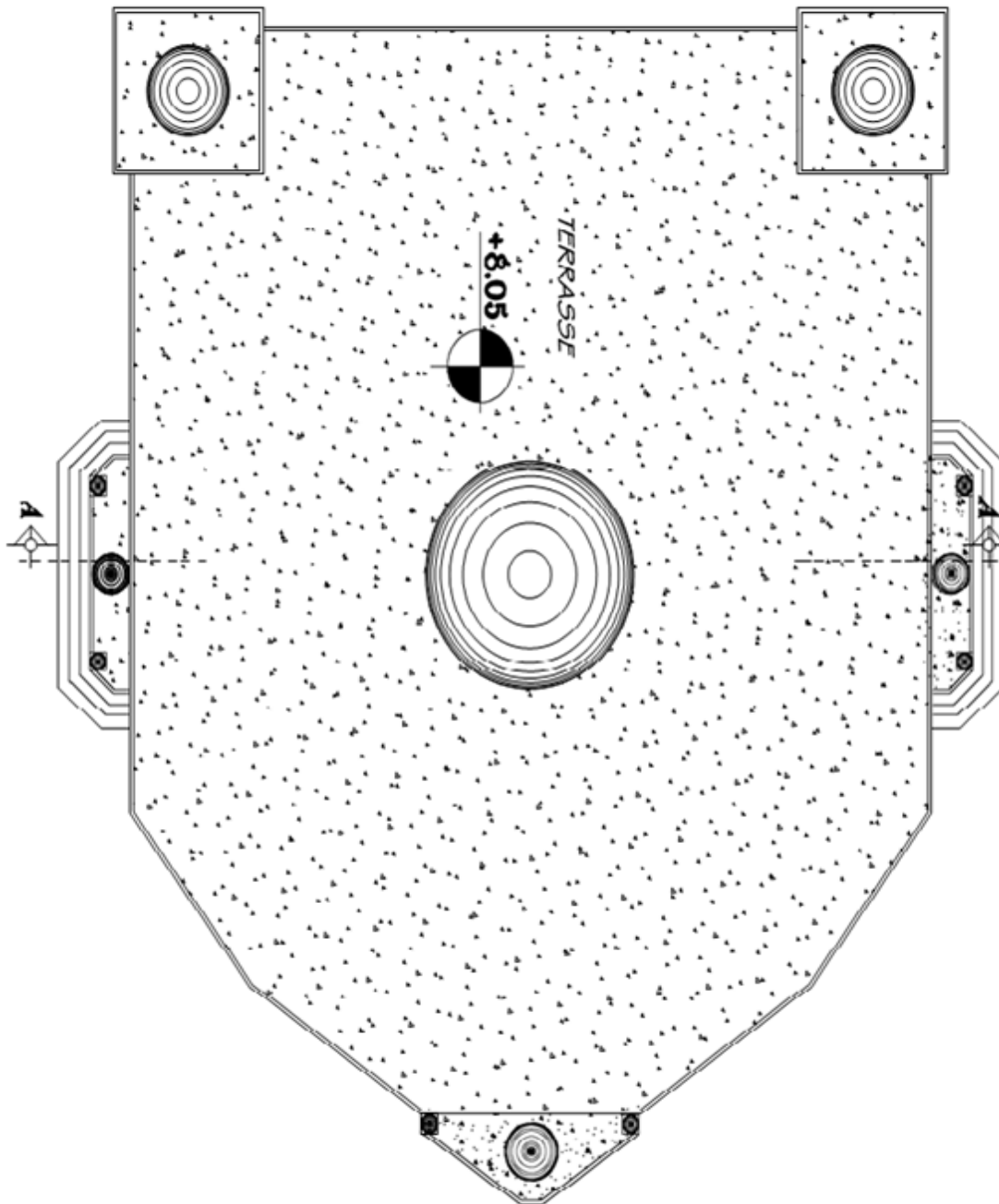


Figure I. 6: Plan de terrasse.

I.1.2.Ossature et système constructif adopté**I.1.2.1.Ossature**

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et de voile de contreventement suivant les différents sens, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et sur tous des actions horizontales.

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.1.2.2.Les Plancher

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux (20+5) cm ;
- Plancher en dalle pleine (ép=15cm).

a)Planchers en creux corps

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

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

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

b)Plancher en dalle pleine

La dalle en béton armé coulée en place sur un coffrage plat.

I.1.2.3.Terrasse

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

I.1.2.4.Escaliers

Est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.

Notre structure comporte deux types d'escaliers.

- Escalier droit à deux volées se trouve au RDC ;

- Escalier droit à quatre volées se trouve au minaret.

I.1.2.5. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés comme suit.

a) Murs extérieurs

Ils sont constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur, brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur. Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur. Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.

b) Murs intérieurs

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.1.2.6. Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 70 cm.

I.1.3. Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (L.T.P.O-Tissemsilt) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\delta_{sol} = 1,50$ bars pour un ancrage $h = 2,5m$;
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,70$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 20^\circ$;
- La cohésion $C = 0,5$ bars ;
- Le site est considéré comme meuble (S₃).

I.1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites « BAEL 91 », ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.1.4.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de tractions.

a) Les matériaux composant le béton**a.1) Ciment**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

a.2) Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

•Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

•Graviers

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

b)Principaux caractéristiques et avantages de béton

Les principaux avantages du béton armé sont :

b.1)Économie

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

b.2)Souplesse des formes

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.

b.3)Résistance aux agents atmosphériques

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

b.4)Résistance au feu

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

b.5)Résistance mécanique

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

•Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16.32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm².

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

• Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est défini par la relation

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}^{2/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.} \end{cases}$$

On a $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $f_{c28} \leq 60\text{MPa}$

Donc $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ $f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1\text{MPa}$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) ;
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

b.6) Contrainte limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

• État limite ultime (ELU)

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier ;

- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \% & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \min(4,5 ; 0,025f_{c28}) \% & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \varepsilon_{bc1} = 2\%$$

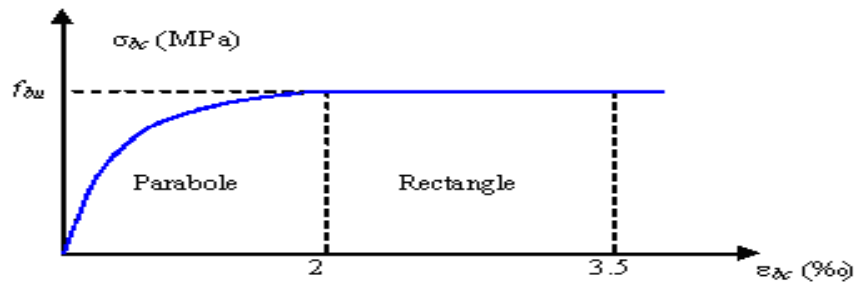


Figure I. 7: Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$;

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

•État limite de service (ELS)

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

La structure doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec: $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

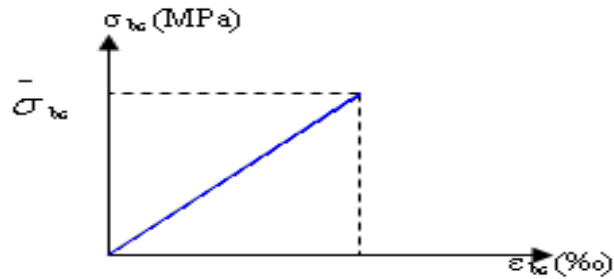


Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

b.7) Contrainte admissible de cisaillement

$\tau_u = \min(0.2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{Mpa})$ Fissuration peu préjudiciable ;

$\tau_u = \min(0.15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{Mpa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

b.8) Modules de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

•Module de déformation instantanée

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

•Module de déformation différé

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} .$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

b.9) Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

c. Dosage du béton utilisé :

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 kg/m^3 de ciment. Sa composition courante pour 1 m^3 est comme suit:

- Ciment : 350kg de CPA325 ;
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm ;
- Sable : 400 litres de 0/5mm ;
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

I.1.4.2. Aciers de construction

Les aciers utilisés en béton armé est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute adhérence (HA) : nuances FeE 400 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 5 \text{ mm}$ pour les dalles.

a.1) Diagramme déformation- contrainte

$$\sigma_s = f(\epsilon\%)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général ;}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ cas des combinaisons accidentelles.}$$

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

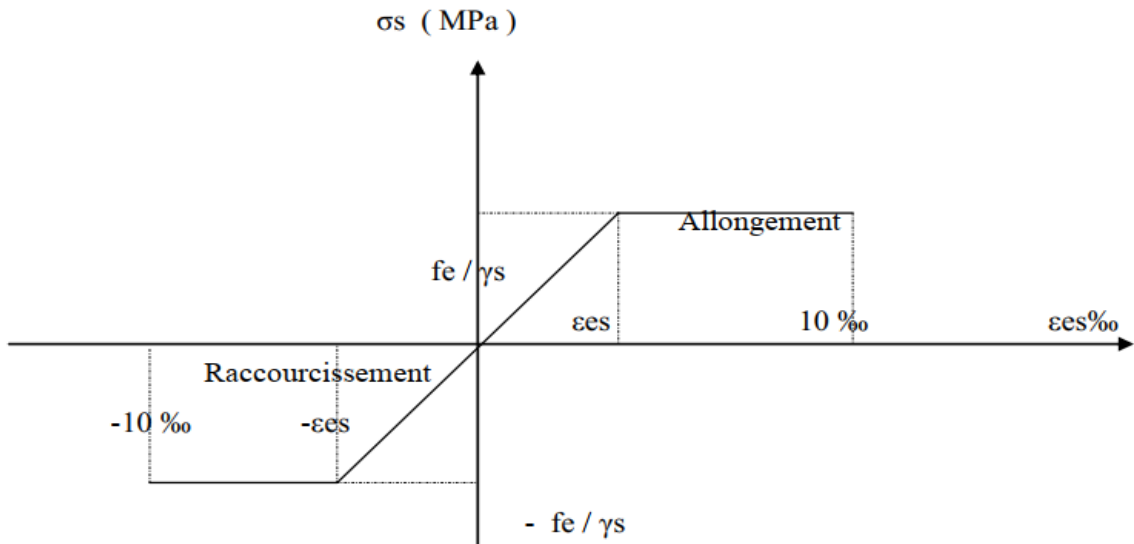


Figure I.9: Diagramme déformation contraintes-déformations.

a.2)Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ;

Il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa].

a.3)Contrainte de calcul

•État limite ultime

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la Figure I.9.

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots\dots\dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)
 - $\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$
- haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)
 - $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

•État limite de service

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures:

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;

- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa ;
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa.

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta=1 \dots\dots\dots \text{Pour ronds lisses ;} \\ \eta=1,6 \dots\dots\dots \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm ;} \\ \eta=1,3 \dots\dots\dots \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm.} \end{cases}$$

a.4) Allongement de rupture

$\varepsilon_s =$ Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

I.2. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- États limite ultime de résistance E. L. U. R ;
- États limite de service E.L.S.

I.2.1. États limite ultime de résistance

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.2.1.1. Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité ;

$$\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple.} \end{cases}$$

- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.

I.2.1.2. Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir:

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/00$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/00$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/00$

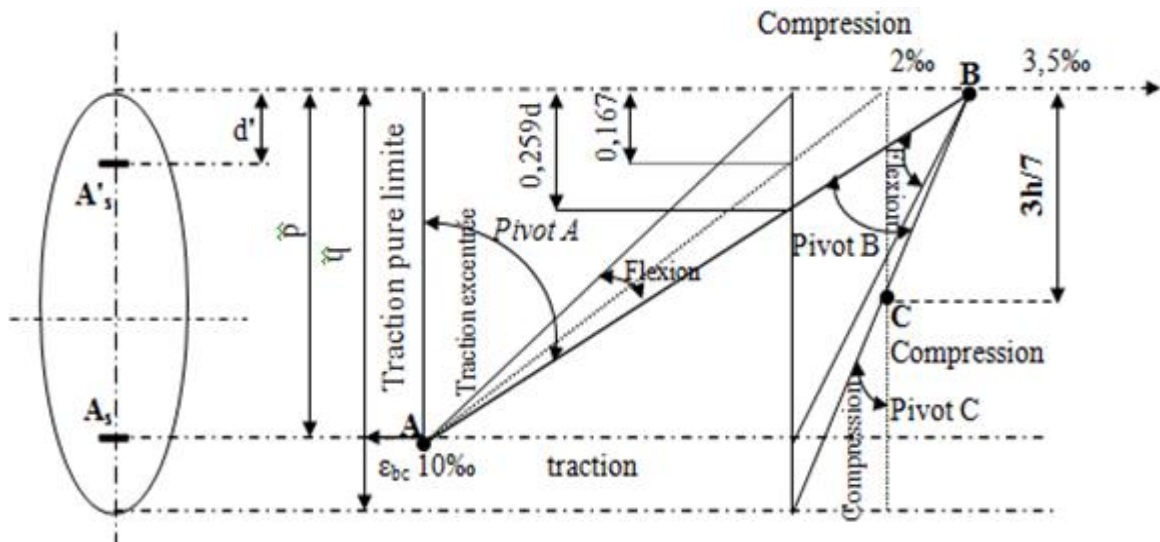


Figure I.10: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

I.2.2. États limite de service

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

I.2.2.1. Hypothèses de calcul à E.L.S

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.2.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

a) Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »

- Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

- Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$\begin{cases} P2 = G + Q \pm E. \\ P3 = G + Q \pm 1,2 E. \\ P4 = 0,8 G \pm E \end{cases}$$

b) Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance

$$P5 = G + Q.$$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présentés notre projet, la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux choisis pour cette étude.

Chapitre II :
Pré-dimensionnement des
éléments principaux

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments principaux (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est un dimensionnement préliminaire régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques auto stable et les voiles.

Le pré-dimensionnement doit être satisfaites les conditions de premier genre (BAEL) et règles de (RPA 99 version 2003).

II.2 .Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante et partie terrasse ;
- Plancher à dalle pleine (minaret).

Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- **Corps creux:** c'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.
- **Poutrelles:** ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.
- **Dalle de compression:** est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.
- **Treillis soudé :** L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

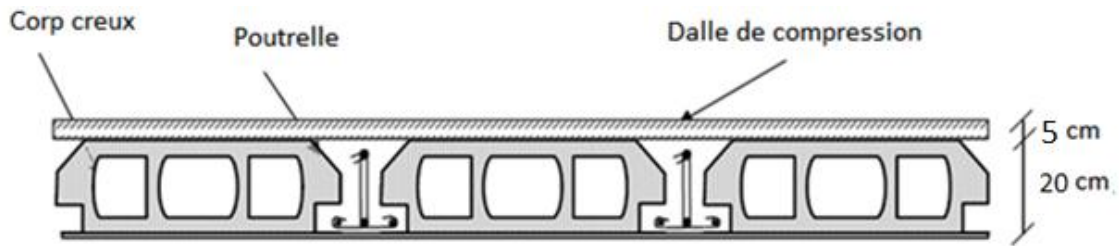


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$ avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement. Pour déterminer h_t , on utilise la condition suivante :

II.2.1 .1. Condition de rigidité

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec : L c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{560}{22,5}$$

$$h_t = 24,88 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 25 \text{ cm}$, soit un plancher (20+5) cm.

Dalle pleine au niveau du minaret

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

II.2.1.2. Condition de sécurité contre l'incendie

- $e > 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
- $e > 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu ;
- $e > 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

II.2.1.3. Condition d'isolation acoustique

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15 cm.

II.2.1.4. Condition de Résistance à la flexion

La hauteur de la dalle est donnée par :

- Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens) :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \end{cases}$$

- Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens) :

$$\begin{cases} 0,4 < \alpha < 1 \\ \frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} ; \text{ Avec : } L_x \geq L_y \end{cases}$$

Pour notre cas on a : $L_x = 260$ cm et $L_y = 260$ cm

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{260}{260} = 1 \geq 1$$

Pour : $0,4 < \alpha < 1$

$$e \geq \frac{L_x}{30} \rightarrow e \geq \frac{260}{30} = 8,66$$

On prend : $e = 12$ cm.

II.2.1.5. Condition de flèche

Selon le CBA93 (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500} ; \text{ Si la portée } L \text{ est inférieure ou égale à } 5 \text{ m} ; f_{\max} < \frac{260}{500} = 0,52 \\ f_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} ; \text{ Si la portée } L \text{ est supérieure à } 5 \text{ m} \end{cases}$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1$ m.

$$\begin{cases} G = 2,60 \times 1 \times 25 = 65 \text{ kN/m} \\ Q = 5,00 \text{ kN/m} \end{cases} \Rightarrow q_{\text{ser}} = G + Q = 70 \text{ KN/m}$$

I : le moment d'inertie; $I = \frac{b \times e^3}{12}$ (cm⁴)

E : module de Young $E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19$ MPa

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I \times b} = \frac{5 \times 12 \times 70 \times 10^{-3} \times 260^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 70 \times 10^{-3} \times 260^4}{384 \times 100 \times 32164,19 \times 0,08}} = 5,79 \text{ cm}$$

Donc $e = 5,79$ cm.

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e \geq \text{Max} (14\text{cm} ; 15\text{cm} ; 12 ; 5,79 \text{ cm})$, alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine :

$e = 15$ cm.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (RDM).

- Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{ largeur de la poutre.} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{ hauteur utile.} \end{array} \right.$$

- Selon le **R.P.A 99(version 2003)**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b_1 \end{array} \right.$$

Nous avons un seul type des poutres :

- Poutre principale : $L_{\max} = 5,60 \text{ m}$;
- Poutre secondaire : $L_{\max} = 5,60 \text{ m}$.

Poutres principales

Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

II.3.1.1. Pré-dimensionnement des poutres principales

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 560 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 37,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 56 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{ on prend : } h_t = 50 \text{ cm} \\ 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{ on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,66 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 50 + 30) = 105 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.3.1.2.Pré-dimensionnement des poutres secondaires

$$\begin{cases} L = 560 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 37,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 56 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend: } h_t = 45\text{cm} \\ 12,15\text{cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend: } b = 30\text{cm} \end{cases}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)** :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1,5 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $b_{\max} \leq (1,5 \times 45 + 30) = 97,5 \text{ cm.} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Donc on prend la section des poutres secondaire: $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.4.Descente de charge

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

II.4.1.Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courant, mur extérieurs, mur intérieures.

II.4.1.1.Plancher terrasse inaccessible

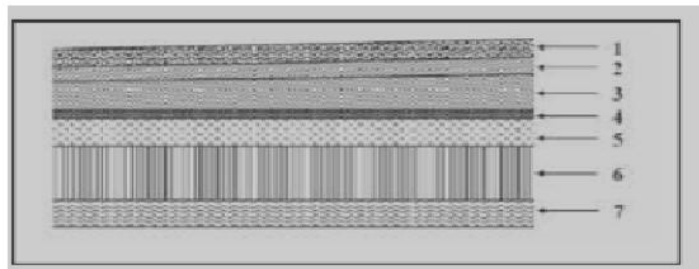


Figure II.2: Plancher terrasse.

Tableau II.1: Charge et surcharge du plancher terrasse.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Protection en gravillons	0,05	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,1	2,2
4	Feuille de Polyâne	0,001	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	0,16
6	Plancher à corps creux	20+5	3,20
7	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		6,89
Totale	Q		1

II.4.1.2. Plancher étage courants

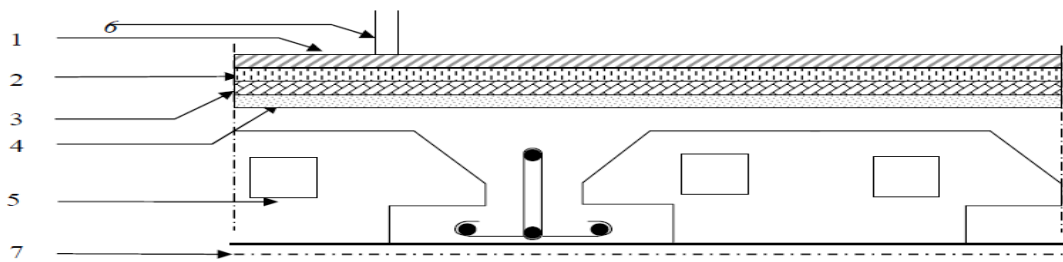


Figure II.3: Plancher étage courant, R.D.C.

Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,34
4+5	Plancher à corps creux	20+5	3,20
6	Cloison en briques creuses	0,1	0,90
7	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		5,44
Totale	Q		5

II.4.1.3.Mur extérieur (double cloison)

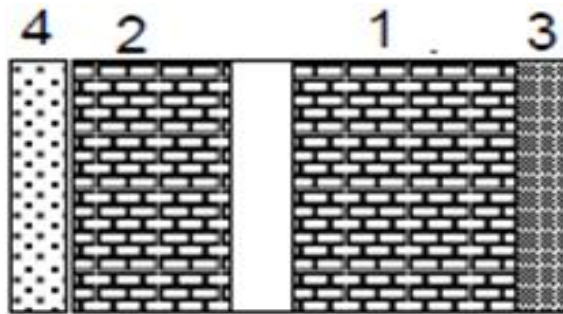


Figure II.4: Détail mur extérieur.

Tableau II.3 : Charge et surcharge des murs extérieurs

N°	Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
1	Brique creuses à l'extérieur	0,15	1,35
2	Brique creuses à l'intérieur	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
4	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
Totale	G (RDC, 1 ^{er} étage)		2,67

• Remarque

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessitent d’opter un coefficient de pourcentage d’ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G)

$$G = 0,7 \times 2,67 = 1,869 \text{ KN/m}^2.$$

II.4.1.5.Mur intérieur

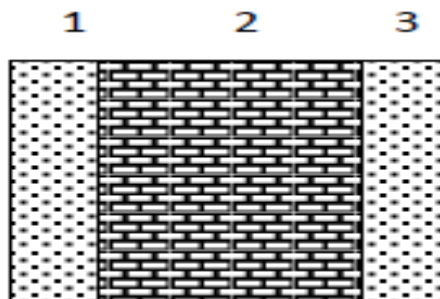


Figure II.5: Détail d'un mur intérieur.

Tableau II.4: Charge et surcharge des murs intérieurs

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Totale	G (RDC, 1 ^{er} étage)		1,32

II.4.2.1.Charges d’exploitation

Les charges d’exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l’usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d’occupation.

II.4.2.2.Loi de dégression des charges d’exploitations

Puisque il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d’exploitation en fonction du nombre d’étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu’à 0,5Q de bas vers le haut.

- Sous terrasse Q_0 ;
- Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$;
- Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$;
- Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$;
- Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;
- Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Soit Q_0 la surcharge d’exploitation sur la terrasse du structure et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots . Q_n$ les surcharges d’exploitation relatives aux planchers 1,2, ... ,n qui sont numérotés à partir du sommet du structure.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d’exploitation suivantes :

Tableau II.5: Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
01	Q_1	Q_1	1
R.D.C	Q_2	$Q_1 + Q_2$	6

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau reprenant la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Dans notre structure on a 2 types des poteaux :

-**Type 1** : poteau circulaire ;

-**Type 2** : poteau carré .

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) .
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\lambda \phi (= \alpha)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- λ : Élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right)$.
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I_{Pca} = \frac{bh^3}{12}; I_{Pci} = \frac{\pi D^4}{64} \right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$) .
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)Situation durable.

- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)Situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 2)(b - 2)$ cm²).

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

Exemple de calcul type 1 :

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $h_0 = 4,25$ m.

Donc : $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 4,25 \Rightarrow L_f = 2,97$ m.

II.5.1.1.Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (C, 4) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

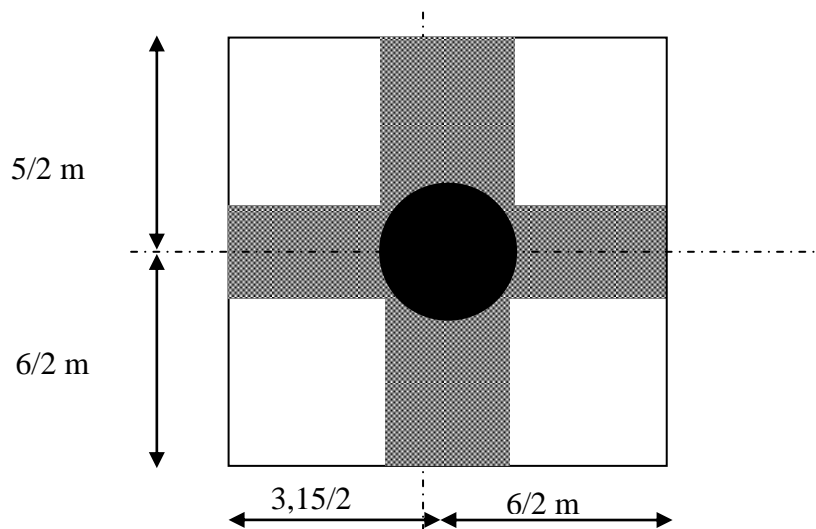


Figure II.6 : Le poteau le plus sollicité.

II.5.1.2.Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit S La surface supportée par poteau axe (C, 4):

$$S = \left(\frac{5}{2} + \frac{6}{2}\right) \times \left(\frac{3,15}{2} + \frac{6}{2}\right)$$

$$S = 25,16 \text{ m}^2.$$

II.5.1.3. Effort normal ultime due à chaque niveau**a) Les efforts de compression due aux charges permanentes NG****a.1) Poids propre des plancher terrasse**

Poids propre du plancher terrasse : $G_{\text{terrasse}} \times S = (6,89) \times 25,16 = 173,35 \text{ KN}$.

a.2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

Poids propre du Plancher étages courants:

$$G_{\text{RDC, E courants}} \times S = (5,44) \times 25,16 = 136,87 \text{ KN}.$$

a.3) Poids propre des poutres principales

$$G_{\text{p.principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,5 \times \left(\frac{6}{2} + \frac{5}{2} \right) = 20,62 \text{ KN}$$

a.4) Poids propre des poutres secondaires

$$G_{\text{p.secondeire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.secondeire}} = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times \left(\frac{6}{2} + \frac{3,15}{2} \right) = 15,44 \text{ KN}.$$

a.5) Poids propre totale

$$G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n + (G_{\text{p.principale}} + G_{\text{p.secondeire}}) \times 2.$$

Avec : n c'est le nombre de planchers d'étages courants; n=1.

$$G_{\text{total}} = 173,35 + 136,87 \times 1 + (20,62 + 15,44) \times (2)$$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = 382,34 \text{ KN}.$$

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation

$$Q_{\text{total}} = Q \times S = 6 \times 25,16 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 150,96 \text{ KN}.$$

c) Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 382,34 = 420,57 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 150,96 = 166,05 \text{ KN}$$

$$N_U = (1,35 \times 420,57) + (1,5 \times 166,05) = 816,84 \text{ KN} \Rightarrow N_U = 816,84 \text{ KN}.$$

II.5.1.4. Détermination de (D)

$$B = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$I_{Pci} = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$i = \sqrt{\frac{4\pi D^4}{64\pi D^2}} = \sqrt{\frac{4D^2}{64}} = 0,25D$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{297,5}{(0,25 \times D)} \leq 50. \Rightarrow \left(D \geq \frac{297,5}{0,25 \times 50} = 23,8 \right)$$

On prend : D = 50 cm

II.5.1.5. Vérification selon “ RPA99 version 2003 ”

Dimensions minimaux requis par le “ RPA99 version 2003 ” :

D’après l’article 7.4.1, pour les poteaux circulaires le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous pour une zone sismique IIa:

$D \geq 30\text{cm}.....$ Condition vérifiée.

Donc On adopte pour les poteaux de type circulaire une section : D = 50 cm.

Exemple de calcul type 2 :

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d’où : $h_0 = 4,25$ m.

Donc : $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 4,25 \Rightarrow L_f = 2,97$ m.

II.5.1.6. Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (E, 3) comme il est motionné au figure suivante d’où la surface hachure c’est elle supporte par le poteau pour toute étages.

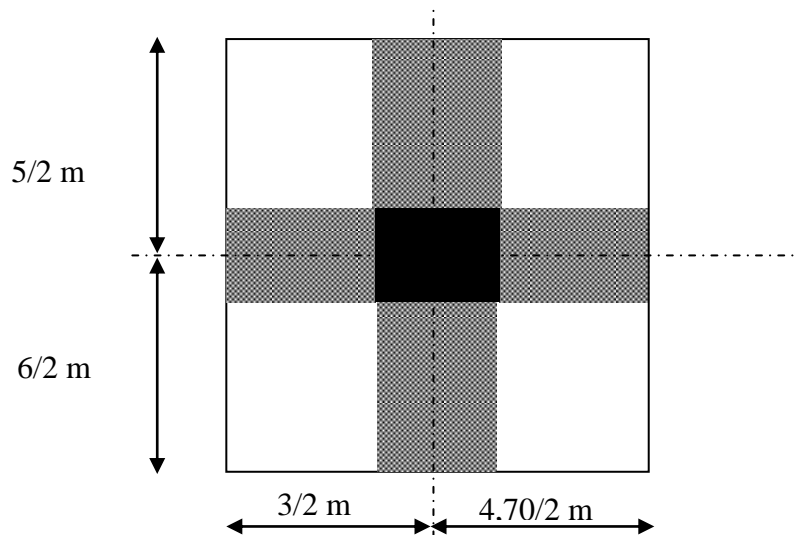


Figure II.4 : Le poteau le plus sollicité.

II.5.1.7. Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit S La surface supportée par poteau axes (E, 3):

$$S = \left(\frac{5}{2} + \frac{6}{2} \right) \times \left(\frac{3}{2} + \frac{4,70}{2} \right)$$

$$S = 21,17 \text{ m}^2.$$

II.5.1.8. Effort normal ultime due à chaque niveau**a) Les efforts de compression due aux charges permanentes NG****a .1) Poids propre des plancher terrasse**

Poids propre du plancher terrasse : $G_{\text{terrasse}} \times S = (6,89) \times 21,17 = 145,86 \text{ KN}$.

a .2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

Poids propre du Plancher étages courants:

$$G_{\text{RDC, E courants}} \times S = (5,44) \times 21,17 = 115,16 \text{ KN}.$$

a .3) Poids propre des poutres principales

$$G_{\text{p.principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,5 \times \left(\frac{6}{2} + \frac{5}{2} \right) = 20,62 \text{ KN}$$

a .4) Poids propre des poutres secondaires

$$G_{\text{p.secondeire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{\text{p.secondeire}} = 25 \times 0,3 \times 0,45 \times \left(\frac{4,70}{2} + \frac{3}{2} \right) = 12,99 \text{ KN}.$$

a .5) Poids propre totale

$$G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n + (G_{\text{p.principale}} + G_{\text{p.secondeire}}) \times 2.$$

Avec : n c'est le nombre de planchers d'étages courants; n=1.

$$G_{\text{total}} = 145,86 + 115,16 \times 1 + (20,62 + 12,99) \times (2)$$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = 328,24 \text{ KN}.$$

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation

$$Q_{\text{total}} = Q \times S = 6 \times 21,17 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 127,02 \text{ KN}.$$

c) Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1,1 \times 328,24 = 361,06 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 127,02 = 139,72 \text{ KN}$$

$$N_U = (1,35 \times 361,06) + (1,5 \times 139,72) = 697,01 \text{ KN} \Rightarrow N_U = 697,01 \text{ KN}.$$

II .5.1.9. Détermination de (a)

$$B = b.a$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{297,5}{(0,289 \times a)} \leq 50 \Rightarrow \left(a \geq \frac{297,5}{0,289 \times 50} = 20,58 \right)$$

On prend : a = 40

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{297,5}{(0,289 \times 50)} = 25,73 < 50$$

$\lambda = 25,73 < 50$ Condition vérifiée.

II .5.1.10..Détermination de (b):

Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime Nu doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (40 - 2)(b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{cm}$$

- Selon « RPA 99 version 2003 » $A_s = 0,8\%B_r$Zone IIa

$$A_s = 0,8\%[48(b - 2)] = 0,304(b - 2) \text{cm}^2$$

$$\lambda = 25,73 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35^2)} \right]$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(20,55/35)^2} \right]$$

$$\alpha = 0,79$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} ; F_e = 400 \text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u \leq 0,79 \times \left[\frac{38 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 12,90 \text{cm}$$

Donc, on prend : b = 40.

II .5.1.11.Vérification selon « RPA99 version 2003 »

Dimensions minimaux requis par le « RPA99 version 2003 » :

D'après l'article 7 .4.1, pour une zone sismique II, on doit avoir au minimum :

$$\min(a;b) = \min(40;40) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\min(a;b) = \min(40;40) > \frac{h_e}{20} = \frac{425}{20} = 21,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

Donc On adopte pour les poteaux de RDC une section carrée $(a \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

Le **R.P.A 99(version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

Pour RDC

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{375}{22} \rightarrow e \geq 17.04 \text{ cm}$$

Pour le 1er étage

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{330}{22} \rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

Avec :

L : Longueur du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

h_e : Hauteur d'étage.

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements: $e = 20 \text{ cm}$.

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs:

Eléments	Sections	
Poteaux	Carré	Circulaire
	(40x40) cm ²	(D=50) cm ²
Poutres principales	(30x50) cm ²	
Poutres secondaires	(30x45) cm ²	
Voiles	20 cm	
Plancher à corps creux	(20+5) cm	
Dalle pleine	15 cm	

Chapitre III :
Calcul des planchers

III.1.Introduction :

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destinés essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Ils sont soit :

- En corps-creux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent les corps-creux, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.
- A dalle pleine en béton armé.

Les planchers assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance :**

Les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

- **Fonction d'isolation:**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, Comme notre projet, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les entrevous. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.1.1 Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$). La hauteur du plancher est 25cm soit (20+5) cm.

Avec : $\begin{cases} 20\text{cm} : \text{corps creux ;} \\ 5\text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes. Hauteur du plancher : $h_t = 25\text{ cm}$ Épaisseur de la nervure : $h_0 = 5\text{cm}$ Largeur de la dalle de compression: $b_0 = 12\text{cm}$.

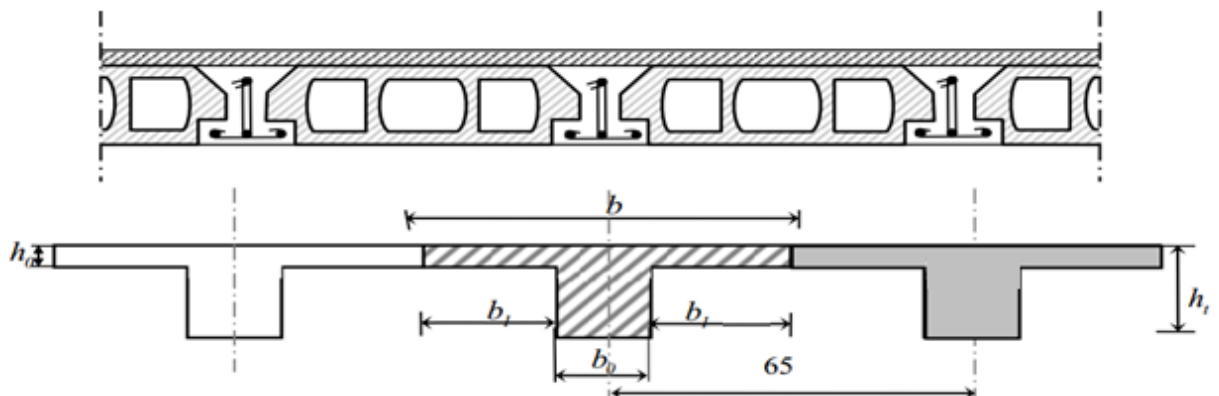


Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles.

III.1.1.1. Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes: $b=2b_1+b_0$

La portée maximale est : $L = 5,60 \text{ m}$ et $l_1=65\text{cm}$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{560}{10} = 56 \text{ cm} \\ 33,6 \text{ cm} \leq b_1 \leq 44,8 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

III.2. Méthode de calcul des poutrelles**III.2.1. Méthode forfaitaire**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci après sont satisfaites.

III.2.1.1. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 ;$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable .

III.2.1.2. Principe de calcul

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques " M_0 " De la travée indépendante.

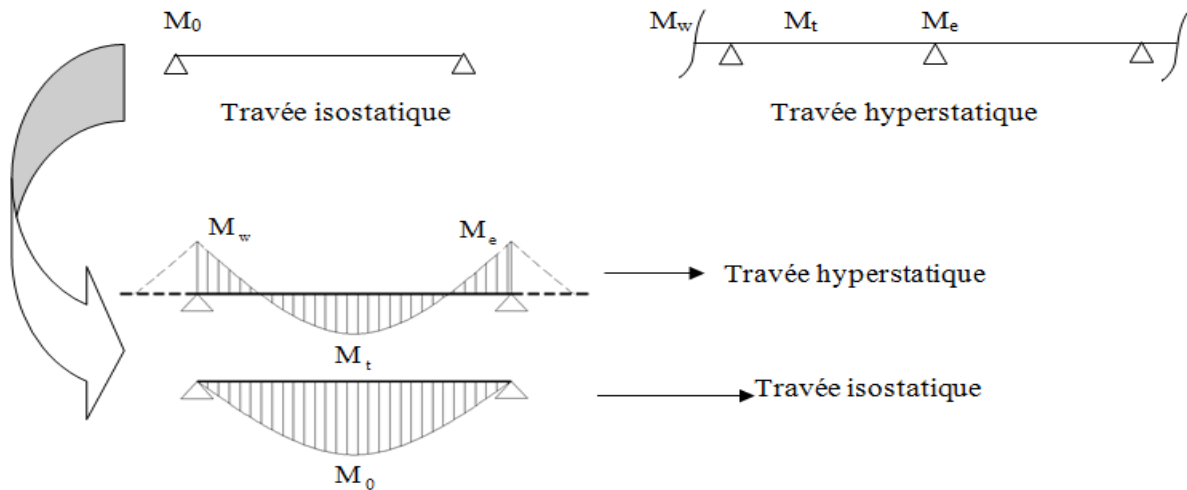


Figure III.2: Diagrammes du moment corrigé.

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max [1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1+0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1,2+0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante ;

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée ;

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha : Q/(G+Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes Et d'exploitations.

III.2.1.3. Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

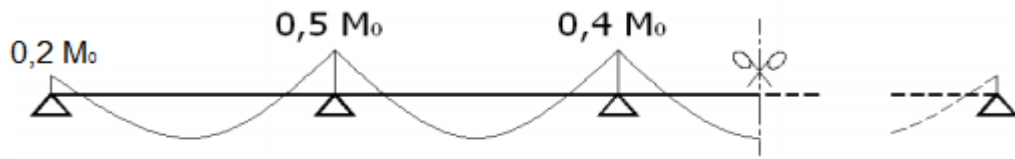
- Poutre contenue a deux travées ;



- Poutre contenue a trois travées ;



- Poutre continue a plus de trois travées.



III.2.1.4.Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

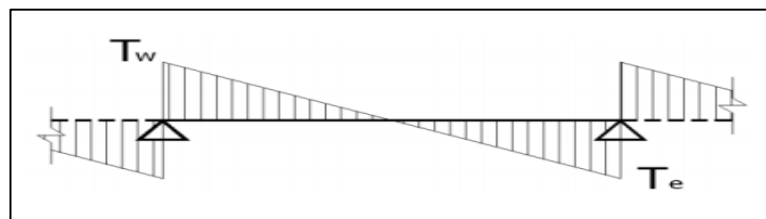


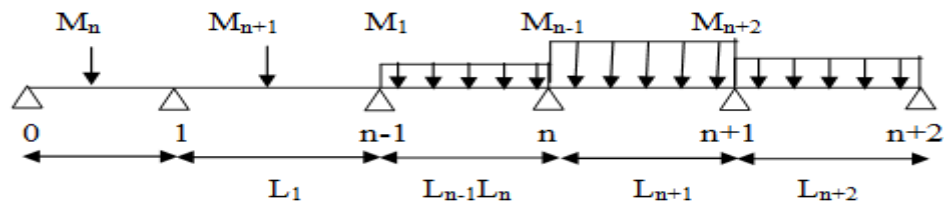
Figure III.3: Diagramme de l'effort tranchant.

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

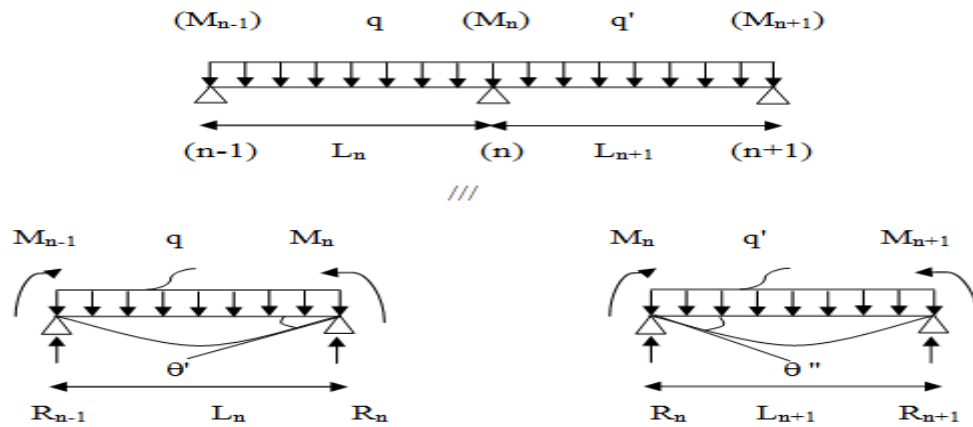
III.3.Méthode des trois moments :

III.3.1. Principe de calcul de la méthode des trois moments:

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

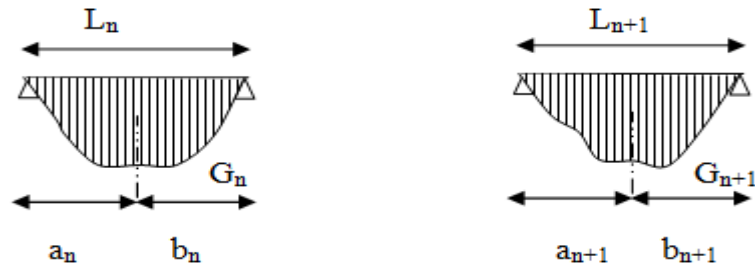


Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n , M_{n-1} , M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ($\theta' = \theta''$).....

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n , L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n , G_{n+1} : les centres d'inerties des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme général il est applicable à tous les types de chargement. cette équation est appelée **équation de CLAPEYRON**.

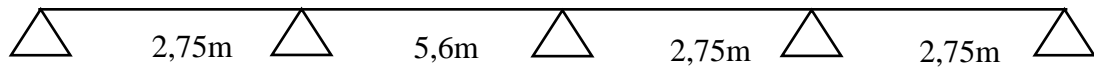
III.4.Calcul du ferrailage

III.4.1.Planchers étages courant

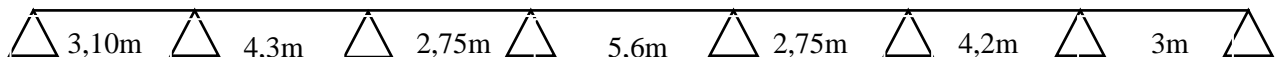
III.4.1.2.Etude des poutrelles Planchers étages courants

On a quatre (04) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et les longueurs des travées

Type 01 : Travées A-B ;B-C ;C-D;D-E.



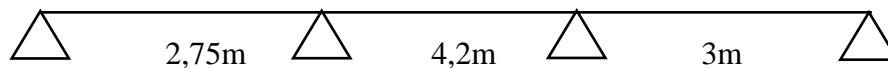
Type 02 : TravéesA-B ;B-C ;C-D ;D-E ;E-F ;F-G ;G-H.



Type 03 :TravéesA-B ;B-C ;C-D.



Type 04 : Travées A-B ;B-C ;C-D.



a)Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire

- la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
 $Q = 5 \text{ KN/m}^2 < (2G = 10,88 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q=5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,88 \text{ KN/m}^2$ *Condition vérifiée.*
- Poutrelle à d’inertie constante ($I = \text{Cte}$).....*Condition vérifiée.*
- Fissuration peu préjudiciable *Condition vérifiée.*
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau III.1: Rapport entre les travées successives

travées	A-B	B-C	B-C	C-D	C-D	D-E	D-E	E-F	E-F	F-G	F-G	G-H
Portée	3,1	4,3	4,3	2,75	2,75	5,6	5,6	2,75	2,75	4,2	4,2	3
Rapport	0,72		1,56		0,49		2,03		0,65		1,4	

$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$ *Conditio non vérifiée.*

Vu que la 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

b) Sollicitations

$$G = 5,44 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

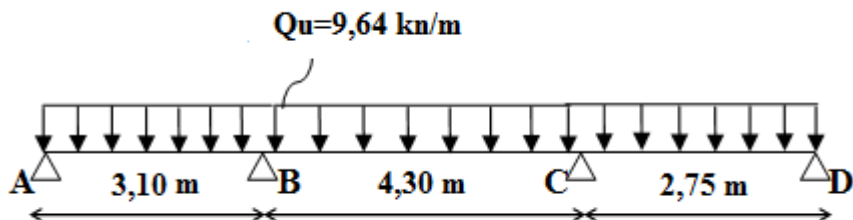
$$\begin{cases} G = 5,44 \times 0,65 = 3,53 \text{ KN/ml} \\ Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Q_U = 1,35G + 1,5Q = 9,64 \text{ KN/ml} \\ Q_{\text{ser}} = G + Q = 6,78 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ **Exemple de calcul type 03 :**

à l'ELU :

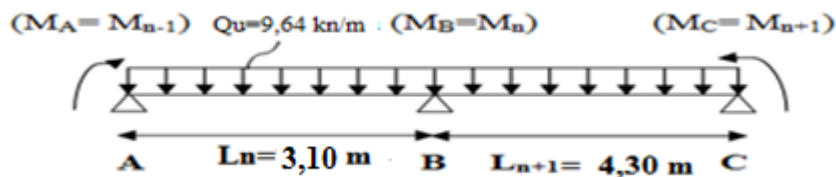
On prend comme exemple de calcul le 3^{ème} type de poutrelle (avec 3 travées)



Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend : A-B et B-C



➤ **Partie AB:**

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 11,58 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,55 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \times 3,10 \times 11,58 = 23,93 \text{ m}^2$$

➤ **Partie BC:**

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 22,28 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,15 \text{ m}$$

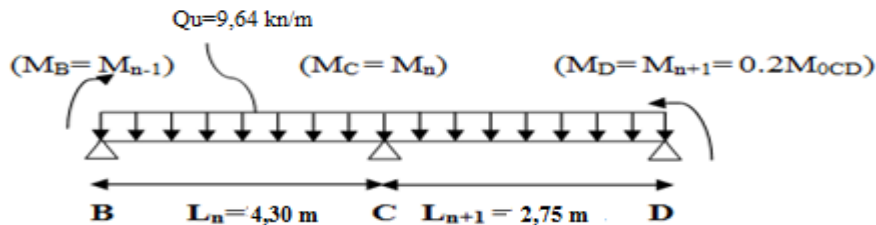
$$S_{n+1} = \frac{2}{3} \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = \frac{2}{3} \times 4,30 \times 22,28 = 63,86 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,10M_A + 2(3,10 + 4,30) \cdot M_B + 4,30M_C = -6[(1,55 \times 23,93 / 3,10) + (2,15 \times 63,86 / 4,30)]$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2 \times M_{0AB} = -2,31 \text{ KN.m}$$

$$14,80M_B + 4,30M_C - 7,16 = -263,37 \dots \dots \dots (1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D



➤ **Partie BC:**

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 22,28 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,15 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} \cdot L_n \cdot M_{0BC} = \frac{2}{3} \times 4,30 \times 22,28 = 63,86 \text{ m}^2$$

➤ **Partie CD:**

$$M_{0CD} = Ql^2/8 = 9,11 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,375 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} \cdot L_{n+1} \cdot M_{0CD} = \frac{2}{3} \times 2,75 \times 9,11 = 16,70 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,30M_B + 2(4,30 + 2,75) \cdot M_C + 2,75M_D = -6[(2,15 \times 63,86 / 4,30) + (1,375 \times 16,70 / 2,75)]$$

$$\text{Avec: } M_D = -0,2 \times M_{0CD} = -1,82 \text{ KN.m}$$

$$4,30M_B + 14,10M_C - 5 = -241,68 \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \text{ et } (2): M_B = -12,61 \text{ KN.m} \text{ et } M_C = -12,94 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments sur appuis sont:**

$$M_A = -2,31 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -13,64 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -12,64 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -1,82 \text{ KN.m}$$

➤ **L'effort tranchant:**

$$\text{Travée (AB)} \left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{2,31 - 13,64}{3,10} + 9,64 \frac{3,10}{2} = 11,28 \text{ KN} \\ T_B = \frac{2,31 - 13,64}{3,10} - 9,64 \frac{3,10}{2} = -18,59 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} T_B = \frac{13,64 - 12,64}{4,3} + 9,64 \frac{4,3}{2} = 20,95 \text{ KN} \\ T_C = \frac{13,64 - 12,64}{4,3} - 9,64 \frac{4,3}{2} = -20,48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (CD)} \begin{cases} T_C = \frac{12,64 - 1,82}{2,75} + 9,64 \frac{2,75}{2} = 17,18 \text{ KN} \\ T_D = \frac{12,94 - 1,82}{2,75} - 9,64 \frac{2,75}{2} = -9,31 \text{ KN} \end{cases}$$

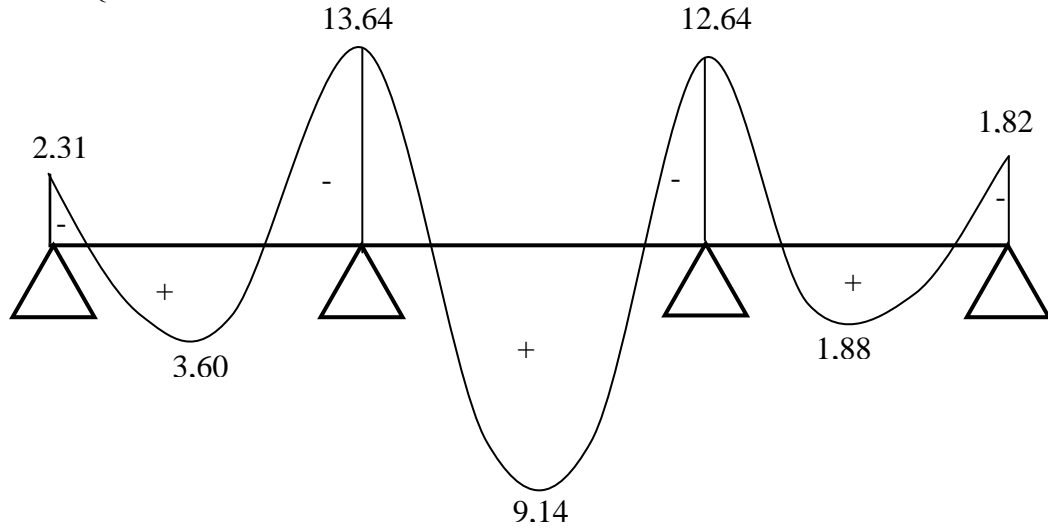


Fig.III.4. Diagramme des moments fléchissant M [KN.m].

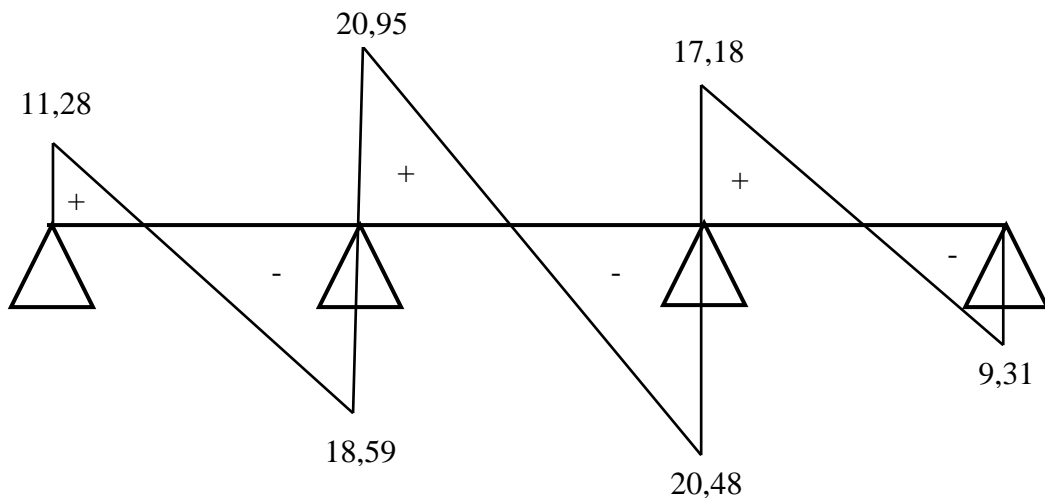


Fig.III.5. Diagramme des efforts tranchants T [KN].

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courant).

Type	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S					
			M(KN. m) et T(KN)						M(KN m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	Me	Mt	T _w	T _e
1	AB	2,75	9,11	-1,82	-21,6	-2,59	6,06	-20,44	6,4	-1,28	-15,18	-1,82	4,2	-14,3
	BC	5,6	37,78	-21,6	-19,23	17,38	27,41	-26,57	26,57	-15,18	-13,52	12,22	19,2	-18,6
	CD	2,75	9,11	-19,23	-11,36	-6,19	16,11	-10,39	6,4	-13,52	-7,99	-4,34	11,3	-7,3
	DE	4,2	21,25	-11,36	-4,25	13,45	21,93	-18,55	14,94	-7,99	-2,99	9,45	15,4	-13,1
2	AB	3,1	8,14	-1,62	-13,84	0,41	7,83	-17,23	5,72	-1,14	-9,73	0,28	5,5	-12,1
	BC	4,3	22,28	-13,84	-9,01	10,85	21,84	-19,60	15,67	-9,73	-6,33	7,63	15,3	-13,7
	CD	2,75	9,11	-9,01	-20,06	-5,42	9,23	-17,26	6,40	-6,33	-14,11	-3,81	6,5	-12,1
	DE	5,6	37,78	-20,06	-20,27	17,62	26,95	-27,02	26,57	-14,11	-14,25	12,39	18,9	-19,0
	EF	2,75	9,11	-20,27	-8,18	-5,11	17,65	-8,86	6,4	-14,25	-5,75	-3,59	12,4	-6,2
	FG	4,2	21,25	-8,18	-14,07	10,12	18,84	-21,64	14,94	-5,75	-9,90	7,12	13,2	-15,2
	GH	3	10,84	-14,07	-2,16	2,72	18,43	-10,49	7,62	-9,90	-1,52	1,91	12,9	-7,3
3	AB	3,1	11,58	-2,31	-13,64	3,60	11,28	-18,59	8,14	-1,62	-9,59	2,53	7,93	-13,7
	BC	4,3	22,28	-13,64	-12,64	9,14	20,95	-20,48	15,67	-9,59	-8,88	6,43	14,7	-14,4
	CD	2,75	9,11	-12,64	-1,82	1,88	17,18	-9,31	6,40	-9,10	-1,28	1,32	12,1	-6,4
4	AB	2,75	9,11	-1,82	-12,19	2,10	9,48	-17,02	6,4	-1,28	-8,57	1,48	6,6	-11,9
	BC	4,2	21,25	-12,19	-12,91	8,70	20,07	-20,41	14,94	-8,57	-9,08	6,12	14,1	-14,3
	CD	3	10,84	-12,91	-2,16	3,30	18,04	-10,88	7,62	-9,08	-1,52	-3,58	12,6	-7,6

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\begin{cases} M_{0\max} = 37,78 \text{ KN.m} \\ M_{t\max} = 17,62 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 4,25 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 21,60 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 27,41 \text{ KN} \end{cases}$$

III.4.1.3.Ferrailage en travée

c)Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 65 \times 5 \times 14,17 (22,50 - 2,5) \cdot 10^{-3} = 92,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 17,62 \text{ KN.m} < M_{tab} = 92,10 \text{ KN.m} \quad M_t'' < M_0 \Rightarrow \text{La zone comprimée se trouve}$$

dans la table de compression.

\Rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions :

$$(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2.$$

➤ Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{17,62 \times 10^3}{14,17 \times (22,50)^2 \times 65} = 0,037 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,037 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A: } \xi_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,981$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{17,62 \times 10^3}{0,981 \times 22,50 \times 348} = 2,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_S = 2,29 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,62; 1,76]$$

$$A_{\min} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,76; 2,29) = 2,29 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_s \text{ 3T10} = 2,36 \text{ cm}^2$$

III.4.1.4.Ferrailage sur appuis

➤ **Appuis intermédiaire**

$$\text{Etat- limite ultime de résistance : } M_{a \text{ max(inter)}}^u = 21,60 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension : $(b_0 \times h) = (12 \times 25) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{21,6 \times 10^3}{14,17(22,5)^2 \times 12} = 0,25 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,36 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,85$$

$$A_{s_a} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21,6 \times 10^3}{0,85 \times 22,5 \times 348} = 3,23 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 3,23 \text{ cm}^2$$

➤ **Appuis de rive**

$$M_{a \text{ max(riv)}}^u = 4,25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{riv})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{4,25 \times 10^3}{14,17(22,5)^2 \times 12} = 0,049 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,063 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,974$$

$$A_{s_{a(\text{riv})}} = \frac{M_{a(\text{riv})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,25 \times 10^3}{0,974 \times 22,5 \times 348} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0,55 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 25}{1000}; 0,23 \times 12 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,30; 0,32]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,32; 3,23) = 3,23 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_S = 1T12 \text{ FIL} + 2T12 \text{ CHA} = 3,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min(\text{riv})} = 0,55 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,55; 0,32) = 0,55 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_S = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

III.4.1.5. Vérifications

➤ **L'influence de l'effort tranchant**

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{27,41 \times 10^3}{12 \times 22,50 \times 100} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition verifier .}$$

➤ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

➤ **Diamètre des armatures transversales :(article A.7.2, 2 du BAEL91):**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{250}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 7,14 \approx 8 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des espacements d'après le BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(20, 25; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 20,25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\sigma_s \left(\tau_u - 0,3k.f_{tj} \right)}{0,9.f_e \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$\alpha = 90^0 \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e E = 235 \text{MPa} \quad ; \delta_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\sigma_s \left(\tau_u - 0,3k.f_{tj} \right)}{0,9.f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(1,01 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,20$$

$$A_t = 4,95 \cdot 10^{-05}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91mod99 DTU page 196).

➤ Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,50; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,50 \text{ Mpa}$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

➤ Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est:

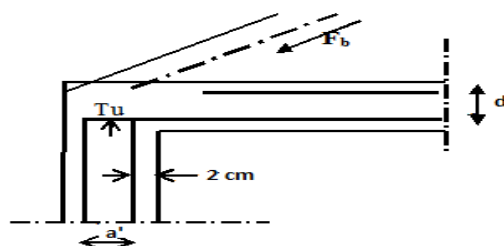


Figure III. 6 :Compression de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2.T}{a.b_0}$$

a = la longueur d'appui de la bielle $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8.b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 21,60 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 0,1} = 2,7 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2cm = 40 - 2 - 2 = 36cm$$

A = min (36 cm ; 20,25 cm) = 20,25 cm > 2,70 Condition vérifiée.

➤ **Vérification à L' E .L .S**

➤ **Au niveau des travées**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

$$\begin{cases} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_c E400 \end{cases} \Rightarrow Si : \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

➤ **Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S**

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.2 : Vérification des compressions.

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	α_T	$\left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	21,60	15,18	0,29	0,46	Condition vérifiée
Travée	17,62	12,39	0,047	0,46	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$v_u \leq 0,267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d \cdot f_{c28}$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant : b

$a = l_a - 2cm$ tel que : $l_a = l_s$ - Type de crochet

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée a partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc : $l_a = l_s - 24,69 \phi$ tel que : $l_s = 35 \phi$ ($F_{c28} = 25MPa; F_e E400$)

$l_a = 10,31 \phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31cm$

Alors : $a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31cm$

$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56 KN$

$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 27,41 \leq 66,56$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification des armatures longitudinales**

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être:

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \rightarrow A_s = \frac{1,15 \times 27,41 \times 10^{-3}}{400} = 0,78 cm^2$$

$A_s = 2,36 cm^2 \geq 0,78 cm^2$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence limite**

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot 0,23 \sum \mu} ; (\sum \mu : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres}).$$

$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$; Pour les armatures à H.A $\rightarrow = 1,5\psi_s$ d'après le tableau :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}; \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPA}$$

$$\sum \mu = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,6 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{27,41 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 0,1130} = 1,17 \text{ MPA}$$

Donc : $\tau_s = 1,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche**

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$ $\rightarrow L_{max}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 5,60 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{560}{500} = 0,011 \text{ m}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{25}{560} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,0446 \geq 0,0444) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{25}{560} \geq \frac{12,39}{26,57 \times 8} \right) \Rightarrow (0,044 \geq 0,058) \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12 \cdot 22,5} = 0,008 \leq \frac{5,6}{400} = 0,014 \right) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Vu que la 2^{ème} condition ne pas vérifiée; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{f_v}}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application.

Avec : $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$I_{f_i} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G ;

I_{f_i} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées ;

I_{f_v} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

A) Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 5)(2,5 + 25 - 5) + [(25 - 5)12(25 - 5)/2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 2,5}{(65 \cdot 5) + (25 - 5)12 + 15 \cdot 2,36}$$

$$y_G = 16,32 \text{ cm}$$

B) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65(16,32)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(16,32)^3}{3} + \frac{12(25 - 16,32)^3}{3} + 15 \cdot 2,36(22,5 - 16,32)^2$$

$$I_g = 21354,72 \text{ cm}^4$$

C) Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $j = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}^2$.

2-charge après mise de revêtement : $G = 5,44 \times 0,65 = 3,53 \text{ KN/m}^2$.

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G + Q); P = (5,44 + 5) \times 0,65 = 6,78 \text{ KN/m}^2$.

D) Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \times J \times L^2 / 8 = \left[0,85 \times 1,82 \times (5,6)^2 \right] / 8 = 6,06 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = \left[0,85 \times 3,53 \times (5,6)^2 \right] / 8 = 11,76 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = \left[0,85 \times 6,78 \times (5,6)^2 \right] / 8 = 22,59 \text{ KN.m}$$

E) calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4\alpha_t)} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4[1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})])} = \frac{6,06 \cdot 10^3}{2,36 \times 22,01} = 116,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{11,76 \cdot 10^3}{2,36 \times 22,01} = 226,39 \text{ MPa} ; \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{22,59 \cdot 10^3}{2,36 \times 22,01} = 434,89 \text{ MPa}$$

F) Calcul des coefficients :

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 22,5} = 0,008$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3(12)/65) \cdot 0,008} = 5,13$$

$$\lambda_V = (2/5) \cdot \lambda_i = 2,05$$

G) Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,008 \cdot 116,66) + 2,1} \right] = 0,63 ; \mu_G = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,008 \cdot 226,39) + 2,1} \right] = 0,39$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,008 \cdot 434,89) + 2,1} \right] = 0,22$$

H) Calcul des moments d'inertie après fissuration

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} ; I_0 = I_G$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\text{avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 25 - (0,10 + 2,5) = 22,4 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 25^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{25}{2} - 22,4 \right)^2 + 0 \right] = 88104,97 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 25^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{25}{2} - 22,4 \right)^2 + 0 \right] = 88104,97 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \cdot 88104,97}{(1 + 5,13 \cdot 0,63)} = 22901,17 \text{ cm}^4 ; I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 88104,97}{(1 + 5,13 \cdot 0,39)} = 32297,61 \text{ cm}^4$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 88104,97}{(1 + 5,13 \cdot 0,22)} = 45530,14 \text{ cm}^4 ; I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 88104,97}{(1 + 2,05 \cdot 0,39)} = 53856,88 \text{ cm}^4$$

D) Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{FI}}$$

$$F_{ij} = \frac{6,06 \times (5,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 22901,17} = 0,25 \text{ cm} ; F_{ig} = \frac{11,76 \times (5,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 32297,61} = 0,35 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{22,59 \times (5,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 45530,14} = 0,48 \text{ cm} ; F_{vg} = \frac{11,76 \times (5,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 53856,88} = 0,21 \text{ cm.}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0,21 - 0,25 + 0,48 - 0,35 = 0,09 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,09 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/500 = 560/500 = 1,12 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = 1,12 \text{ cm}$$

$F_{total} = 0,09 \text{ cm} < f_{adm}) 1,12 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

III.4.1.6. Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courants

➤ Poutrelles de rive

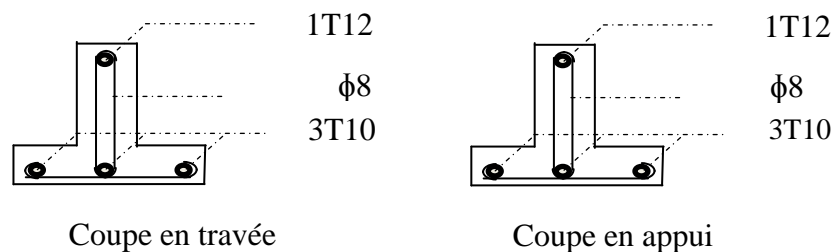


Figure III.7: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courant (Poutrelles de rive).

➤ Poutrelles intermédiaire

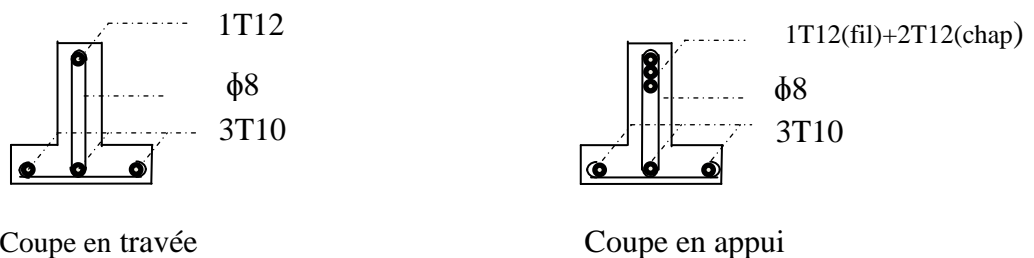


Figure III.8: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher étage courant (Poutrelles intermédiaire).

III.4.2. Calcul le ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

➤ section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

➤ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$F_e = 235 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 5 \times 65 / 235 = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{\perp} = 6 \phi 6 = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq 1,70/2 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 6$ avec un espacement de 15 cm.

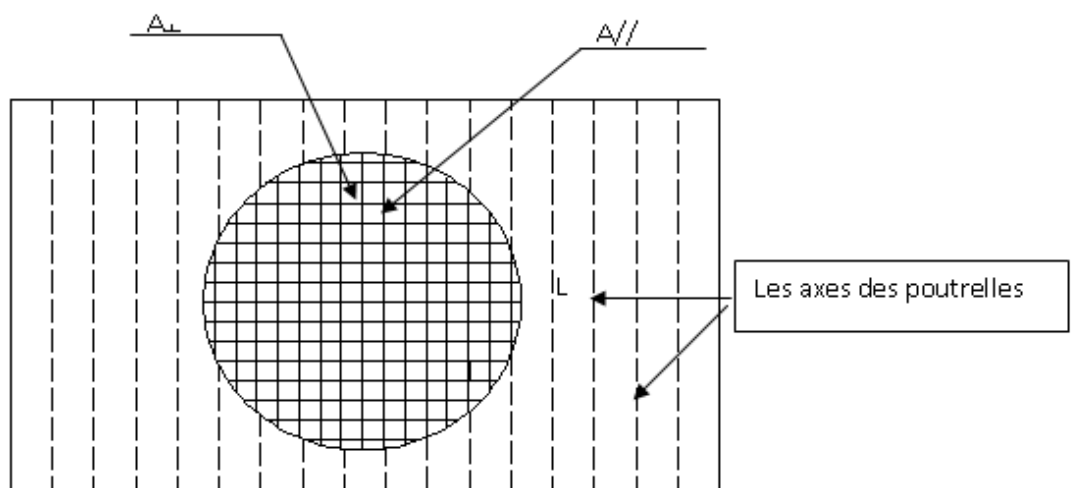


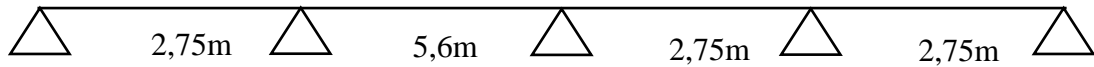
Figure III.9 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.

III.5. Planchers terrasse

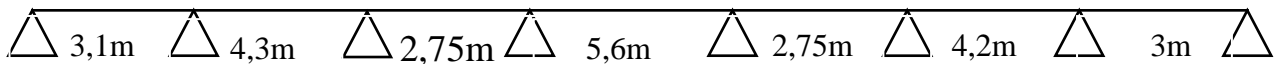
III.5.1. Etude des poutrelles Planchers terrasse

On a quatre (04) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées

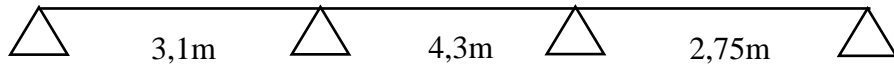
Type 01 : Travées A-B ;B-C ;C-D ;D-E



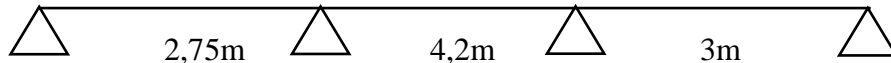
Type 02 : Travées A-B ;B-C ;C-D ;D-E ;E-F ;F-G ;G-H.



Type 03 : Travées A-B ;B-C ;C-D .



Type 04 : Travées A-B ;B-C ;C-D .



III.5.1.1.Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire

- la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
 $Q = 5 \text{ KN/m}^2 < (2G = 10,88 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q=5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,88 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d’inertie constante ($I = \text{Cte}$).....Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable Condition non vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau III.4: Rapport entre les travées successives.

travées	A-B	B-C	B-C	C-D	C-D	D-E	D-E	E-F	E-F	F-G	F-G	G-H
Portée	3,1	4,3	4,3	2,75	2,75	5,6	5,6	2,75	2,75	4,2	4,2	3
Rapport	0,72		1,56		0,49		2,03		0,65		1,4	

$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$ Conditio non vérifiée.

Vu que la 3^{eme} et la 4^{eme} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

III.5.1.2.Sollicitations

$$G = 6,89 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} G = 6,89 \times 0,65 = 4,47 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

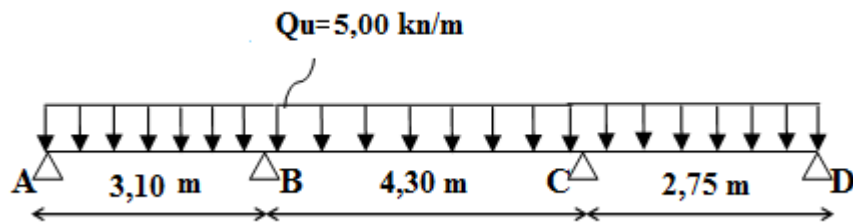
$$G' = 2G/3 = 2,98 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} Q_U = 1,35G' + 1,5Q = 5 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G' + Q = 3,63 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ Exemple de calcul type 03 :

à l'ELU :

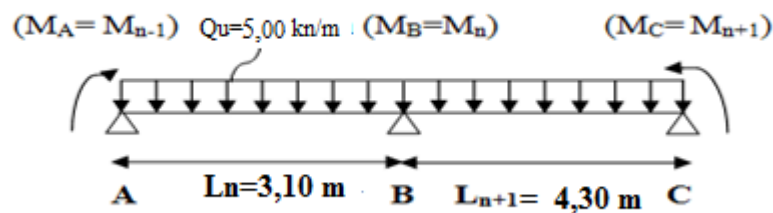
On prend comme exemple de calcul le 3^{ème} type de poutrelle (avec 3 travées)



Lecalculse fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend : A-B et B-C



➤ Partie AB:

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 6 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,55 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \times 3,10 \times 6 = 12,40 \text{ m}^2$$

➤ Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 11,55 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,15 \text{ m}$$

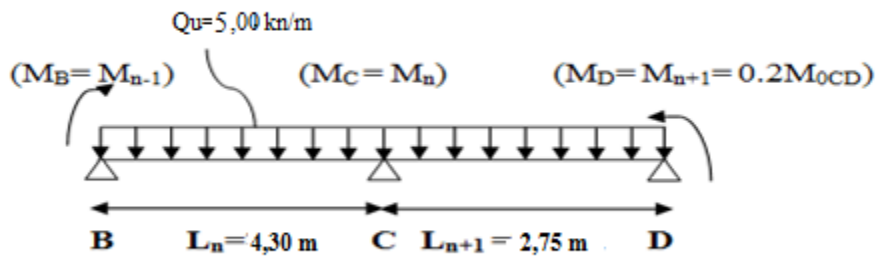
$$S_{n+1} = \frac{2}{3} \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = \frac{2}{3} \times 4,30 \times 11,55 = 33,11 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,10M_A + 2(3,10 + 4,30) \cdot M_B + 4,30M_C = -6[(1,55 \times 12,40/3,10) + (2,15 \times 33,11/4,30)]$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2 \times M_{0AB} = -1,20 \text{ KN.m}$$

$$14,80M_B + 4,30M_C - 3,72 = -136,53 \dots \dots \dots (1)$$

➤ En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D



➤ **Partie BC:**

$$M_{0BC} = \frac{Ql^2}{8} = 11,55 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,15 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} \cdot L_n \cdot M_{0BC} = \frac{2}{3} \times 4,30 \times 11,55 = 33,11 \text{ m}^2$$

➤ **Partie CD:**

$$M_{0CD} = \frac{Ql^2}{8} = 4,72 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,375 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} \cdot L_{n+1} \cdot M_{0CD} = \frac{2}{3} \times 2,75 \times 4,72 = 8,66 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,30M_B + 2(4,30 + 2,75) \cdot M_C + 2,75M_D = -6[(2,15 \times 33,11/4,30) + (1,375 \times 8,66/2,75)]$$

$$\text{Avec: } M_D = -0,2 \times M_{0CD} = -0,94 \text{ KN.m}$$

$$4,30M_B + 14,10M_C - 2,60 = -125,31 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{De (1) et (2): } M_B = -7,07 \text{ KN.m et } M_C = -6,55 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments sur appuis sont:**

$$M_A = -1,20 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -7,07 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -6,55 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,94 \text{ KN.m}$$

➤ **L'effort tranchant:**

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} T_A = \frac{1,20 - 7,07}{3,10} + 5 \frac{3,1}{2} = 5,85 \text{ KN} \\ T_B = \frac{1,20 - 7,07}{3,10} - 5 \frac{3,1}{2} = -9,64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} T_B = \frac{7,07 - 6,55}{4,3} + 5 \frac{4,3}{2} = 10,87 \text{ KN} \\ T_C = \frac{7,07 - 6,55}{4,3} - 5 \frac{4,3}{2} = -10,62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (CD)} \begin{cases} T_C = \frac{6,55 - 0,94}{2,75} + 5 \frac{2,75}{2} = 8,91 \text{ KN} \\ T_D = \frac{6,55 - 0,94}{2,75} - 5 \frac{2,75}{2} = -4,83 \text{ KN} \end{cases}$$

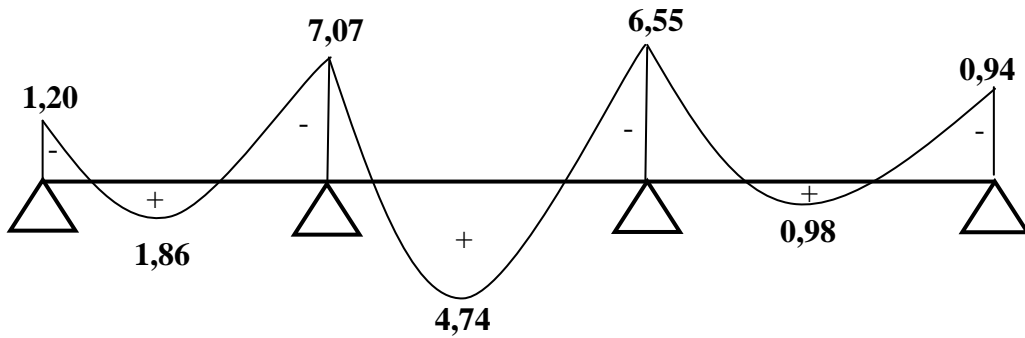


Fig.III.10. Diagramme des moments fléchissant M [KN.m].

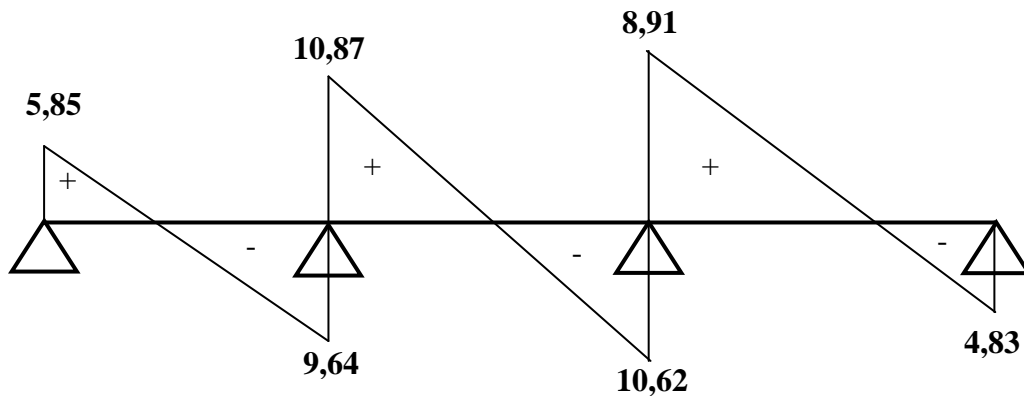


Fig.III.11. Diagramme des efforts tranchants T [KN].

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (terrasse).

Type	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S					
			M(KN. m) et T(KN)						M(KN m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	2,75	6,61	-1,32	-15,68	-1,88	5,24	-14,0	4,8	-0,96	-11,44	-1,37	3,2	-10,8
	BC	5,6	27,44	-15,68	-13,96	12,61	19,9	-19,3	20,0	-11,44	-10,19	9,21	14,5	-14,0
	CD	2,75	6,61	-13,96	-8,25	-4,49	11,69	-7,55	4,8	-10,19	-6,02	-3,27	8,5	-5,5
	DE	4,2	15,43	-8,25	-3,08	9,85	15,93	-13,47	11,2	-6,02	-2,25	7,12	11,6	-9,8
2	AB	3,1	5,91	-1,18	-10,05	0,29	5,69	-12,51	4,3	-0,86	-7,33	0,21	4,1	-9,1
	BC	4,3	16,17	-10,05	-6,54	7,88	15,86	-14,24	11,8	-7,33	-4,77	5,75	11,5	-10,3
	CD	2,75	6,61	-6,54	-14,57	-3,93	6,70	-12,54	4,8	-4,77	-10,63	-2,87	4,8	-9,1
	DE	5,6	27,44	-14,57	-14,71	12,79	19,57	-19,62	20,0	-10,63	-10,74	9,71	14,2	-14,3
	EF	2,75	6,61	-14,71	-5,94	-3,71	12,80	-6,44	4,8	-10,74	-4,34	-2,71	9,3	-4,7
	FG	4,2	15,43	-5,94	-10,22	7,35	13,64	-15,71	11,2	-4,34	-7,46	5,36	11,4	-9,9
	GH	3	7,87	-10,22	-1,57	1,97	13,25	-7,71	5,7	-7,46	-1,15	1,44	9,7	-5,5
3	AB	3,1	6,00	-1,20	-7,07	1,86	5,85	-9,64	4,36	-0,87	-5,13	1,37	4,25	-6,99
	BC	4,3	11,55	-7,07	-6,55	4,74	10,87	-10,62	8,38	-5,13	-4,75	3,44	7,89	-7,71
	CD	2,75	4,72	-6,55	-0,94	0,98	8,91	-4,83	3,43	-4,75	-0,68	0,71	5,93	-4,04
4	AB	2,75	6,61	-1,32	-8,85	1,53	6,88	-12,35	4,8	-0,96	-6,46	1,11	5,0	-9,0
	BC	4,2	15,43	-8,85	-9,37	6,32	14,57	-14,82	11,2	-6,46	-6,84	4,61	10,6	-10,7
	CD	3	7,87	-9,37	-1,57	2,4	13,10	-7,90	5,7	-6,84	-1,15	1,75	9,5	-5,7

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0\max} = 27,44 \text{ KN.m} \\ M_{t\max} = 12,79 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 3,08 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 15,68 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 19,90 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.5.1.3.Ferrailage en travée

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 65 \times 5 \times 14,17 (22,50 - 2,5) \cdot 10^{-3} = 92,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 12,79 \text{ KN.m} < M_{tab} = 92,10 \text{ KN.m}$$

$M_t^u < M_0 \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

\Rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions :

$$(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2.$$

➤ Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12,79 \times 10^3}{14,17 \times (22,50)^2 \times 65} = 0,027 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,027 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A: } \xi_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,986$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{12,79 \times 10^3}{0,986 \times 22,50 \times 348} = 1,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_S = 1,65 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,65; 1,76]$$

$$A_{\min} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,76; 1,65) = 1,76 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_S \text{ 3T10} = 2,36 \text{ cm}^2$$

III.5.1.4.Ferraillagesur appuis

➤ **Appuis intermédiaire**

$$\text{Etat- limite ultime de résistance : } M_{a \text{ max(inter)}}^u = 15,68 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension : $(b_0 \times h) = (12 \times 25) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{15,68 \times 10^3}{14,17(22,5)^2 \times 12} = 0,18 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,25 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,898$$

$$A_{s_a} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{15,68 \times 10^3}{0,898 \times 22,5 \times 348} = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_S = 2,22 \text{ cm}^2$$

➤ **Appuis de rive**

$$M_{a \text{ max(riv)}}^u = 3,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{riv})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{3,08 \times 10^3}{14,17(22,5)^2 \times 12} = 0,035 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,045 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,981$$

$$A_{s_{a(\text{riv})}} = \frac{M_{a(\text{riv})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{3,8 \times 10^3}{0,981 \times 22,5 \times 348} = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_S = 0,40 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 25}{1000}; 0,23 \times 12 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,30; 0,32]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,32; 2,22) = 2,22 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_S = 2T12 (1T12 \text{ FIL} + 1T12 \text{ CHAP}) = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min(\text{riv})} = 0,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,40; 0,32) = 0,40 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_S = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

III.5.1.5. Vérifications

➤ **L'influence de l'effort tranchant**

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{19,90 \times 10^3}{12 \times 22,50 \times 100} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition verifier .}$$

➤ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

a) Diamètre des armatures transversales :(article A.7.2, 2 du BAEL91):

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{250}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 7,14 \approx 8 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des espacements d'après le BAEL91 (A.5.1, 22)

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(20,25; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 20,25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

c) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\sigma_s \left(\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj} \right)}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$\alpha = 90^0 \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e E = 235 \text{MPa} \quad ; \delta_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\sigma_s \left(\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj} \right)}{0,9 \cdot f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,73 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,20$$

$$A_t = 1,30 \cdot 10^{-05}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91mod99 DTU page 196).

➤ Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,36; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,40 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \right) = \frac{0,36 \times 0,12 \times 0,2}{235} = 3,67 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,40 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

➤ Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est:

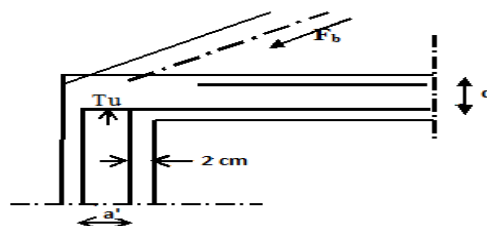


Figure III.12: Compression de la bille d'about

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2.T}{a.b_0}$$

a = la longueur d'appui de la bielle $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,68 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 0,1} = 1,96 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

A = min (36 cm ; 20,25 cm) = 20,25 cm > 1,96 Condition vérifiée.

➤ **Vérification à L' E .L .S**

a) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

$$\begin{cases} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{cases} \Rightarrow Si : \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

b) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.6 : Vérification des compressions.

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	α_T	$\left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	15,68	11,44	0,25	0,43	Condition vérifiée
Travée	12,79	9,71	0,034	0,40	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$v_u \leq 0,267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant : b

$$a = l_a - 2cm \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

$$\text{Donc : } l_a = l_s - 24,69\phi \text{ tel que : } l_s = 35\phi \text{ (} F_{c28} = 25MPa; F_e E400 \text{)}$$

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31cm$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31cm$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56KN$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 19,9 \leq 66,56 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être:

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \rightarrow A_s = \frac{1,15 \times 19,9 \times 10^{-3}}{400} = 0,57cm^2$$

$$A_s = 2,36 cm^2 \geq 0,57 cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot 0,23 \sum \mu} ; \left(\sum \mu : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres} \right).$$

$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$; Pour les armatures à H.A $\rightarrow = 1,5\psi_s$ d'après le tableau :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}; \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPA}$$

$$\sum \mu = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,6 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{19,9 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 0,1130} = 0,85 \text{ MPA}$$

Donc : $\tau_s = 0,85 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPA}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche**

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$ $\rightarrow L_{max}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 5,60 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{560}{500} = 0,011 \text{ m}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{25}{560} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,0446 \geq 0,0444) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{25}{560} \geq \frac{9,71}{20,23 \times 8} \right) \Rightarrow (0,044 \geq 0,05) \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12 \cdot 22,5} = 0,008 \leq \frac{5,6}{400} = 0,014 \right) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Vu que la 2^{ème} condition ne pas vérifiée; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{f_v}}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec : $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$I_{f_i} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G ;

I_{f_i} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées ;

I_{f_v} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

A) Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(65.5)(2,5 + 25 - 5) + [(25 - 5)12(25 - 5)/2] + 15.2,36.2,5}{(65.5) + (25 - 5)12 + 15.2,36}$$

$$y_G = 16,32 \text{ cm}$$

B) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65(16,32)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(16,32)^3}{3} + \frac{12(25 - 16,32)^3}{3} + 15.2,36(22,5 - 16,32)^2$$

$$I_g = 21354,73 \text{ cm}^4$$

C) Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $j = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}^2$.

2-charge après mise de revêtement : $G = 6,89 \times 0,65 = 4,47 \text{ KN/m}^2$.

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G + Q); P = (6,89 + 1) \times 0,65 = 5,12 \text{ KN/m}^2$.

D) Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \times J \times L^2 / 8 = \left[0,85 \times 1,82 \times (5,6)^2 \right] / 8 = 6,06 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = \left[0,85 \times 4,47 \times (5,6)^2 \right] / 8 = 14,89 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = \left[0,85 \times 5,12 \times (5,6)^2 \right] / 8 = 17,05 \text{ KN.m}$$

E) calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4\alpha_t)} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4[1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})])} = \frac{6,06 \cdot 10^3}{2,36 \times 22,21} = 115,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{14,89 \cdot 10^3}{2,36 \times 22,21} = 284,07 \text{ MPa} ; \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{17,05 \cdot 10^3}{2,36 \times 22,21} = 325,28 \text{ MPa}$$

F) Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + ft_{28}}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,008 \cdot 115,61) + 2,1} \right] = 0,69 ; \mu_G = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,008 \cdot 284,07) + 2,1} \right] = 0,96$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,008 \cdot 325,28) + 2,1} \right] = 0,70$$

G) Calcul des moments d'inertie après fissuration

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} ; I_0 = I_G$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\text{avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 25 - (0,10 + 2,5) = 22,4 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 25^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{25}{2} - 22,4 \right)^2 + 0 \right] = 88104,97 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \cdot 88104,97}{(1 + 5,13 \cdot 0,69)} = 21348,42 \text{ cm}^4 ; I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 88104,97}{(1 + 5,13 \cdot 0,96)} = 16357,57 \text{ cm}^4$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 88104,97}{(1 + 5,13 \cdot 0,70)} = 21109,88 \text{ cm}^4 ; I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 88104,97}{(1 + 0,96 \cdot 2,05)} = 32653,42 \text{ cm}^4$$

H) Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{6,06 \times (5,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 21348,42} = 0,27 \text{ cm} ; F_{ig} = \frac{14,89 \times (5,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 16357,57} = 0,88 \text{ cm}$$

$$F_{ip} = \frac{17,05 \times (5,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 21109,88} = 0,78 \text{ cm} ; F_{vg} = \frac{14,89 \times (5,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 32653,42} = 0,44 \text{ cm}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0,44 - 0,27 + 0,78 - 0,88 = 0,07 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,07 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/500 = 560/500 = 1,12 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = 1,12 \text{ cm}$$

$F_{total} = 0,07 \text{ cm} < f_{adm}) 1,12 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

III.5.1.6. Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse

➤ **Poutrelles de rive**

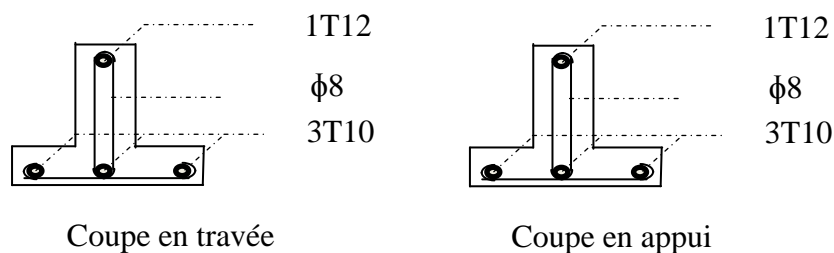


Figure III.13: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse (Poutrelles de rive).

➤ **Poutrelles intermédiaire**

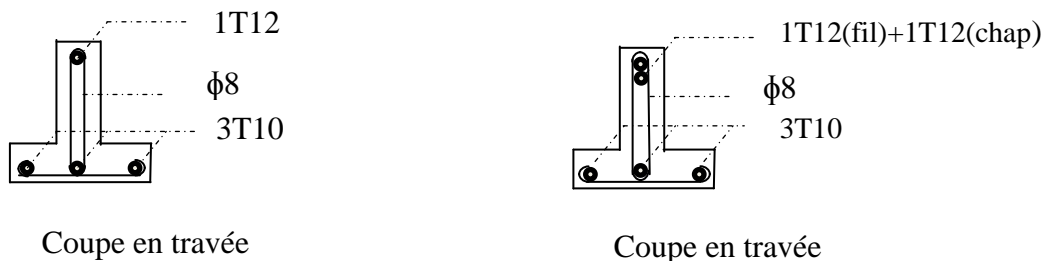


Figure III.14: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse (Poutrelles intermédiaire).

III.5.2. Calcul le ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

➤ section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

➤ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa}$$

$$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 5 \times 65 / 235 = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 6 \phi 6 = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,70/2 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 6$ avec un espacement de 15 cm

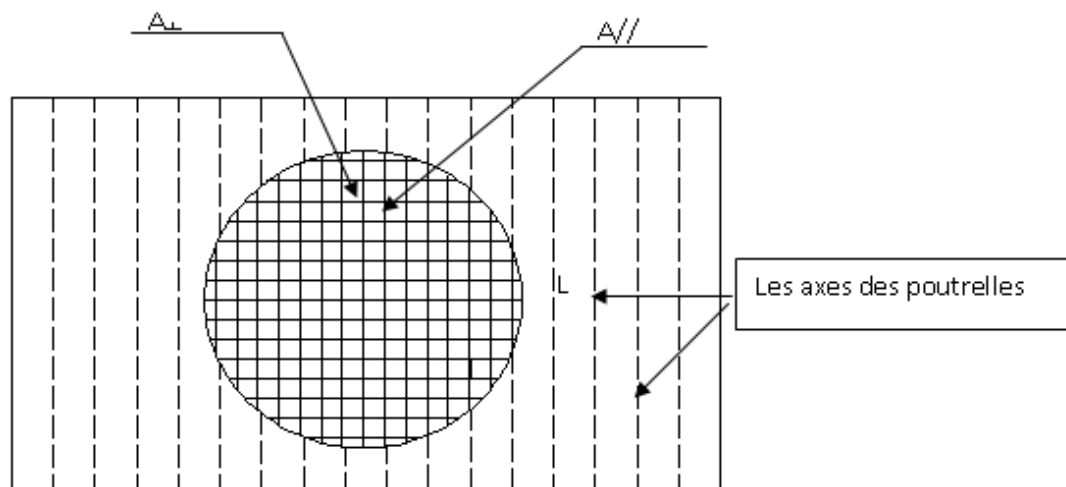


Figure III.15 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.

Chapitre IV :
Calcul et ferrailage des
éléments non structuraux

IV.1. Escaliers

IV.1.1. Définition

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière des marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.

IV.1.2. Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre des marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

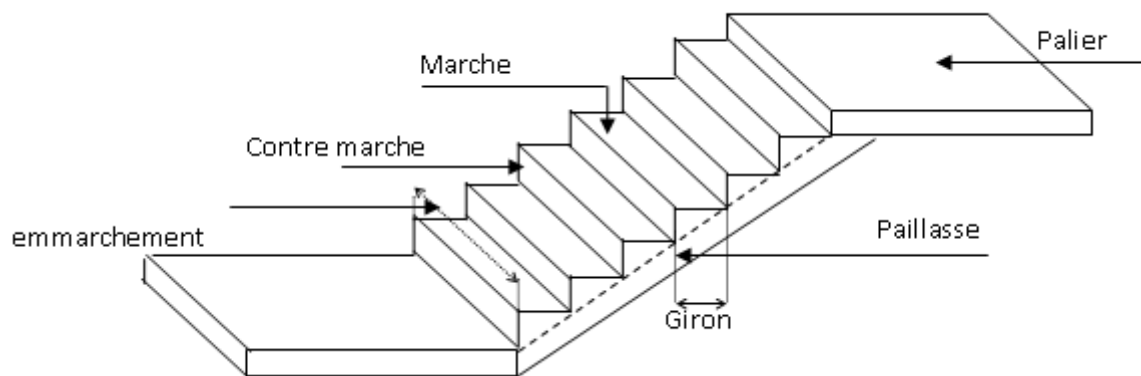


Figure IV. 1 : Schéma de l'escalier.

On a deux types d'escalier :

- Escaliers droit à deux volées se trouve au RDC ;
- Escaliers droit à quatre volées se trouve au minaret.

IV.1.3. Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL**:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ ($H = n \times h = \frac{h_c}{2}$)

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$(H = n \times h = \frac{h_c}{2})$$

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

IV.1.4.Étude l'escalier (Type 1)

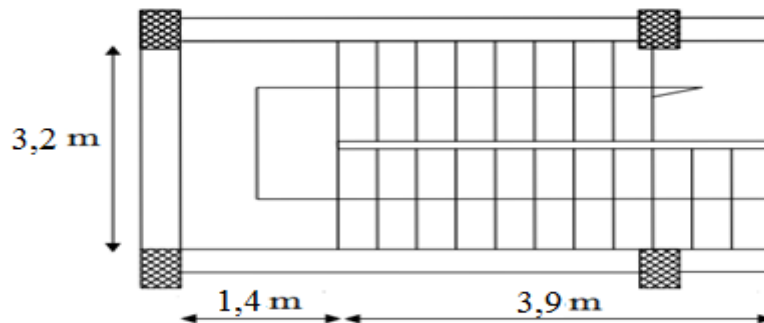


Figure IV. 2 : Vu en plan de l'escalier (Type 1).

1)Type 1 (cas de volée 1)

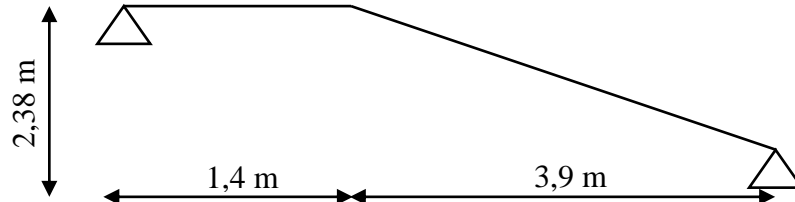


Figure IV. 3 : Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 1).

a)Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après **BLONDEL** on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m+L+2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m=64\text{cm}$, $H=238\text{cm}$ et $L=390\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 930n + 476 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 14$ (nombre de contre marche)

Donc : $n-1=13$ (nombre de marche)

$$h = \frac{238}{14} = 17 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 13 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{390}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{390}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 14,94 \leq e_v \leq 22,41$$

$$e_v = 15 \text{ cm}$$

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} = 17,24 \text{ cm}$$

$$e_p = 18 \text{ cm.}$$

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau IV. 1 : Charges et surcharges du paillasse type 1 (cas volée 1).

N	Désignation	e(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,15	25,00	3,75
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	-	22,00	1,87
8	Garde-corps	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre : $2 \times 0,1/\cos(\alpha)$	0,2	-	0,23
				G=7,27

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G=7,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q=2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur $\left\{ \begin{array}{l} q_u=1,35G+1,5Q=13,56 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G+Q=9,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$

b.2) Palier

Tableau IV. 2 : Charges et surcharges du palier type 1 (cas volée 1).

N	Désignation	e(m)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Poids propre du palier	0,18	25,00	4,50
2	carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
				G=4,86

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G=4,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q=2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u=1,35G+1,5Q= 10,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G+Q=7,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

c)Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{paillasse}}-q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,56-10,31}{10,31} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

c.1) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_a + R_b = (13.56 \times 3.90) + (10.31 \times 1.4) = 67,31 \text{ KN}$$

$$\sum M/a=0 \Rightarrow R_b \times 5,3 = 13,56 \times 3,90 \times \left(\frac{3,9}{2}\right) + 10,31 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 3,9\right)$$

$$R_b = \frac{(13,56 \times 3,90 \times 1,95) + (10,31 \times 4,6)}{5,30} = 31,98 \text{ KN}$$

$$R_a = 35,33 \text{ KN}$$

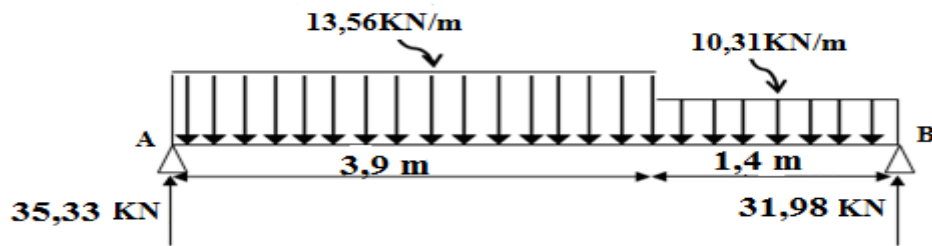


Figure IV. 4 : Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 1).

c.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 35,33 \times x - 13,56 \times \frac{x^2}{2}$$

➤ **Position du moment max :**

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d \left[35,33 x - 13,56 \times \frac{x^2}{2} \right]}{dx}$$

$$T(x) = 35,33 - 13,56 \times x$$

Pour $T(x) = 0 \rightarrow x = 2,60 \text{ m}$

Donc : $M_{\max} = M(2,60)$

$$M(2,60) = 35,33 \times 2,60 - 13,56 \times \frac{(2,60)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 46,02 \text{ KN.m}$$

c.3) Effort tranchant

Tableau IV.3: Calcul effort tranchant de l'escalier type 1 (cas de volée 1).

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 3,9\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 35,33 \text{ KN}$ $T(3,9) = -17,55 \text{ KN}$
$3,9\text{m} \leq x \leq 5,3 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 3,9q_1 - q_2 \cdot (x - 3,9)$ $T(3,9) = -17,55 \text{ KN}$ $T(5,3) = -31,98 \text{ KN}$

c.4) Diagrammes M et T

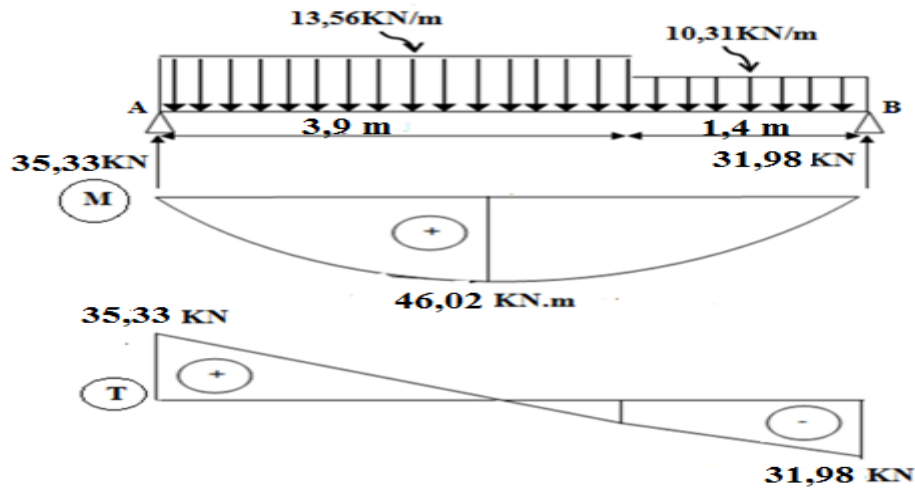


Figure IV.5: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier type1 (cas volée 1).

d) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

On a: $M_{max}=46,02 \text{ kN.m}$

$M_t=0,85 \times M_{max}=39,11 \text{ kN.m}$

$M_a=0,40 \times M_{max}=18,40 \text{ kN.m}$

e) Ferrailage de l'escalier :

e.1) En travée :

Le moment ultime :

$M_t= 39,11 \text{ kN. m}$; $h=15 \text{ cm}$; $d=0,9h=13,5 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{39,11 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,151 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,917$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,11 \times 10^3}{0,917 \times 13,5 \times 348} = 9,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 6T14 avec : $A_{adm}=9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t=20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm}=3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t=33 \text{ cm}$

e.2) Sur appuis

$M_a = 18,40 \text{ KN.m}$; $h=18 \text{ cm}$; $d=0,9h=16,2 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,40 \times 10^3}{100 \times 16,2^2 \times 14,17} = 0,049 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et On a : } \beta = 0,974$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,40 \times 10^3}{0,974 \times 16,2 \times 348} = 3,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

f) Vérifications**f.1) Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 9,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = 1,63 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{35,33 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{adm} = \frac{1,15}{f_c} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(35,33 + \frac{18,40 \times 10^2}{0,9 \times 16,2} \right) = 4,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4,64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

h) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$M_{t \max} = 33,12 \text{ KN.m}$; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 28,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 13,24 \text{ KN.m}$$

h.1) En travée

$$A_s = 7,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 113,55 y - 1532,92 = 0 \rightarrow y = 4,51 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 4,51^3}{3} + (15 \times 7,57)(13,5 - 4,51)^2 = 12234,91 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{28,15 \times 10^3}{12234,91} \times 4,51 = 10,37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 10,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

h.2) Sur appuis

$$A_s = 2,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d-y) = 50y^2 + 35,91y - 581,74 = 0 \rightarrow y = 3,07 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 3,07^3}{3} + (15 \times 2,39)(16,2 - 3,07)^2 = 7144,91 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,24 \times 10^3}{7144,91} \times 3,07 = 5,68 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,68 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

h3) Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{390} = 0,043 > 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,001 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

i) Schéma de ferrailage

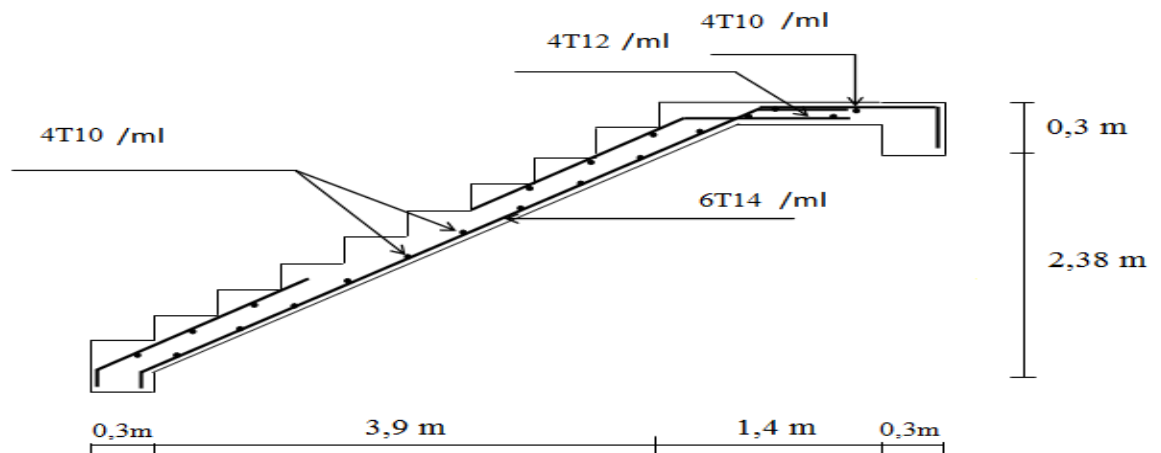


Figure IV. 6 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1(cas volée1).

2) Type 1 (cas de volée 2)

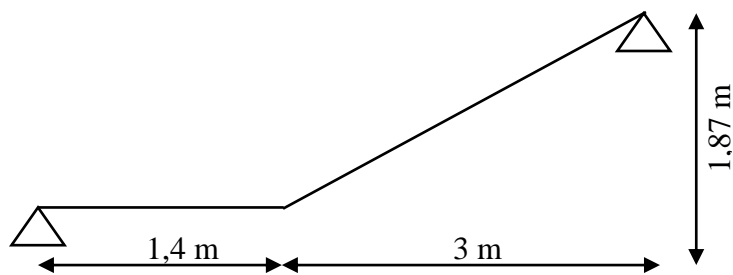


Figure IV. 7: Schéma statique de l'escalier type 1 (cas de volée 2).

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après **BLONDEL** on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m+L+2H)n + 2H = 0 \dots\dots\dots(2)$

Avec : $m=64\text{cm}$, $H=187\text{cm}$ et $L=300\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 738n + 374 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 11$ (nombre de contre marche)

Donc : $n-1=10$ (nombre de marche)

$$h = \frac{187}{11} = 17\text{cm} \rightarrow h = 17\text{cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30\text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g=30 \text{ cm}$ et $h=17 \text{ cm}$.

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{300}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{300}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 11,49 \leq e_v \leq 17,24$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm.}$$

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau IV. 4 : Charges et surcharges du paillasse type 1 (cas volée 2).

N	Désignation	e(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25/\cos(\alpha)$	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	-	22,00	1,87
8	Garde-corps	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre : $2 \times 0,1/\cos(\alpha)$	0,2	-	0,23
				G=7,27

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G=7,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q=2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u=1,35G+1,5Q=13,56 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G+Q=9,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

b.2) Palier

Tableau IV. 5: Charges et surcharges du palier type 1 (cas volée 2).

N	Désignation	e(m)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Poids propre du palier	0,14	25,00	3,50
2	carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
				G=4,86

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G=4,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q=2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u=1,35G+1,5Q= 10,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G+Q=7,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

c)Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{paille}}-q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,56-10,31}{10,31} =0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

c.1) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_a+R_b=(13.56 \times 3) + (10.31 \times 1.4) =55,11 \text{ KN}$$

$$\sum M/a=0 \Rightarrow R_b \times 3,6 = 13,56 \times 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1,4\right) + 10,31 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2}\right)$$

$$R_b = \frac{(13,56 \times 3 \times 2,90) + (10,31 \times 1,40 \times 0,70)}{4,40} = 29,10 \text{ KN}$$

$$R_a = 26,00 \text{ KN}$$

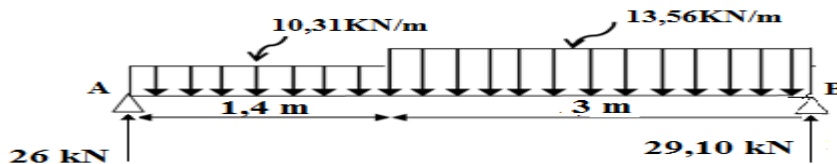


Figure IV. 8 : Schéma statique des charges de l'escalier type 1 (cas de volée 2).

c.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 26,00 \times x - 10,31 \times (1,4) \left(x - \frac{1,4}{2}\right) - 13,56(x-1,4) \left(\frac{x-1,4}{2}\right)$$

➤ **Position du moment max :**

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d \left[26 \times x - 10,31 \times (1,4) \left(x - \frac{1,4}{2}\right) - 13,56(x-1,4) \left(\frac{x-1,4}{2}\right) \right]}{dx}$$

$$T(x) = 26 - 10,31 \times (1,4) - 13,56(x-1,4)$$

Pour $T(x) = 0 \rightarrow x = 2,29 \text{ m}$

Donc : $M_{\max} = M(2,29)$

$$M = 26 \times 2,29 - 10,31 \times (1,4) \left(2,29 - \frac{1,4}{2}\right) - 13,56(2,29-1,4) \left(\frac{2,29-1,4}{2}\right)$$

$$M_{\max} = 31,29 \text{ KN.m}$$

c.3) Effort tranchant

Tableau IV. 6: Calcul effort tranchant de l'escalier type 1 (cas de volée 2).

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 26 \text{ KN}$ $T(1,4) = 11,66 \text{ KN}$
$1,4 \text{ m} \leq x \leq 4,4 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 1,4q_1 - q_2 \cdot (x-1,4)$ $T(1,4) = 11,66 \text{ KN}$ $T(4,4) = -29,11 \text{ KN}$

c.4) Diagrammes M et T

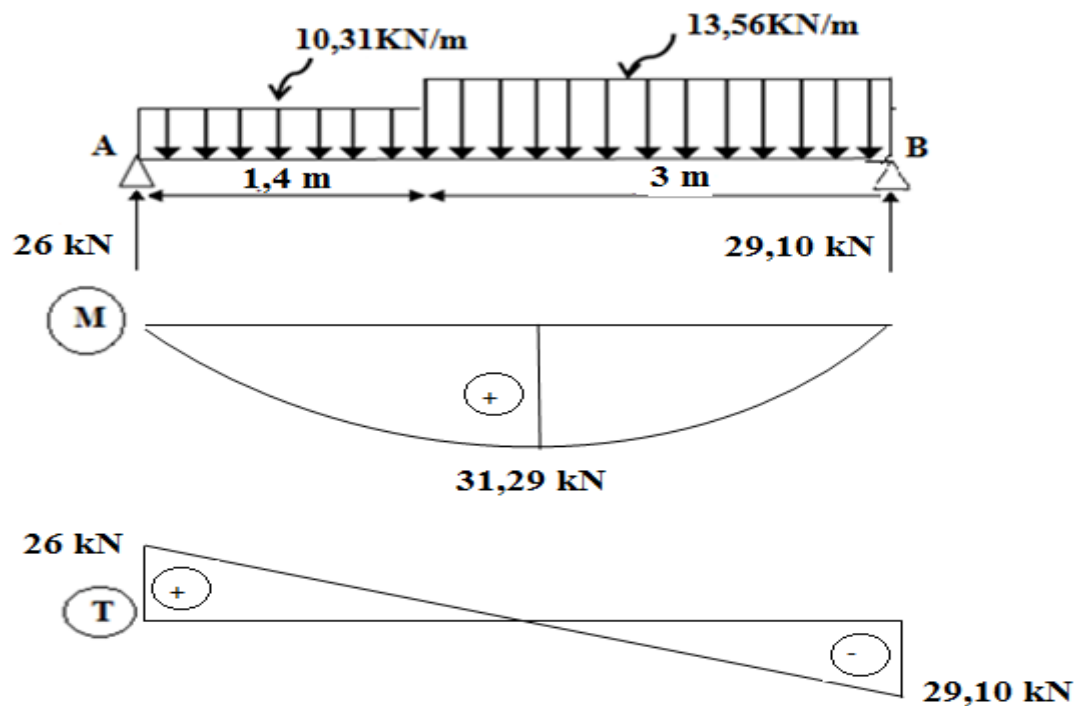


Figure IV.9: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier type1 (cas volée 2).

d) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a: $M_{\max} = 31,29 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 26,59 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 12,51 \text{ kN.m}$

e) Ferrailage de l'escalier

e.1) En travée

Le moment ultime :

$M_t = 26,59 \text{ kN.m}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{26,59 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,16 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,982$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26,59 \times 10^3}{0,982 \times 10,8 \times 348} = 7,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T14 avec : $A_{\text{adm}} = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

e.2) Sur appuis

$M_a = 12,51 \text{ KN.m}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 12,6 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12,51 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,055 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et On a : } \beta = 0,971$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,51 \times 10^3}{0,971 \times 12,6 \times 348} = 2,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

f) Vérifications

f.1) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 2,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = 1,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{29,11 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{adm} = \frac{1,15}{f_c} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(29,11 + \frac{12,51 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 4,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4,00 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$M_{t \max} = 22,46 \text{ KN.m}$; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 19,09 \text{ KN.m}$

$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 8,98 \text{ KN.m}$

g.1) En travée

$$A_s = 5,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d-y) = 50y^2 + 80,91y - 873,89 = 0 \rightarrow y = 3,44 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + (15 \times 5,39)(10,8 - 3,44)^2 = 5747,35 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{19,09 \times 10^3}{5747,35} \times 3,44 = 11,42 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 11,42 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g.2) Sur appuis

$$A_s = 2,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d-y) = 50y^2 + 20,7y - 260,82 = 0 \rightarrow y = 2,51 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 2,51^3}{3} + (15 \times 2,09)(12,6 - 2,51)^2 = 3721,69 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,98 \times 10^3}{3721,69} \times 2,51 = 6,05 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

h) Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{300} = 0,056 > 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \Leftrightarrow 0,001 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

i) Schéma de ferrailage

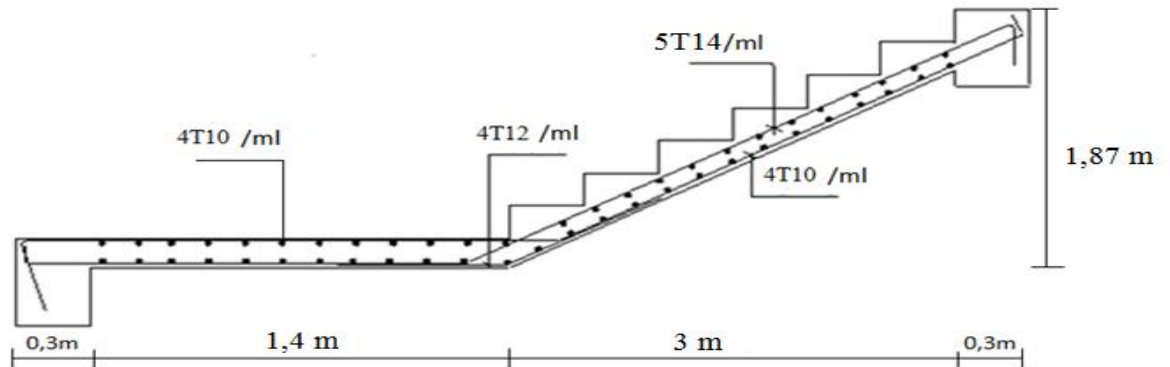


Figure IV. 10: Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 (cas volée 2).

IV.2. Étude de la poutre palière pour l'escalier type 1 :

a) Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

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

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

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Charges supportées par la poutre

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

La charges d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm)

$$G_m = 4,25 \times 2,00 = 8,50 \text{ kN/m}$$

➤ Réaction du palier :

$$R_b(\text{Elu}) = 31,98 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 8,50)) + (1,5 \times 2,5) + 31,98 = 50,24 \text{ kN/m}$$

$$R_b(\text{E.I.S}) = 22,96 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 8,50 + 2,5 + 22,96 = 36,21 \text{ kN/m}$$

c) Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{50,24 \times 3,20^2}{8} = 64,30 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 54,65 \text{ kN.m}, M_a = 0,40M_0 = 25,72 \text{ kN.m}$$

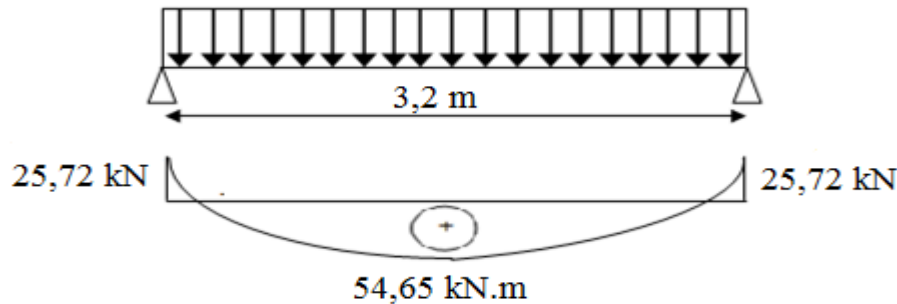


Figure IV. 11. Diagramme du moment pour la poutre palière.

d) Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

d.1) En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 54,65 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{54,65 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,176 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,902$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{54,65 \times 10^3}{0,902 \times 27 \times 348} = 6,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12+ 3T12 avec : $A_{adm} = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

d.2) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 25,72 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{25,72 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,082 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,956$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,72 \times 10^3}{0,956 \times 27 \times 348} = 2,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

e) Vérifications de la poutre palière

Tableau IV. 7: Vérification des différentes conditions (poutre palière).

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 6,79 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 3,39 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 10,48 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 6,33 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

e.1) Ferrailage des armatures transversales :

e.2) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 8,57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

f) L'espace

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} \rightarrow S_t \leq \min \{ 27 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} \rightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}$$

D'après le R, P, A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_1 \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

g) La longueur de scellement droit l_s

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\Phi_1 f_e}{4 \tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5 \Phi_1 = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 6,64 \text{ cm}$$

h) Calcul de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{320} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,093 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Leftrightarrow \frac{30}{320} \geq \frac{39,38}{10 \times 46,34} \Leftrightarrow 0,093 \geq 0,084 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,79}{30 \times 27} \leq \frac{4,2}{400} \Leftrightarrow 0,0083 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

i) Calcul de la poutre palière à la torsion :

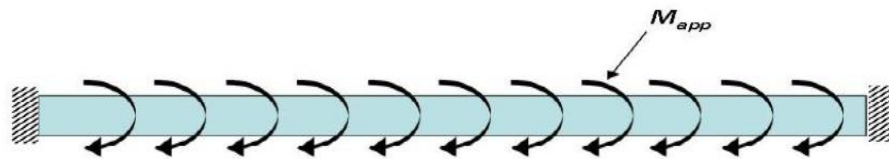


Figure IV.12. : La poutre palière à la torsion.

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

➤ **Volée 01**

$$M_{\text{tors}} = M_a (\text{escalier}) = 18,40 \text{ KN.m}$$

i.1) Vérification de la contrainte de cisaillement

On a pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

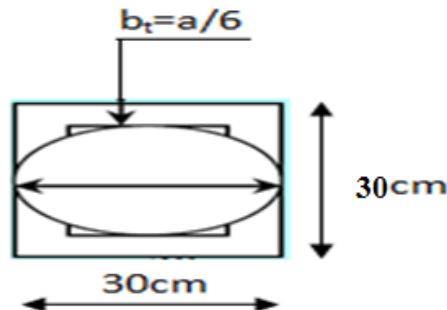
i.2) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines : à ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis -à-vis de la torsion.

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

M_t : moment de torsion ($M_t = 18,40\text{KN.m}$)



$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5\text{cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 625\text{cm}^2$$

D'après le BAEL :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{18,40 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 2,94 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentés sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

i.3) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant :

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$T_f = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{35,33 \times 10}{30 \times 27} = 0,43 \text{ Mpa.}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,43)^2 + (2,94)^2 = 8,83\text{Mpa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 8,83\text{Mpa} < 11,08\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Volée 02**

$$M_{tors} = M_a \text{ (escalier)} = 12,51\text{KN.m}$$

i.4) Vérification de la contrainte de cisaillement

On a pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

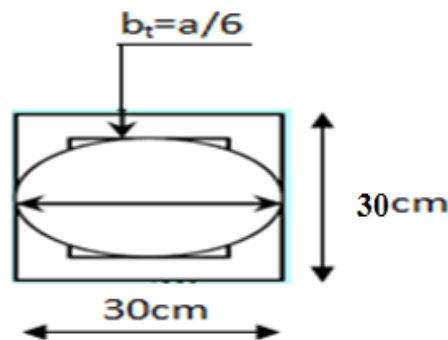
i.5) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines : à ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion.

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

M_t : moment de torsion ($M_t = 12,51 \text{ kN.m}$)



$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5 \text{ cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 625 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL :

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12,51 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 2,00 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentées sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{\text{ul}} = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

i.6) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant :

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_t = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,11 \times 10}{30 \times 27} = 0,35 \text{ MPa.}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,35)^2 + (2)^2 = 4,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 4,12 \text{ MPa} < 11,08 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

j) Schéma de ferrailage de la poutre palière

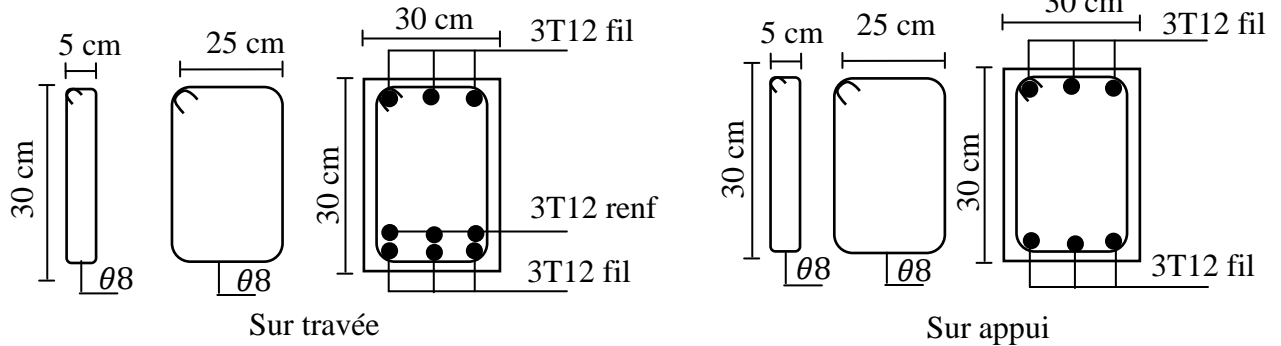


Figure IV.13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.2.1 Étude l'escalier (Type 2) :

IV.2.2. Présentation du type d'escaliers :

Pour notre cas, c'est un escalier à quatre volées au niveau de minaret, Les premières et troisièmes volées ce sont des volées droites constituées de deux paliers et une paillasse porteuse supporte les marches simplement appuyées à l'extrémité .Les deuxièmes et quatrièmes volées comportent des marches console encastrés aux poutres brisées surmonte une paillasse mince non porteuse .Les poutres palières ce sont des poutres prisées encastéré (semi-encastéré et pas parfaitement encastéré) dans les extrémités aux poteaux.

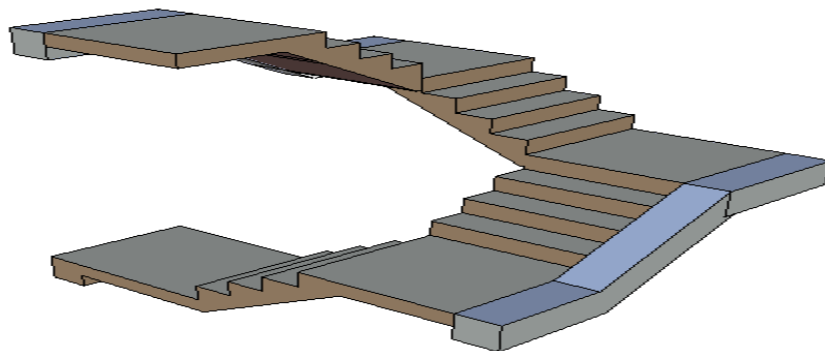


Figure IV.14. Escaliers à 4 volées

IV.2.3. Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL**:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ ($H = n \times h = \frac{h_c}{2}$)

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

($H = n \times h = \frac{h_c}{2}$)

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

➤ **Type 2 (cas de volée 1 et 3)**

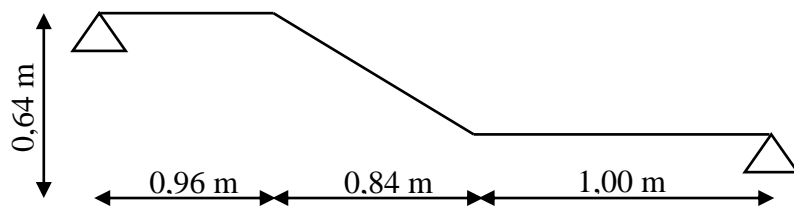


Figure IV. 15 : Schéma statique de l'escalier type 2 (cas de volée 1 et 3).

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

Donc d'après **BLONDEL** on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m+L+2H)n + 2H = 0 \dots\dots\dots (2)$

Avec : $m=60\text{cm}$, $H=64\text{cm}$ et $L=84\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $60n^2 - 272n + 128 = 0$

La solution de l'équation est : $n=4$ (nombre de contre marche)

Donc : $n-1=3$ (nombre de marche)

$h = \frac{64}{4} = 16\text{cm} \rightarrow h=16\text{cm}$. et $g = \frac{L}{n-1} = 28 \text{ cm}$

On vérifie avec la formule de BLONDEL

$60 \text{ cm} \leq (2 \times 16) + 28 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

L'inégalité vérifiée, on a : 3 marches avec $g=28 \text{ cm}$ et $h=16 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = \frac{16}{28} = 0,48 \Rightarrow \alpha = 29,74^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,86$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\left(\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \right)$$

$$D'où ; L = L_{plier} + \frac{L_{vol}}{\cos \alpha} + L_{plier} = 96 + \frac{84}{0,86} + 100 = 293,67 \text{ cm} \Rightarrow 9,78 \leq e_v \leq 14,68$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,86} = 13,95 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm.}$$

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau IV. 8 : Charges et surcharges du paillasse type 2 (cas volée 1 et 3).

N	Désignation	e(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25 / \cos(\alpha)$	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	-	22,00	1,87
8	Garde-corps	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre : $2 \times 0,1 / \cos(\alpha)$	0,2	-	0,23
				G=7,27

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G=7,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q=2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,56 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 9,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{cases}$$

b.2) Palier**Tableau IV. 9 : Charges et surcharges du palier type 2 (cas volée 1 et 3).**

N	Désignation	e(m)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Poids propre du palier	0,14	25,00	3,50
2	carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
				G=4,86

$$\begin{cases} \text{Charge permanente : } G = 4,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 7,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases}$$

c) Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

c.1) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_a + R_b = (13,56 \times 0,84) + (10,31 \times 1) + (10,31 \times 0,96) = 31,59 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{a} = 0 \Rightarrow R_b \times 2,8 = 13,56 \times 1,38 \times 0,84 + 10,31 \times 2,3 + 10,31 \times 0,96 \times 0,48$$

$$R_b = \frac{44,18}{2,8} = 15,78 \text{ KN}$$

$R_a=15,81\text{KN}$

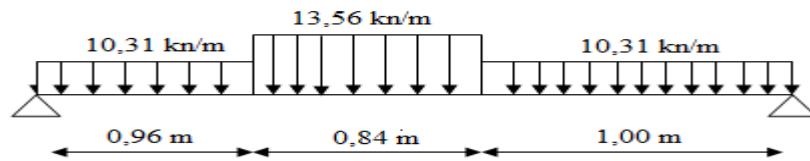


Figure IV. 16 : Schéma statique des charges de l'escalier type 2 (cas de volée 1 et 3).

c.2) Moment fléchissant max

$$M(x)=15,81 x-10,31 \times 0,96(x-0,48)-13,56 \times 0,84(x-1,38)-10,31\left(\frac{(x-2,3)^2}{2}\right)$$

Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx}=T(x)=\frac{d\left[15,81 x-9,89(x-0,48)-11,39(x-1,38)-10,31\left(\frac{(x-2,3)^2}{2}\right)\right]}{dx}$$

$T(x)=15,81-9,89-11,39-10,31x+23,71$

Pur $T(0) \rightarrow x=1,76\text{m}$

Donc : $M_{\max}=M(1,76)$

$$M(1,76)=27,82-10,31 \times 0,96(1,28)-13,56 \times 0,84(0,38)-10,31\left(\frac{(1,76-2,3)^2}{2}\right)$$

$M_{\max}=9,34 \text{ KN.m}$

c.3) Effort tranchant

Tableau IV. 10: Calcul effort tranchant de l'escalier type 2 (cas de volée 1 et 3).

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 0,96\text{m}$		$T(x)=R_A-q_1 \cdot x$ $T(0)=15,81 \text{ KN}$ $T(0,96)=5,91 \text{ KN}$
$0,96\text{m} \leq x \leq 1,8 \text{ m}$		$T(x)=R_A-0,96q_1-q_2 \cdot (x-0,96)$ $T(0,96)=5,91 \text{ KN}$ $T(1,8)=-5,47\text{KN}$
$0 \leq x \leq 1\text{m}$		$T(x)=R_b-q_1 \cdot x$ $T(0)=-15,78 \text{ KN}$ $T(1)=-5,47 \text{ KN}$

c.4) Diagrammes M et T

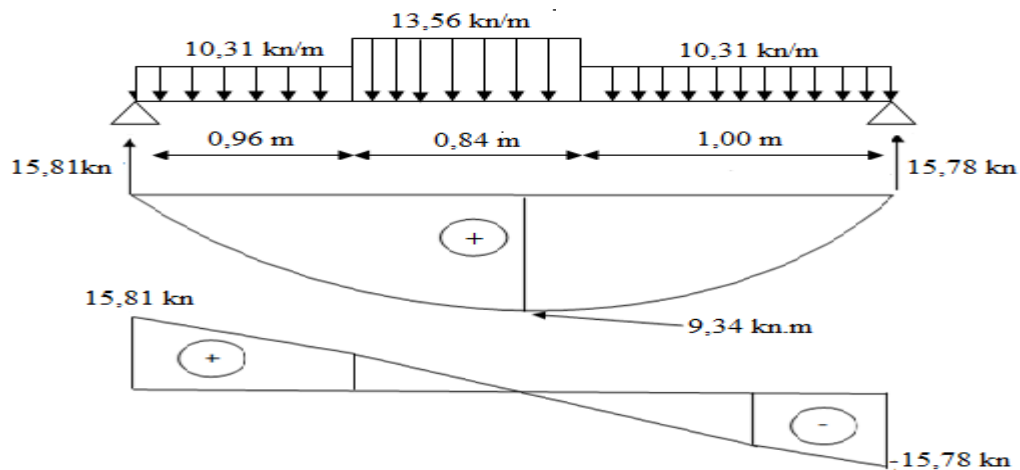


Figure IV.17: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier
Type2 (cas volée 1 et 3).

d) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a: $M_{\max} = 9,34 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 7,93 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 3,73 \text{ kN.m}$

e) Ferrailage de l'escalier

e.1) En travée

Le moment ultime :

$M_t = 7,93 \text{ kN.m}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,93 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,047 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,975$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,93 \times 10^3}{0,975 \times 10,8 \times 348} = 2,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{\text{adm}} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{\text{adm}} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

e.2) Sur appuis

$M_a = 3,73 \text{ kN.m}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 12,6 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,73 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,016 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et On a : } \beta = 0,991$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,73 \times 10^3}{0,991 \times 12,6 \times 348} = 0,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

f) Vérifications

f.1) Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 4,52 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = 1,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{15,81 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{adm} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(15,81 + \frac{3,73 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 1,40 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

h) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$M_{t \max} = 6,71 \text{ KN.m}$; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 5,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 2,68 \text{ KN.m}$$

g.1) En travée

$$A_s = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 23,1 y - 249,48 = 0 \rightarrow y = 2,01 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 2,01^3}{3} + (15 \times 1,54)(10,8 - 2,01)^2 = 2057,37 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,70 \times 10^3}{2057,37} \times 2,01 = 5,56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g.2) Sur appuis

$$A_s = 0,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d-y) = 50y^2 + 9,15y - 98,82 = 0 \rightarrow y = 1,31 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 1,31^3}{3} + (15 \times 0,61)(12,6 - 1,31)^2 = 1242,49 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2,68 \times 10^3}{1242,49} \times 1,31 = 2,82 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,82 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

i) Vérification de la flèche

$$\frac{h_f}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{16}{300} = 0,037 > 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,001 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

IV.3. Etude du volet a marches consol (cas de volée 2 et 4):

Après calcul on obtient le nombre des marches et contre marches et leurs dimensions comme ils sont citées ci-dessus (**cas de volée 1 et 3**).

Dans ce cas on a les marches sont les éléments porteurs, ils sont encastées dans une poutre brisé ayant un forme du volée.

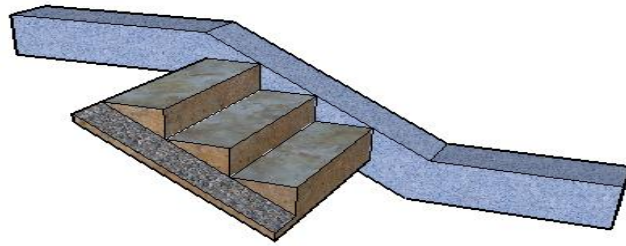


Figure : VI.18. Des marches consoles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G=7,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q=2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u=(1,35G+1,5Q)\times 0,28=3,78 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_{ser}=(G+Q)\times 0,28=2,73 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

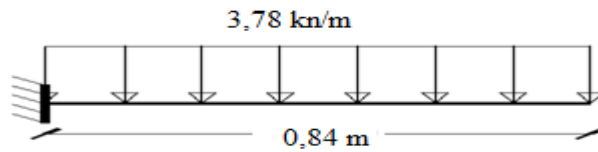


Figure :VI.19.Schéma statique des charges type 2(cas volée 2 et 4).

a)Calcul des moments maximaux à l'E.L.U

$$T_{\max}=3,17 \text{ kn}$$

$$M_a =1,33 \text{ kn.m}$$

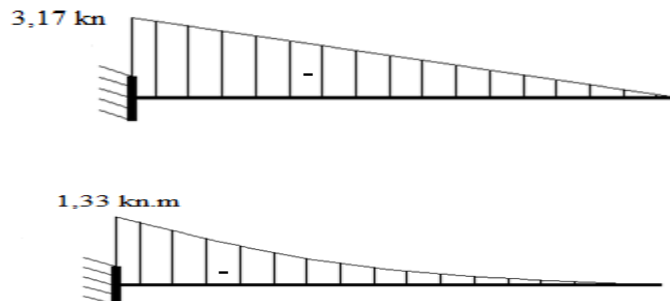


Figure :VI.20. Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier Type2 (cas volée 2 et 4).

b) Ferrailage de l'escalier

$$M_a = 1,33 \text{ KN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 28 \text{ cm}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,33 \times 10^3}{28 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,028 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et On a : } \beta = 0,985$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,33 \times 10^3}{0,985 \times 10,8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 3T8 avec : $A_{adm} = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 2T8 avec : $A_{adm} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

c) Vérifications**c.1) Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 28 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 1,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{min} = 0,36 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c.2) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$T_{max} = 2,29 \text{ kn}$$

$$M_a = 0,96 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 3,87 y - 41,81 = 0 \rightarrow y = 0,87 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

➤ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 0,87^3}{3} + (15 \times 0,25) (10,8 - 0,87)^2 = 391,71 \text{ cm}^4$$

➤ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,96 \times 10^3}{391,71} \times 0,87 = 2,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c.3) Vérification de la flèche

Pour le cas d'un console, la flèche F est égale à:

$$F = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{flèche due à la charge répartie.}$$

$$F = \frac{Q.L^4}{8.EI} = \frac{2,73(0,84)^4 .10^7}{8 \times 32164,2 \times 391,71}$$

$$F = 0,13 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 84/250 = 0,33 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,13\text{cm} < F_{adm} = 0,33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc, pas de risque de la flèche

c.4) Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$$T = 2,29 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{2,29.10^3}{(28.10,8)10^2} = 0,07 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$$

$$\tau = 0,07\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Donc pas de risque de cisaillement au niveau d'appuis.

c.5) Vérification de la section d'armatures minimales:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4\text{MPa} \right\} = \max \{0,03; 0,4\} = 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 28}{235} = 0,04\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

c.6) Section des armatures transversales:

$$\frac{A_t \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,07 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 28 \times 1,15}{0,9 \times 1,36 \times 235} = -0,062\text{cm} \dots\dots\dots (\text{rejetée})(2)$$

Donc on prend le max de (1) ;(2)

$$A_t \geq 0,04 \cdot S_t$$

Si on prend : $S_t = 10\text{cm}$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,4\text{cm}^2$$

Donc soit les armatures transversales en **2Φ6** ($S = 0,57\text{cm}^2$)

d) Ferrailage de la paillasse :

Puisque la paillasse situé dans la partie comprimé, donc elle sera ferrillé constructivement par un simple quadrillage en **Φ6**

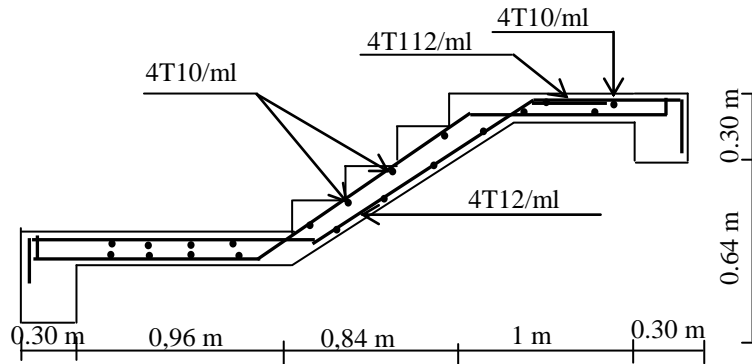


Figure IV. 21: Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.

IV.4 Etude de la poutre brisée :

IV.4.1. Dimensionnement :

D'après la condition de rigidité (BAEL91).

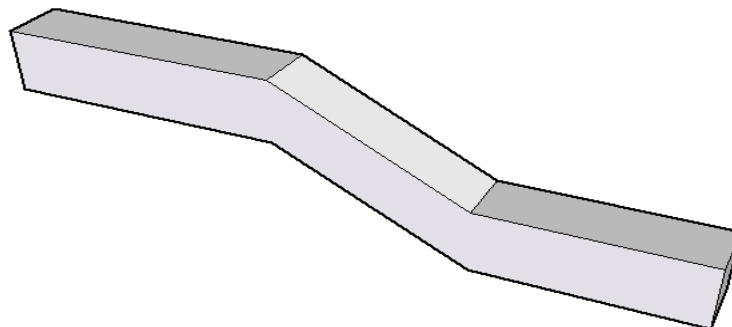


Figure : IV.22. Schéma de la poutre brisée

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \right) \Rightarrow \left(\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \right) \\ \Rightarrow 20 \leq h \leq 30 \dots \dots \dots \text{on prend } h = 30\text{cm} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,10 \leq b \leq 10,80 \dots \dots \dots \text{on prend } b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

IV.4.2. Vérification des dimensions selon R.P.A.99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 30 \geq 30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{30}{30} = 1,00 < 4 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

IV.4.3. Evaluation des charges supportée par la poutre:

a. Partie droit :

Poids propre de la poutre: $25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25$ KN/mL

Poids du mur situé sur la poutre $2,67 \times 1,27 = 3,39$ KN/mL

Réaction du chaque volée : (à L'ELU). = 15,81 KN/mL

(à L'ELS) = 11,32 KN/mL

La charge totale :

$$Q_u = 1,35(2,25 + 3,39) + 15,81 = 23,42 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 3,39 + 11,32 = 16,96 \text{ KN/ml}$$

b. Partie brisé :

Poids propre de la poutre: $(0,30 \times 0,30 \times 25) / \cos \alpha = 2,61$ KN/m

Poids du mur situé sur la poutre : $(2,67 \times 1,27) / \cos \alpha = 3,94$ KN/m

Réaction des marches (à L'ELU) = 3,17 KN/ml

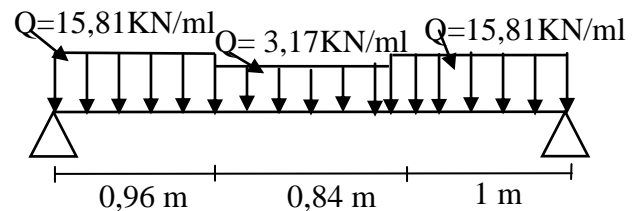
(à L'ELS) = 2,29 KN/ml

La charge totale :

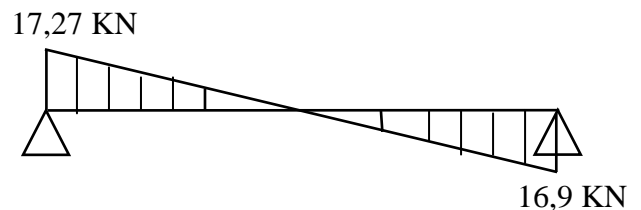
$$Q_u = 1,35(2,61 + 3,94) + 3,17 = 12,01 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = 2,70 + 5,04 + 2,29 = 10,03 \text{ KN/ml}$$

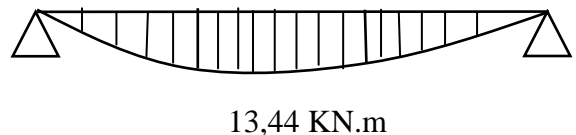
Schéma statique :



Efforts tranchants :



Moment isostatique



Résultats obtenus :

E.L.U

$$T_{max} = 28,22 \text{ kn}$$

$$M_{0max} = 13,44 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 11,42 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 0,4M_0 = 5,37 \text{ kn.m}$$

E.L.S

$$T_{max} = 20,22 \text{ kn}$$

$$M_{0max} = 10,95 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 9,30 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 0,4M_0 = 4,38 \text{ kn.m}$$

IV.4.3.Ferrailage:**A L'E.L.U****a-En appuis :** $M_a = 5,37$ KN.mLa section a ferrailé : (30×30) cm² avec : $d = 28$ cmLe moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5,37 \times 10^3}{28 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,038 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et On a : } \beta = 0,981$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,37 \times 10^3}{0,981 \times 12,6 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 28 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 1,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{\min} = 0,42 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte : **3T10** ($S = 2,36$ cm²)**b- En travée**

Le moment ultime :

 $M_t = 11,42$ kN. m ; $h = 12$ cm ; $d = 0,9h = 10,8$ cm ; $b = 28$ cmLe moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,42 \times 10^3}{28 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,24 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,861$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,42 \times 10^3}{0,861 \times 10,8 \times 348} = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,42 \text{ cm}^2 A_{\text{cal}} > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte : **3T14** ($S = 4,62$ cm²)**IV.4.4 Justification vis à vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{28,22 \times 10}{28 \times 10,8} = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

$$M_{t \max} = 10,95 \text{ KN.m ; déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 9,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 4,38 \text{ KN.m}$$

• **En travée**

$$A_s = 3,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 14 y^2 + 23,1 y - 249,48 = 0 \rightarrow y = 3,89 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{28 \times 3,89^3}{3} + (15 \times 3,54) (10,8 - 3,89)^2 = 3084,82 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{4,38 \times 10^3}{3084,82} \times 3,89 = 5,52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur appui**

$$A_s = 1,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 14 y^2 + 20,27 y - 255,47 = 0 \rightarrow y = 3,60 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{28 \times 3,60^3}{3} + (15 \times 1,35) (12,6 - 3,60)^2 = 2075,70 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{4,38 \times 10^3}{2075,70} \times 3,60 = 7,59 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7,59 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche**

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{16}{300} = 0,037 > 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,001 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites, le calcul de la flèche est inutile.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

- **L'espacement**

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{24,30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_1\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \Leftrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 \Leftrightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **L'ancrage des armatures tendues**

$$\tau_s = 0,6\psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_1 f_e}{4\tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right)$$

$$= 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$= \frac{49,38 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 6,62 \text{ cm}$$

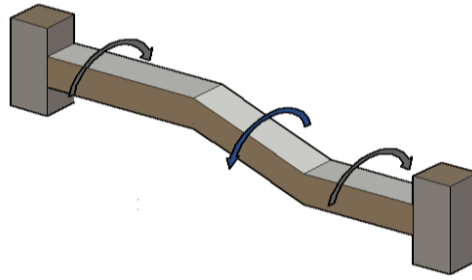
- **Calcul de la flèche**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,053 > 0,06 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Leftrightarrow 0,053 > 0,0963 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,79}{30 \times 36} \leq \frac{4,2}{400} \Leftrightarrow 0,00628 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Justification de la résistance de la poutre brisée à la torsion :**

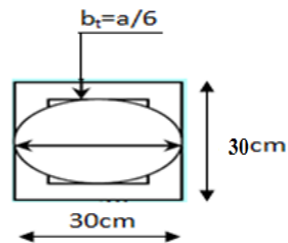


$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines : à ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion.

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

M_t : moment de torsion ($M_t = 5,37 \text{KN.m}$)



$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5 \text{cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 625 \text{cm}^2$$

D'après le BAEL :

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{5,35 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 0,85 \text{MPa}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{\text{ul}} = \min\left(\frac{0,2f_{ct}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

i.6) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant :

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_f = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28,05 \times 10}{30 \times 27} = 0,34 \text{MPa.}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{\text{u limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,34)^2 + (2)^2 = 4,12 \text{MPa}$$

$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 4,12\text{MPa} < 11,08\text{MPa}$ Condition vérifiée.

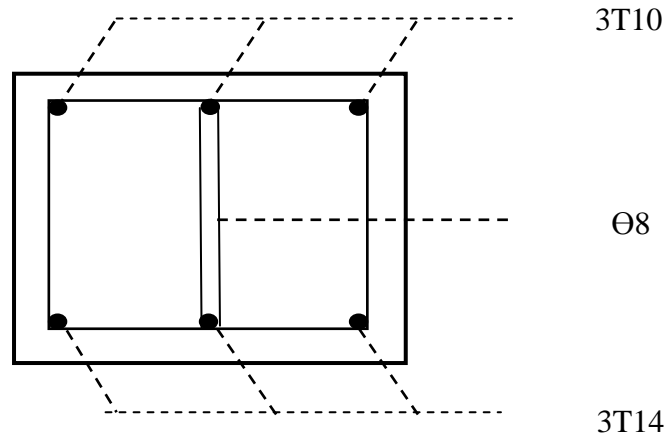


Figure : IV.23. Ferrailage de la poutre brisée

IV.5.Acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant la structure « en bordure de toitures terrasses afin de protéger l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales » il assure la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute qu'elle soit. Il est réalisé en béton armé soumis à son poids propre(G) qui donne un effort normal N_G vertical et à une surcharge d'exploitation horizontale non pondérée due à une main courante. $N_Q = Q = 1\text{KN/m}$ Ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement, il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère a un point faible à l'interface ou se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cette raison le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable) ; Dans ce cas le calcul s'effectue à L'ELU et L'ELS.

L'acrotère correspond à notre structure à une dimension de 70 cm d'hauteur et 10 cm d'épaisseur.

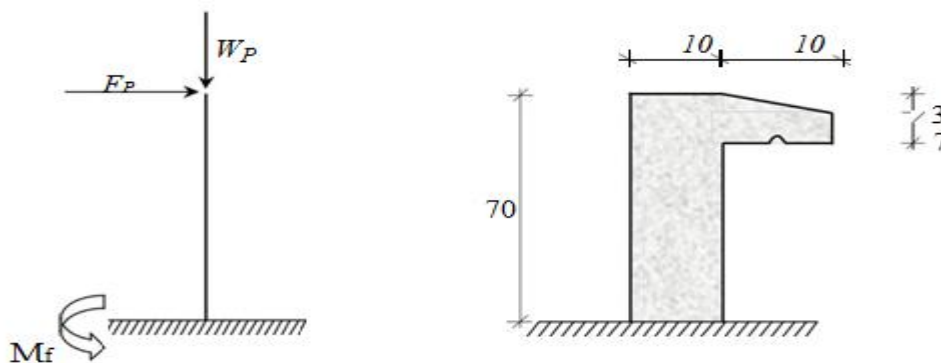


Figure IV. 24: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

IV.5.1. Calcul les sollicitations

➤ Poids propre :

$$S = \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,70) + (0,07 \times 0,1) \right] = 0,0785 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0785 \times 25 = 1,96 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,96 \text{ KN/ml}$$

➤ Effort normal :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,96 = 2,64 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,96 \text{ KN/ml}$$

➤ Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,70 = 1,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

➤ Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ KN}$$

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

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ KN}$$

➤ Enrobage : Vu que la fissuration préjudiciable, on prend : $C = C' = 2 \text{ cm}$

➤ L'excentricité:

• L'excentricité de 1^{er} ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,64} = 0,39 \text{ m}$$

• L'excentricité additionnelle

$$e_a = \text{Max} \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

• L'excentricité de 2^{ème} ordre

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

$$L_f = 2L = 1,4 \text{ m}; \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0,01 \text{ m}$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,421 \text{ m}$$

$$\begin{cases} e_0 = 0,421\text{m} \\ \frac{h_0}{2} - C' = 0,03\text{m} \end{cases} \Rightarrow e_0 \phi \left(\frac{h_0}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{la section est Partiellement comprimée}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV.5.2. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2,64 \times (0,421 + 0,05 - 0,02) = 1,19 \text{ KN.m}$$

$$((d - c')N_u - M_u) \leq (0,337.h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$((d - c')N_u - M_u) = (0,09 - 0,02)2,64 - 1,19 = -1,00 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,79 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow 1,00 \text{ KN.m} < 24,79 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b.h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

IV.5.3. Calcul du ferrailage (ELU)

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{1,05 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0091$$

IV.5.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimés A'

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0091 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0091 \Rightarrow \beta = 0,996$$

➤ **On calcul:**

$$\begin{cases} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{cases}$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,05 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,28 - \frac{2,64 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,20 \text{ cm}^2$$

IV.5.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

➤ **Les armatures principales :**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{(e - 0,45 d)}{(e - 0,185 d)} \times 0,23 = 1,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{1,96} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} ; d = 0,9h_t = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{fs} ; A_{fc} ; A_{smin}) = 1,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $4\phi 8 \text{ p.m} \Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_t = 33 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml} ;$$

On adopte : $A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4\phi 8 \text{ p.m}$

IV.5.3.3. Vérification des contraintes (ELS)

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + \frac{h}{2}) = 1,96 \times (0,421 - 0,02 + \frac{0,1}{2}) = 0,88 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 30,15 y_1 - 271,36 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,04 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2,04)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (9 - 2,04)^2$$

$$I = 1743,50 \text{ cm}^4$$

IV.5.3.4. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{700}{1743,50} \times 2,04 = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.3.5. Détermination des contraintes dans l'acier tendue

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm} ; \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{700}{1743,50} (9 - 2,04) = 41,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 41,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.3.6. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Leftrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4.C_p.A.W_p$$

Les coefficients A, C_p , et W_p sont obtenus par le RPA99v2003 tableau (6-1)

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone Iia} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0,15$$

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,96 \text{ KN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q \Rightarrow F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,96 = 0,94 \text{ KN}$

$$F_p = 0,94 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

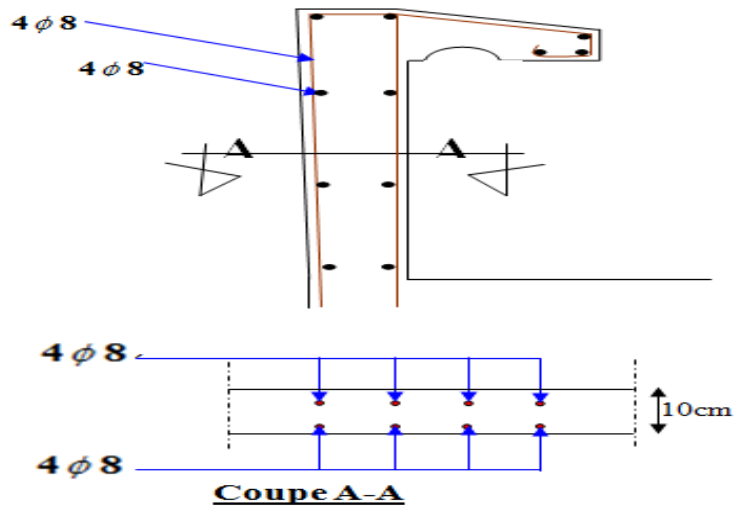


Figure IV. 25: Schéma du ferrailage d'acrotère

Chapitre V :
Étude sismique

V.1.Introduction

V.1.1.Définition d'un séisme

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des Sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

V.1.2.Causes du séisme

- 1- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- 2- Actions de l'eau sous terraines.
- 3- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

V.1.3.Effets du séisme sur les structures

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales H (qui sont dangereuses) produisent des oscillations latérales de flexion dans les 2 directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales V produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

V.1.4.L'étude sismique

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

V.2.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle

qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3.Méthodes de calcul

Selon le RPA 99le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ;
- Méthode statique équivalente.

V.3.1.Analyse statique équivalente

Pour les structures régulières et moyennement régulières, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.2.Analyse modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.3.Choix de la méthode

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre structure ne vérifient pas toutes les conditions de l'article (4.1.2),D'où la méthode choisit sera la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4.Modélisation

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude , plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate , un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire.

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel de la structure. Il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan de la structure, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

V.4.1. Modélisation des structures

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «**ETABS V9.7.4**» qui peut les calculer suivant différentes méthodes : (Réponse Spectrum Function, Time History Function, ...)

«Réponse Spectrum Function» a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalentes et la méthode dynamique modale spectrale

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4.2. Présentation du logiciel ETABS V9.7.4

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des structures. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des structures, ETABS V9.7.4 offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine de la structure (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,3$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.4.3.Démarches de modélisation sur ETABSV9.7.4 à suivre

- **Modélisation de la structure :**

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite.

- **Edite Grid data:**

Nous permet de définir la grille à suivre prochainement.

- **Add New System:**

Pour ajouter une autre forme cartésienne ou cylindrique.

- **Define materials:**

Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :

- CONC (béton)
- STEEL (acier)
- OTHER (autre)

- **Define/frame section :**

Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre).

- **Define/static load case :**

Pour définir les types des charges statiques (G, Q) et leurs coefficients de majoration.

- **Assign /joint /restreint :**

Pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnés (translations et rotations).

- **Assign /joint / diaphragme :**

Pour l'affectation d'un diaphragme rigide.

- **Assign/frame line load /Distributed:**

Permet d'appliquer les charges réparties sur l'élément frame sélectionné.

- **Define /load combinaison :**

Permet de définir les différentes combinaisons d'actions.

- **Define response spectrum function :**

Pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

- **Define response spectrum Cases :**

Pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

- **Définition du centre de masse:**

Lorsque la définition des diaphragmes des plancher ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est définir précédemment.

- **Analyse /set options :**

Pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.

- **Analyse/ Run :**

C'est la commande qui permet de lancer le calcul.

V.5.Évaluation des efforts sismiques

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

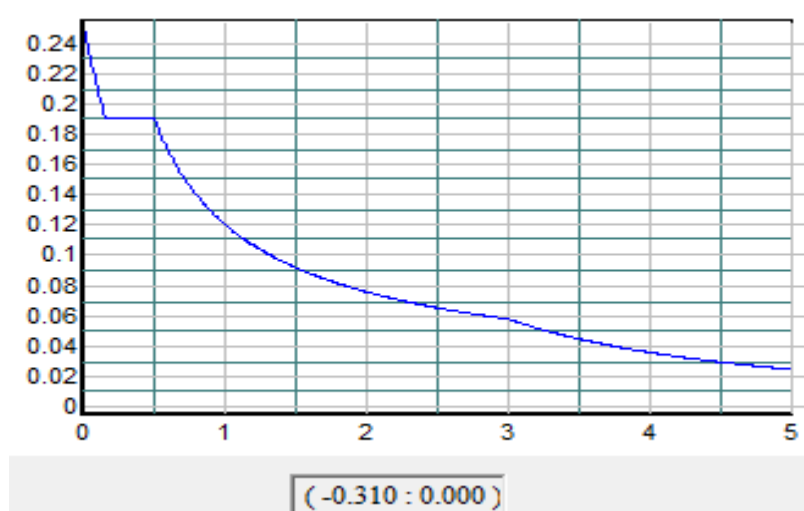


Figure V.1: Spectre de réponse.

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

V.6. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

➤ **Coefficient d'accélération de zone «A »**

$$\begin{cases} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{cases} \Rightarrow A = 0,20$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne « D »**

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

• **Pourcentage d'amortissement critique « ξ »**

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 10\% \begin{cases} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{cases}$$

• **Le facteur de correction d'amortissement « η »**

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,763 \geq 0,7$$

• **La valeur de la période fondamentale « T »**

De la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

Q: Facteur de qualité ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site,

On à :

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

On à : $0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,23 \leq 0,5$

T : La valeur de la période fondamentale T

$h_N = 8,05$ m

$C_t = 0.050$

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 8,05^{3/4} = 0,23$$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta = 2,5 \times 0.763 = 1,90$$

➤ Coefficient de comportement de la structure « R »

-Mixte portiques/voiles $\Rightarrow R = 4$.

➤ Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q »

$$Q = 1 + \sum P_i = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20.$$

V.6.1. La masses de la structure « W »

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau de la structure . $W = \sum w_i$ avec $w_i = G_i + \beta P_i$

G_i : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : Charge d'exploitation.

- Coefficient de pondération « β »

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre projet (cas de structure recevant des publique temporairement) $\Rightarrow \beta = 0,3$

Le tableau suivant résume le poids en (KN) aux différents niveaux :

$$\text{Avec } S_{\text{RDC}} = 492,67 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{terrasse}} = 519,33 \text{ m}^2$$

Tableau V.1: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).

Éléments	Poids (KN)	R.D.C	Terrasse
Acrotère	$G_a \times \sum 1$	—	159,26
Plancher	$G_p \times S$	2680,12	3578,18
Poteaux carrée	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	425	380
Poteaux circulaire	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	333,62	298,3
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum 1$	662,47	662,47
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum 1$	476,55	476,55
Murs extérieurs	$0,8 \times G_m \times \left(\frac{H_t}{2}\right) \sum 1$	295,37	264,10
Murs voiles	$e \times H_t \times \gamma_b \times \sum L$	340	304
Escaliers	$G_v \times S_v + G_p \times S_p$	94,83	—
Charge permanente	$\sum G_i$	5307,96	6122,88
Charge d'exploitation	$P = Q \times S_t$	2463,35	519,33
Poids total w_i	$G + \beta \times P$	6046,96	6278,67
Poids total de la structure	$\sum W_i$	12325,63	

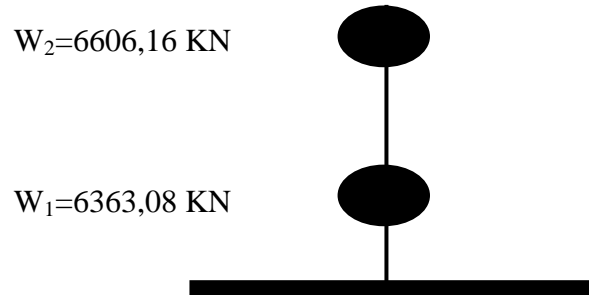


Figure V.2: poids de chaque étage.

V.6.2. Définition des masses

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau (Voir tableau V-2 ci-après).

$$D'où: I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_M : inertie massique (t.m²) ;

M:masse sismique qui égale au rapport W/g ;

W, le poids de chaque niveau i ;

g : l'accélération de pesanteur 9,81 ;

S : surface du plancher ;

I_{xg} : inertie du plancher suivant l'axe X ;

I_{yg} : inertie du plancher suivant l'axe Y.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

X_G et Y_G : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max.

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité.

Tableau V.2: Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau.

Niveau	Poids W(KN)	Superficie (m ²)	x_g (m)	y_g (m)	X_g (m)	Y_g (m)	I_{xg} (m ⁴)	I_{yg} (m ⁴)	masse sismique M(KN)	I_M (KN, m ²)
1 ^{er}	6278,67	519,33	13,96	11,50	15,65	10,92	23480,3	36187,4	640,02	73554,89
R.D.C	6046,96	492,67	14,39	11,49	16,17	11,10	23480,3	36187,4	616,40	74652,74

V.7. Disposition des voiles

Dans notre structure pour choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant a la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure V.3.

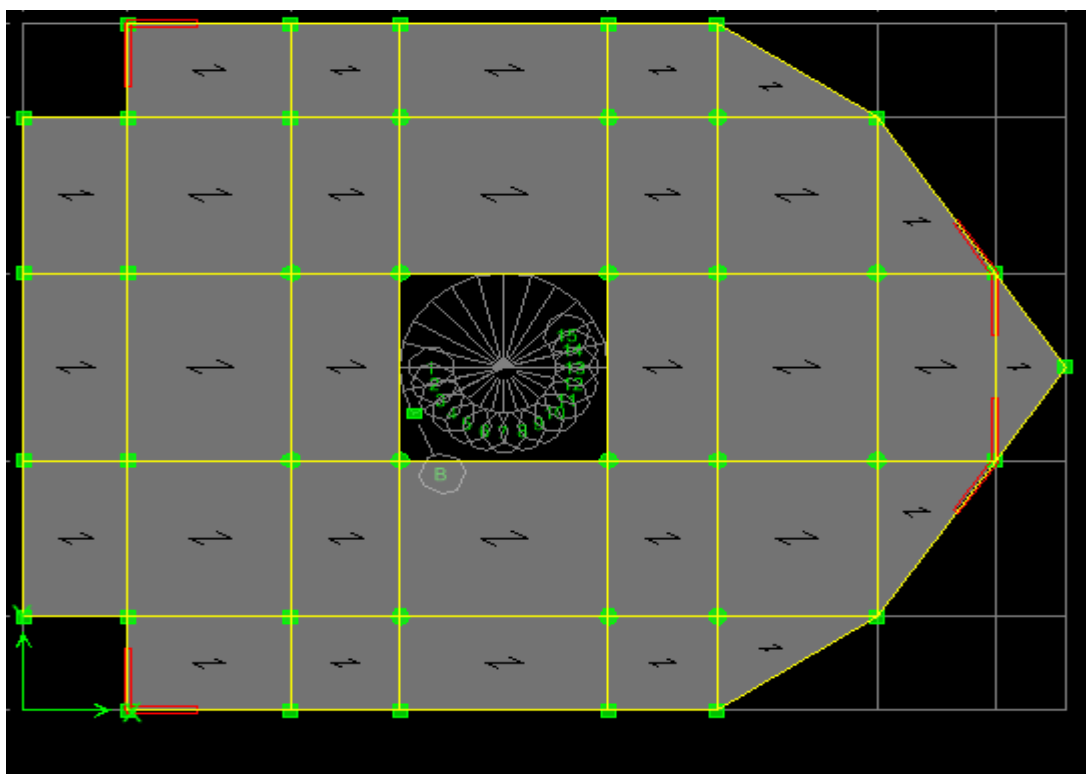


Figure V.2: Disposition des voiles.

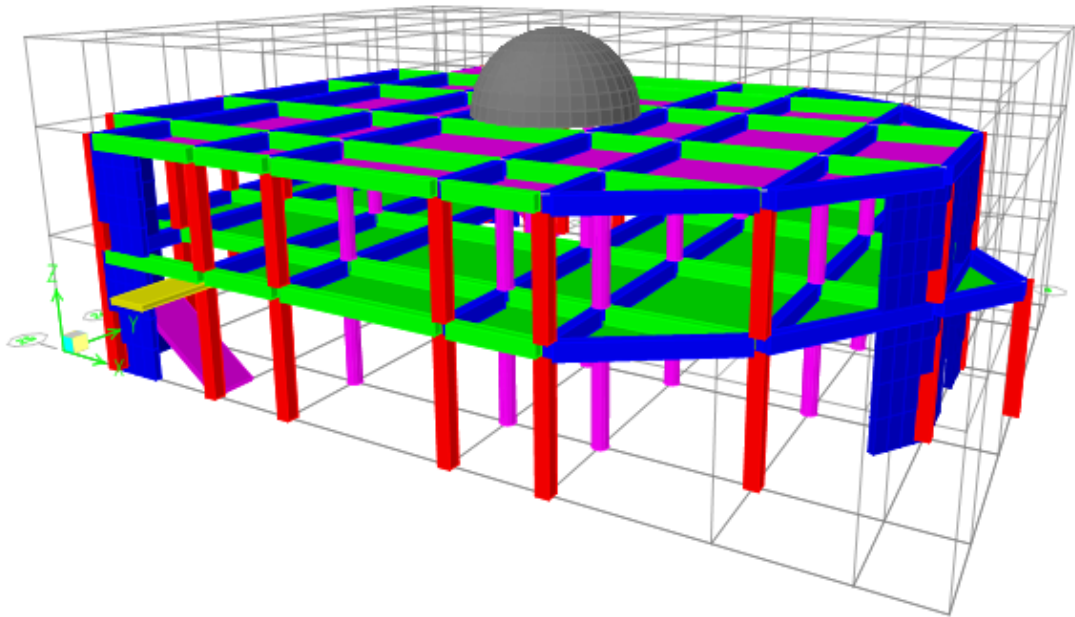


Figure V.3: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

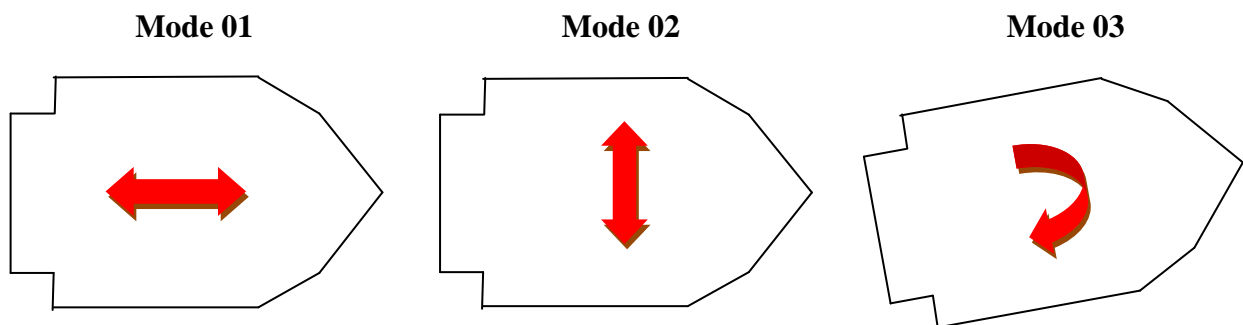


Figure V.4: Modes principaux de la vibration.

V.8. Vérifications

V.8.1. Calcul de l'effort tranchant

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A= 0,20 \\ D= 1,90 \\ Q= 1,20 \\ W= 12325,63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V = \frac{0,20 \times 1,9 \times 1,20 \times 12325,63}{4} \Rightarrow V = 1405,12 \text{ KN}$$

V.8.1.1.Sens longitudinal

$$V_{dx} = 1721,05 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 1405,12 \text{ KN} = 1124,09 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.8.1.2.Sens transversal

$$V_{dy} = 1705,34 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 1405,12 \text{ KN} = 1124,09 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.8.2.Calcul des coefficients de participation modale

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 12325,63 \text{ KN}$$

Le logiciel ETAPS V9.7.4 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

Tableau V.3: Participation massique cumulée.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,244118	82,7144	0,0715	82,7144	0,0715
2	0,209876	0,0847	82,7805	82,7991	82,852
3	0,144305	0,0712	1,7852	82,8703	84,6373
4	0,068563	16,6082	0,0048	99,4785	84,642
5	0,056026	0,0069	14,0335	99,4854	98,6756
6	0,03807	0	0,7832	99,4854	99,4588
7	0,021039	0,0304	0,0607	99,5158	99,5196
8	0,020909	0,1174	0,1563	99,6332	99,6759
9	0,011793	0,0878	0,1153	99,721	99,7912
10	0,011561	0,1435	0,0487	99,8645	99,8399
11	0,009483	0,0005	0,0363	99,865	99,8762
12	0,009258	0,0044	0,1184	99,8693	99,9946

a- Sens longitudinal:

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 99,86\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Sens transversal:

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 99,99\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.8.3.Vérification de la période

On doit vérifier aussi que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

$$T_{\text{dyn}} = 0,24 \text{ sec} < 1,30 \times T_{\text{st}} = 1,30 \times 0,23 = 0,29 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau V.4: Tableau des modes et des périodes.

Mode	Période
1	0,244118
2	0,209876
3	0,144305
4	0,068563
5	0,056026
6	0,03807
7	0,021039
8	0,020909
9	0,011793
10	0,011561
11	0,009483
12	0,009258

V.8.4.Vérification des déplacements

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R = 4.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau V.5: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		Dx(m)	Dy(m)
	d _{ex}	d _x	d _{ey}	d _y		
1 ^{er}	0,003	0,012	0,0022	0,0088	0,0072	0,0052
RDC	0,0012	0,0048	0,0009	0,0036	0,0048	0,0036

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage 1,0% h_e=0,0380;

1,0% h_{RDC}=0,0425 donc la condition est vérifiée.

V.8.5.Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ;

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V & \text{si } T > 0,7 \text{sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{sec} \end{cases}$$

Dans notre structure (F_t = 0) puisque: T = 0,24 Sec ≤ 0,7Sec

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j

Δ_K : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » ;

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1-\theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

Tableau V.6: Vérification à l'effet P-Δ.

Niveau	hauteur	W_i	P_K	Sens x			Sens y		
				Δ_k	V_k	θ	Δ_k	V_k	θ
1 ^{er}	8,05	6278,67	6278,78	0,0072	1211,45	0,0046	0,0052	1192,34	0,0034
RDC	4,25	6046,96	12325,63	0,0048	1721,05	0,008	0,0036	1714,06	0,006

- **Remarque:**

D'après les résultats obtenus ($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme. Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation ETABS V 9.7.4.

V.9. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre VI:
Études des portiques

VI.1.Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS V 9.7.4), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.2.Étude charges verticales et horizontales

L'étude charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres, voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme **ETABS V9.7.4**, ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VI.3.Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

VI.3.1.Poutres

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

VI.3.2.Poteaux

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.4. Ferrailage des poutres

VI.4.1. Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1} .
- Sollicitation du 2^{eme} genre $\begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2} .

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} ;

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ MPa.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$ MPa.

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ MPa.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$ MPa

VI.4.2. Les armatures minimales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

- Section d'armature minimale $\Rightarrow A_{\min}=0,5\%$ bht.
- Section d'armature maximale $\Rightarrow A_{\max 1}=4\%$ bht. (Zone courante)

$\Rightarrow A_{\max 2}=6\%$ bht. (Zone de recouvrement)

VI.4.3. Poutre principale (30x50) cm²

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{\min} = 0,5\%b.ht = \frac{0,5 \times 30 \times 50}{100} = 7,5 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max 1} = 4\%b.ht = (4 \times 30 \times 50) / 100 = 60 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max 2} = 6\% b.ht = (6 \times 30 \times 50) / 100 = 90 \text{ cm}^2.$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VI.4.3.1.Exemple de calcul

Poutre de rive(RDC)

En travée

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 180,98 \text{ KN.m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 133,36 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 0,73 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

Données : • Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$;

- Hauteur de la section $h_t=50 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=45 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI. 1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.

Moment ultime M_u	M_u	180,98 KN.m	$\mu=0,048 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,048	
État limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,975$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	11, 85cm²	

Sur appuis

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 181,05 \text{ KN.m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 133,41 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 0,73 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

Données : • Largeur de la poutre $b=30 \text{ cm}$;

- Hauteur de la section $h_t= 50 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d= 0,9 \times h_t = 45 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.

Moment ultime M_u	M_u	61,37 KN.m	$\mu=0,048 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,048	
État limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,975$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	12,08 cm²	

VI.4.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VI.3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principales de rive et intermédiaires).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
RDC	Appuis	181,05	133,41	181,05	7,50	12,04	3T16+3T16=12,06
	Travée	180,98	133,36	180,98		11,85	3T16+3T16=12,06
Terrasse	Appuis	135,50	103,36	135,50	7,50	8,81	3T14+3T14=9,24
	Travée	135,51	103,37	135,51		8,81	3T14+3T14=9,24

VI.4.4. Poutre secondaire (30x45) cm²

VI.4.4.1. Armatures minimales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on à :

$$A_{\min} = 0,5\% b h t = \frac{0,5 \times 30 \times 45}{100} = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max_1} = 4\% b h t = 4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max_2} = 6\% b h t = 6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires de rive et intermédiaires).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	22,33	74,22	74,22	6,75	5,33	3T12+3T12=6,79
	Travée	22,53	64,86	64,86		5,41	3T12+3T12=6,79
Terrasse	Appuis	63,30	69,37	63,30	6,75	4,49	3T12+3T12=6,79
	Travée	93,15	70,83	93,15		6,71	3T12+3T12=6,79

VI.4.5. Calcul les armatures transversales

VI.4.5.1. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ;$$

$$\Phi_t \leq \min (14, 28 ; 30 ; 16) ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

VI.4.5.2. Calcul de L'espacement

Selon le **RPA 99 version 2003**

- Zone nodale: $\begin{cases} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (40,5 ; 40\text{cm}) \end{cases} \leq 30\text{cm.}$

- zone courante: $\begin{cases} St \leq \min (12\Phi_l ; h/4) \\ St \leq \min (19,20 ; 12,5 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow St = 12,5\text{cm.}$

$$St \leq h/2 = 15 \text{ cm}$$

VI.4.6. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,6 \times 400 / (4 \times 2,84) = 56,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi_l = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm.}$

VI.4.7.Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 45\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 29,9\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,75 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 27,8\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 2,47 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 25,7\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 6,70 \text{ cm}$$

VI.4.8.La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

VI.4.9.Les vérifications

VI.4.9.1.Vérifications des contraintes(ELS)

➤ **Poutre principale (30x50) cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63\text{cm}^2.$$

Adopté > Amin.....Condition vérifiée.

En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{t_{max}} = 127,81 \text{ KN.m}$

$$M_u = 180,98 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,061 \text{ et } \gamma = \frac{180,98}{127,81} = 1,41$$

$$\alpha \leq \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq 0,455 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{a\max} = 127,85 \text{ KN.m}$

$$M_u = 181,05 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,061 \text{ et } \gamma = 181,05/127,85 = 1,41$$

$$\alpha \leq \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq 0,455 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaire (30x45) cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,1 / 400 = 1,46 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{t\max} = 16,69 \text{ KN.m}$

$$M_u = 22,53 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,045$$

$$\gamma = \frac{22,53}{16,69} = 1,34$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq 0,405 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{a\max} = 16,54 \text{ KN.m}$

$$M_u = 22,33 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,030$$

$$\gamma = \frac{22,33}{16,54} = 1,35$$

$$\alpha (1,35-1)/2 + 25/100 \alpha \leq 0,425 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.9.2. Vérification de l'effort tranchant

Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 127,85 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{127,85 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,45} = 0,94 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \left\{ \min 0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$\tau_u = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Pas de risque du cisaillement.

Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 16,64 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{16,69 \cdot 10^{-3}}{0,30 \times 0,405} = 0,13 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min 0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Pas de risque du cisaillement.

VI.4.9.3. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée BAEL91 (Art B.6.5).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} > \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Poutres principales

$$M_{tmax} = 106,23 \text{ KN.m} ; M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{((3,75+5) \times (5,60))^2}{8} = 34,30 \text{ KN.m}$$

(à l'ELS)
As=12,06cm

$h/L > 1/16 \dots \dots \dots 0,089 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$h/L > M_t/10M_0 \dots \dots \dots 0,089 > 0,24 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$A_s/bd < 4,2/f_e \dots \dots \dots 0,002 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Poutres secondaires

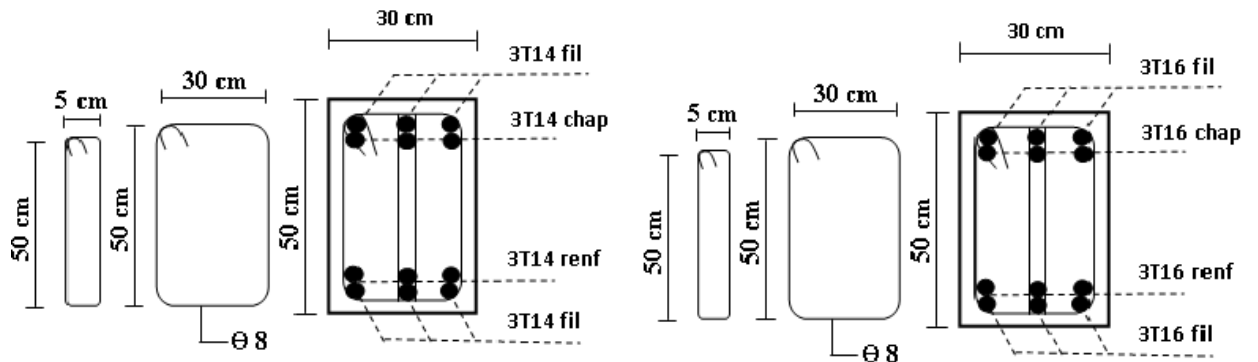
$$M_{tmax} = 68,98 \text{ KN.m} ; M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{((3,37+5) \times (5,60))^2}{8} = 32,83 \text{ KN.m}$$

(à l'ELS)

$h/L > 1/16$ $0,080 > 0,0625$ *Condition vérifiée.*

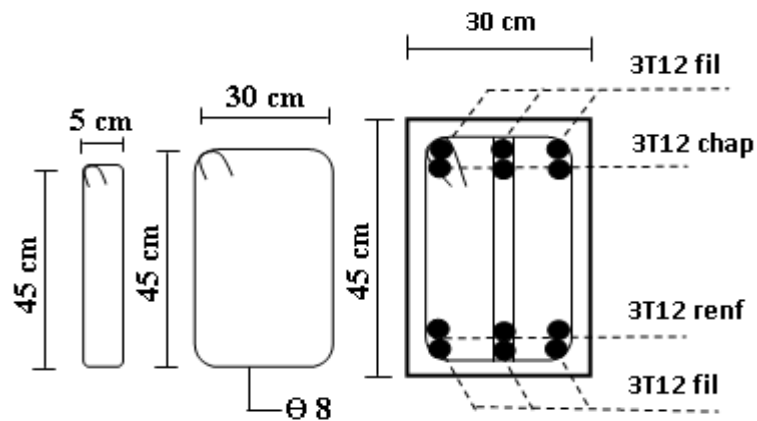
$h/L > M_t/10M_0$ $0,080 > 0,21$ *Condition vérifiée.*

$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e}$ $0,001 < 0,0105$ *Condition vérifiée.*



Ferrailage des sections des poutres principales Terrasse

Ferrailage des sections des poutres principales RDC



Ferrailage des sections des poutres secondaires RDC et terrasse

Figure VI.1: Ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

VI.5.Ferraillage des poteaux

VI.5.1.Méthode de calcul

En général, Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferraillage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- 1^{er}Genre : $1,35G+1,5Q$;
$$\begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases}$$
- 2^{ème} Genre : $0,8G \pm E. G+Q+E$
$$\begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_6 \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

- Pour situation accidentelle :
$$\begin{cases} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa.} \end{cases}$$
- Pour les autres cas :
$$\begin{cases} \gamma_s=1,1 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1, \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

VI.5.2.Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

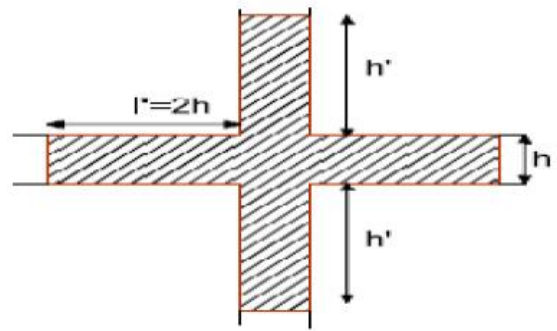


Figure VII.2 : Zone nodale.

Tableau VI.5: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99(version 2003).

Famille des poteaux	$A_{\min}=0,8 \% b.ht$	$A_{\max1}=4\% b.ht$	$A_{\max2}=6\% b.ht$
(40x40) cm ²	12,80 cm ²	64 cm ²	96 cm ²
(D=50) cm	15,7cm ²	78,50 cm ²	117,75cm ²

VI.5.3.Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS 9.7.4, les résultats sont résumés dans les tableaux VI.6 et VI.7

Tableau VI.6: Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

Combs \ Famille		(D=50)	(40x40)
		(a)	N_{\max} (KN)
	M_{corr} (KN.m)	3,008	0,581
(b)	N_{\min} (KN)	251,18	73,05
	M_{corr} (KN.m)	2,73	5,04
(c)	M_{\max} (KN.m)	18,50	17,14
	N_{corr} (KN.m)	365,23	396,67

Tableau VI.7: Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre.

Combs.		Famille	
		(D=50)	(40x40)
(a)	N _{max} (KN)	541,55	585,16
	M _{corr} (KN.m)	24,69	2,94
(b)	N _{min} (KN)	128,68	225,68
	M _{corr} (KN.m)	2,69	14,49
(c)	M _{max} (KN.m)	50,36	48,57
	N _{corr} (KN.m)	208,71	208,60

VI.5.4.Exemple de calcul

Poteau de rive (RDC et 1^{er} étage) de Section (D=50 cm).

VI.5.4.1.Calcul les armatures longitudinale

Données :

- Largeur du poteau b= 40 cm ;
- hauteur de la section ht = 40 cm
- Enrobage c = 2,5 cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus d = D-c= 37,5 cm ;
- Contrainte des aciers utilisés fe = 400 Mpa ;
- Contrainte du béton à 28 jours fc28 = 25 Mpa ;
- Contrainte limite de traction du béton ft28 = 2,1Mpa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Combinaison du 1^{ère} genre

1^{er} cas :

$$N_{\max} = 714,45 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corresp}} = 0,58 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,58}{714,45} = 0,0008 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 714,45 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,0008 \right) = 128,02 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b \cdot h. \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu/b \cdot d \cdot fbc). \end{cases}$$

$N_u = 714,45 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

$M_u = 128,02 \text{ KN.m} < 210,91 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

2^{ème} cas :

$$\Rightarrow N_{\min} = 73,05 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 5,04 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,04}{73,05} = 0,068 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 73,05 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,068 \right) = 16,65 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu/b \cdot d \cdot fbc) \end{cases}$$

$N_u = 73,05 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

$M_u = 16,65 \text{ KN.m} < 25,81 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

3^{ème} cas :

$$\Rightarrow M_{\max} = 17,14 \text{ KN} ; N_{\text{corresp}} = 396,67 \text{ KN}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17,14}{396,67} = 0,043 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 396,67 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,043 \right) = 80,52 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu/b \cdot d \cdot fbc) \end{cases}$$

$N_u = 396,67 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

$M_u = 80,52 \text{ KN.m} < 128,61 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$).

Combinaisons du 2eme genre

1^{er} cas :

$$\Rightarrow N_{\max} = 585,16 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 2,94 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,94}{585,16} = 0,005 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 585,16 \times (0,36 - 0,40/2 + 0,005) = 96,55 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b.h. \\ Mu \leq Nu.d (1 - 0,514 Nu/b.d.fbc). \end{cases}$$

$$N_u = 585,16 \text{ KN} < 2395 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 96,55 \text{ KN.m} < 186,84 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$).

2^{ème} cas :

$$\Rightarrow N_{\min} = 225,68 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 14,49 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14,49}{225,68} = 0,064 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 225,68 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,064 \right) = 50,55 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b.h. \\ Mu \leq Nu.d (1 - 0,514 Nu/b.d.fbc) \end{cases}$$

$$N_u = 225,68 \text{ KN} < 2395 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 50,55 \text{ KN.m} < 77,59 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_5 = A'_5 = 0$).

3^{ème} cas:

$$\Rightarrow M_{\max} = 48,57 \text{ KN} ; N_{\text{corresp}} = 208,60 \text{ KN}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{48,57}{208,60} = 0,23 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 208,60 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,23 \right) = 81,35 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 \cdot N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases}$$

$N_u = 208,60 \text{ KN} < 2395 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

$M_u = 81,35 \text{ KN.m} > 72,70 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d-c) \cdot N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c}{d}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{cb}$$

$$(0,36 - 0,025) \times (208,60 - 81,35) = 42,62$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,025}{0,36}\right) \times 0,40 \times 0,36^2 \times 18,48 \times 10^2 = 26,89$$

$$\Rightarrow 26,89 \leq 42,62$$

La section est partiellement comprimée.

➤ Calcul du ferrailage

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{72,70 \times 10^3}{40 \times 37,5^2 \times 18,48} = 0,069 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,963$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{72,70 \times 10^3}{0,963 \times 36 \times 400} = 5,24 \text{ cm}^2$$

➤ Section adoptée :

$$A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 5,24 ; 12,8)$$

$$A_{\text{adopté}} = 12,80 \text{ cm}^2$$

Tableau VI. 8: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Famille	Combs.	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(40x40)	(a)	714,45	0,58	0	585,16	2,94	0	12,80	4T16+4T14 As = 14,20
	(b)	73,04	5,04	0	225,68	14,49	0		
	(c)	396,97	17,14	0	208,60	48,57	5,24		
(D=50)	(a)	696,97	3,00	0	541,55	24,69	0	15,70	8T16 As = 16,08
	(b)	251,18	2,73	0	128,68	2,69	0		
	(c)	365,23	18,50	0	208,71	50,36	5,21		

VI.5.4.2. Calcul des armatures transversales**Diamètre des armatures transversales:**

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 14/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul ;
- h_1 : hauteur totale de la section brute ;
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

Calcul de l'espacement

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 14\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 21 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 4,25}{0,40} = 7,43 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 7,43 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 65}{40 \times 235} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 7,43 > 5$$

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \text{Ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 40 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des

$$\text{barres qui y concourent. } \begin{cases} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{425}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) = 70,8 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.6. Les vérifications

VI.6.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ ;

B_r : Section réduite du béton ;

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ \frac{0,6 \times (\lambda/35)^2}{\dots \dots \dots} \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC)

Longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2,97$.

Rayon de giration : $i = \frac{\sqrt{I}}{A} \Rightarrow i = 0,28 \text{ m}$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,97}{0,28} \Rightarrow \lambda = 10,60 \Rightarrow \alpha = 0,83.$$

La section réduite : $B_r = 1444 \text{ cm}^2$

Donc :

$$N_u = 0,82 \times \left(\frac{0,1444 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 12,31 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \times 10^3 = 3102,24 \text{ KN}$$

On a $N_{max} = 714,45 \text{ KN} < N_u = 2543,83 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représentés dans le tableau VI.9.

Tableau VI.9: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Étage	i	l	a	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u ^{max} (KN)	N _u (KN)	Observation
RDC 1 ^{er} étage (40X40)	0,28	10,60	0,83	12,31	1444	714,45	2543,83	Condition vérifiée
RDC 1 ^{er} étage (D=50)	/	23,76	0,77	15,70	1808,6	696,97	2745,48	Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'y a pas de risque de flambement.

VI.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

« Le poteau le plus sollicité (40x40) cm² »

$T_{max} = 65 \text{ KN}$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{65}{(40 \times 36)} = 0,045 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 0,045 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

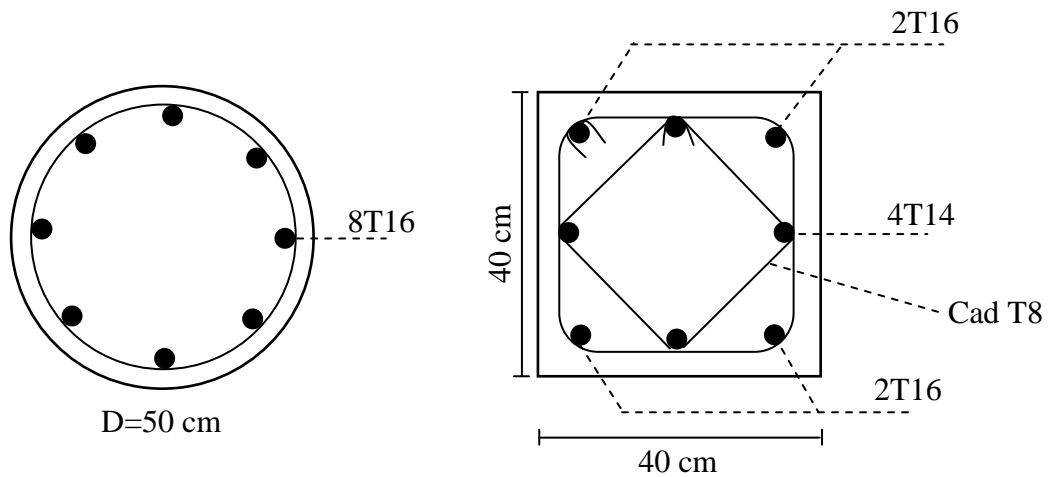


Figure VI.3: Dessin de ferrailages des sections des poteaux RDC et Terrasse

Chapitre VII :
Études des voiles

VII.1.Introduction

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plans est négligeable. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les structures quelle que soit leurs destination (mosquée, d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

VII.2.Le système de contreventement

Les voiles sollicités à la fois par des efforts normaux dus aux charges verticales et par des efforts de flexion et de cisaillement dans leur plan dus aux actions horizontales.

Ces murs fonctionnent comme des consoles encastrées dans les fondations ou au niveau du rez-de-chaussée ; ces consoles pouvant, en fonction de leur élancement, être analysées soit comme des poutres, soit comme des parois porteuses.

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile-portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes.de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

VII. 2.1.Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VII.3.Calcul du système de contreventement

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.3.1.Principe de calcul du voiles

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable

Selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$ (vérification du béton) ;
- $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

VII.4.La méthode de calcul du voiles

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

➤ **1^{er} cas :**

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " .

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

➤ **2^{eme} cas :**

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e ; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).}$$

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

➤ 3^{ème} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.5. Les recommandations du RPA99**VII.5.1. Armatures verticales**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

VII.5.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

VII.5.3. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.5.4. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec : } v = 1.4 v_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VII.6. Calcul ferrailage des voiles**VII.6.1. Exemple de calcul**

$$A = 0,52 \text{ m}^2 ;$$

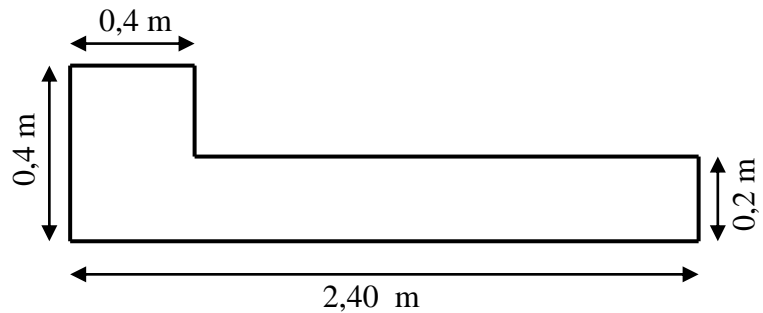
$$I = 0,2334 \text{ m}^4 ;$$

$$V = 0,9615 \text{ m} ;$$

$$N = 284,71 \text{ KN} ;$$

$$M = 40,92 \text{ KN.m} ;$$

$$T = 60,55 \text{ KN}.$$

**VII.6.2. Détermination des contraintes**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{284,71 \times 10^3}{0,52 \times 10^6} + \frac{40,92 \times 0,9615 \times 10^9}{0,2334 \times 10^{12}} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{284,71 \times 10^3}{0,52 \times 10^6} - \frac{40,92 \times 0,9615 \times 10^9}{0,2334 \times 10^{12}} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{284,71 \times 10^3}{0,52 \times 10^6} + \frac{40,92 \times 0,9615 \times 10^9}{0,2334 \times 10^{12}} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{284,71 \times 10^3}{0,52 \times 10^6} - \frac{40,92 \times 0,9615 \times 10^9}{0,2334 \times 10^{12}} = 0,38 \text{ MPa}$$

On a la $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (version 2003)**.

VII.6.3. Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L = (0,0015 \times 20 \times 100) = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Le diamètre**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow \text{On adopte: } D = 12 \text{ mm.} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **L'espacement**

- Selon le **BAEL 91**, on à :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 20 ; 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le **RPA 99**(version 2003) ; on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \left\{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \right\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement de 20cm .

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12**($A_{\text{adopté}} = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$) .

VII.6.4.Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12**($A_{\text{adopté}} = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20cm .

VII.6.5.Calcul des armatures transversales

D'après le **D.T.R-B.C-2,42** et le **BAEL 91**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ 8 par m²** .

VII.7.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{\text{cal}}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40% ;

a : Épaisseur du voile ;

L : Longueur du voile.

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1.4 \times 60,55 \times 10^3}{200 \times 2400} = 0,17 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,17 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

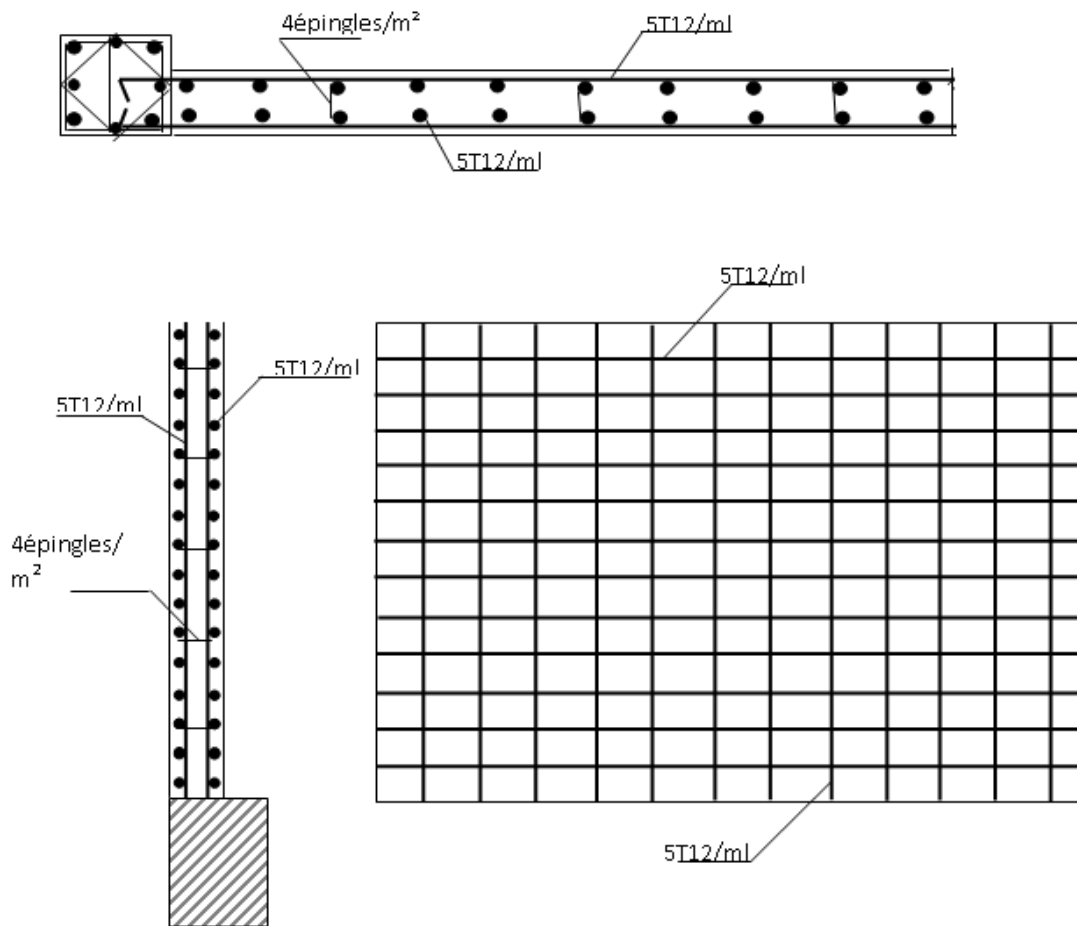


Figure VII.1 : Schéma de ferrailage du mur voile.

Chapitre VIII :
Études de minaret et
coupole

VIII. Introduction

Le minaret peut être considéré comme une console encastree à la base. Pour notre cas, il est réalisé par un système contreventé. Situé en zone IIa, le calcul des ferrailages sera basé sur les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

VIII.1. Pré dimensionnement des poutres

- Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{ largeur de la poutre.} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{ hauteur utile.} \end{array} \right.$$

- Selon le **R.P.A 99(version 2003)**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b_1 \end{array} \right.$$

Nous avons deux types de poutres :

- Poutre principale : $L_{\max} = 3 \text{ m}$;
- Poutre secondaire : $L_{\max} = 3 \text{ m}$.

VIII.1.2. Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaire

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 3 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \leq h_t \leq 30\text{cm} \\ 8,1\text{cm} \leq b \leq 10,80 \text{ cm} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{on prend : } h_t = 30 \text{ cm} \\ \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 30\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 30 + 30) = 75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales et secondaire $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

VIII.1.3. Pré dimensionnement des poteaux

Le choix ce fait selon le poteau le plus sollicité et on utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d’exploitation.

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression et de telle façon qu'il n’y ait pas de flambement.

On suit les mêmes étapes citées dans le chapitre II et après le calcul, on adopte pour les poteaux une section de (40x40) cm

VIII.1.4. Pré dimensionnement des voiles

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{255}{22} \rightarrow e \geq 11,59 \text{ cm}$$

L : Longueur du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

h_e : Hauteur d'étage.

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements: $e = 20 \text{ cm}$

Tableau VIII.1: Tableau récapitulatif des sections des poteaux, poutres et voiles

Types	Section (cm ²)
poutres	(30x30)
poteaux	(40x40)
voiles	(e=20cm)

VIII.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$$h_N = 19,34 \text{ m}$$

$$C_t = 0.050$$

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 19,34^{3/4} = 0,46 \text{ s}$$

VIII.2.1. Calcul de la force sismique totale

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

$$\begin{cases} A = 0,20 \\ D = 1,90 \\ Q = 1,20 \\ W = 568,54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V = \frac{0,20 \times 1,9 \times 1,20 \times 568,54}{4} \Rightarrow V = 64,81 \text{ KN}$$

• Sens longitudinal

$$V_{dx} = 60,98\text{KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 64,81\text{KN} = 51,84\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Sens transversal

$$V_{dy} = 60,42\text{KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 64,81\text{KN} = 51,84\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.2.2. Calcul des coefficients de participation modale

Le logiciel ETAPS V9.7.4 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

Tableau VIII.2: Participation massique cumulée

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,529559	0,1545	74,2815	0,1545	74,2815
2	0,506274	72,7895	0,1458	72,9439	74,4273
3	0,353025	1,0785	0,0035	74,0224	74,4308
4	0,140835	0,0883	15,0703	74,1107	89,5011
5	0,133737	15,1042	0,0921	89,215	89,5932
6	0,103955	0,4817	0,0032	89,6967	89,5964
7	0,065407	0,0432	5,2505	89,7399	94,8469
8	0,062297	4,8977	0,0429	94,6376	94,8898
9	0,052648	0,3498	0,0033	94,9874	94,893
10	0,0395	0,0247	2,7745	95,0121	97,6675
11	0,037836	2,5554	0,0232	97,5674	97,6907
12	0,032814	0,1915	0,0018	97,759	97,6925

Sens longitudinal:

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 97,75\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal:

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 97,69\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.2.3. Vérification de la période

On doit vérifier aussi que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

$$T_{dyn} = 0,52 \text{ sec} < 1,30 \times T_{st} = 1,30 \times 0,46 = 0,59 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.2.4. Vérification des déplacements

Tableau VIII.3: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		Dx(m)	Dy(m)
	d_{ex}	d_x	d_{ey}	d_y		
7 ^{eme}	0,0122	0,048	0,0131	0,049	0,005	0,003
6 ^{eme}	0,0108	0,043	0,0116	0,046	0,008	0,008
5 ^{eme}	0,0089	0,035	0,0097	0,038	0,008	0,009
4 ^{eme}	0,0068	0,027	0,0074	0,029	0,009	0,009
3 ^{eme}	0,0046	0,018	0,0051	0,020	0,008	0,009
2 ^{eme}	0,0026	0,010	0,0028	0,011	0,0068	0,007
1 ^{er}	0,0008	0,0032	0,0009	0,0036	0,0032	0,0036
RDC	0	0	0	0	0	0

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\% h_e = 0,0255$; donc la condition est vérifiée.

VIII.2.5. Disposition des voiles

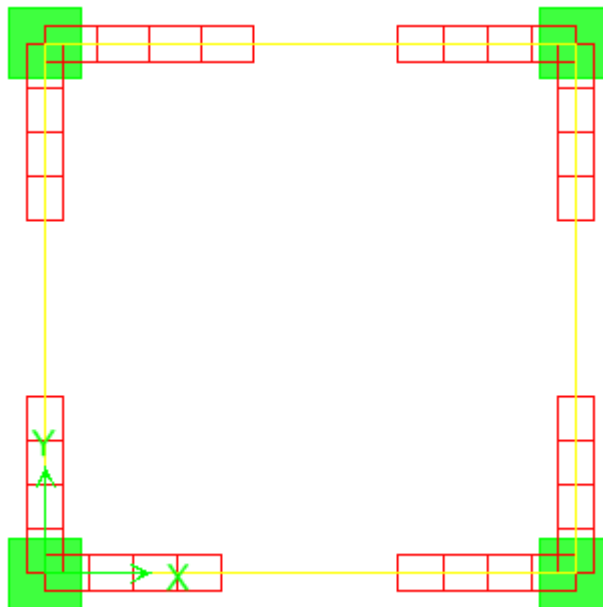


Figure VIII.1: Disposition des voiles.

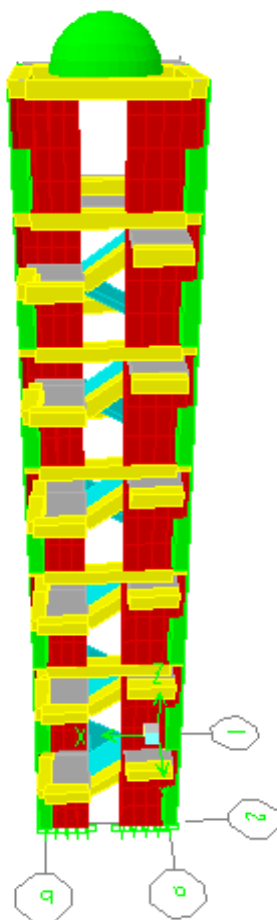


Figure VIII.2: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4

VIII.2.6. Justification de la largeur des joints sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismique dont la largeur minimal d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm}$$

δ_1, δ_2 déplacement maximaux des deux bloc calculé selon 4,19 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues a la torsion et éventuellement celles dues a la rotation des fondation.

VIII.3. Ferrailage des poutres

Tableau VIII. 4 : Ferrailage des poutres de rive et intermédiaires.

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC → 6 ^{ème} étage	Appuis	0,27	10,65	10,65	4,5	1,14	3T12+2T12=5,65
	Travée	0,17	10,59	10,59		1,14	3T12+2T12=5,65

VIII.3.1. Calcul les armatures transversales

VIII.3.2. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ;$$

$$\Phi_t \leq \min (14, 28 ; 30 ; 16) ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

VIII.3.3. Calcul de L'espacement

Selon le RPA 99 version 2003

$$\text{zone nodale: } \begin{cases} St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (24,3 ; 40\text{cm}) \end{cases} \leq 30 \text{ cm.}$$

$$\text{zone courante: } \begin{cases} St \leq \min (12\Phi_l ; h/4) \\ St \leq \min (19,20 ; 12,5 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow St = 12,5 \text{ cm.}$$

$$St \leq h/2 = 15 \text{ cm}$$

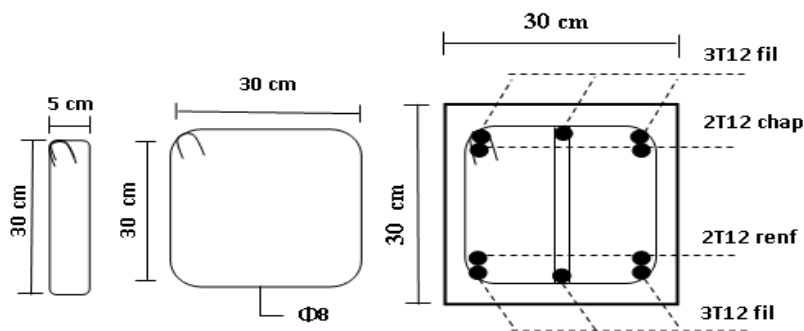


Figure VIII.3: Ferrailage des sections des poutres

VIII.4. Ferrailage des poteaux

Tableau VIII.5: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Famille	Combs.	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(40x40)	(a)	56,4	9,14	0	99,55	19,01	0	12,8	4T16+4T14 As = 14,20
	(b)	4,42	0,76	0	36,07	6,81	0		
	(c)	52,31	8,67	0	93,14	18,44	0		

VIII.4.1. Calcul des armatures transversales

VIII.4.2. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 16/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul ;
- h_1 : hauteur totale de la section brute ;
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

VIII.4.3. Calcul de l'espacement

D'après le R.P.A 99 (version2003) on à :

- En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 16\text{cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.
- En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 24 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

VIII.4.4. Calcul de l'élançement géométrique λ_g
 $\lambda_g = L_f / b$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 2,55}{0,40} = 4,46 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4,46 > 3 \Rightarrow \rho_0 = 2.5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2.5 \times 3,60}{40 \times 235} = 0,014 \text{ cm}^2$$

VIII.4.5. Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.8 \% \rightarrow \lambda_g = 4.46 > 3$$

- { Zone nodale : $A_t = 0,008 \times 10 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2$.
- { Zone courante : $A_t = 0,008 \times 15 \times 40 = 4,8 \text{ cm}^2$.

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 10\phi_8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} . \\ S_t = 10 \text{ cm} . \end{cases}$$

VIII.4.6. Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4\text{MPa}) = 0,4\text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \text{Ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 40 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.7. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des

$$\text{barres qui y concourent.} \begin{cases} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{255}{6}; 40; 40; 60 \right) = 42,5 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80\text{cm} \end{cases}$$

VIII.4.8. Vérification au flambement

Tableau VIII.6: Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Étage	i	l	a	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u ^{max} (KN)	N _u (KN)	Observation
RDC 6 ^{ème} étage	0,28	6,37	0,85	14,20	1444	99,55	2692,78	Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'ya pas de risque de flambement.

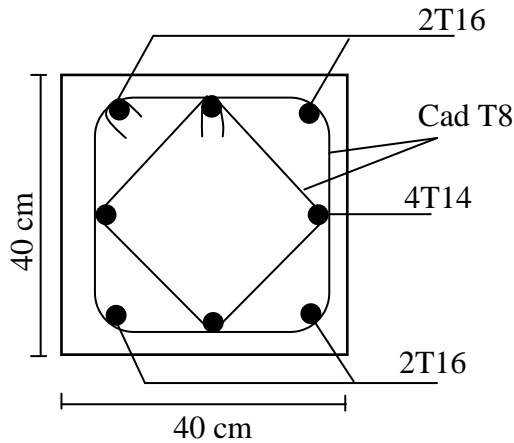


Figure VIII.1: Schéma de ferrailage des sections des poteaux

VIII.5. Calcul ferrailage des voiles

VIII.5.1. Exemple de calcul

A = 0,2367 m² ;

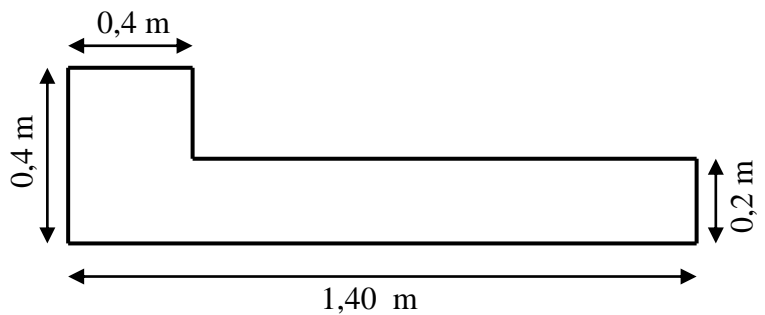
I = 0,0276 m⁴ ;

V = 0,1 m ;

N = 19,81 KN.m ;

M = 7,62 KN.m ;

T = 5,71 KN.



VIII.5.2. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{19,81 \times 10^3}{0,2367 \times 10^6} + \frac{7,62 \times 0,1 \times 10^9}{0,0276 \times 10^{12}} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{19,81 \times 10^3}{0,2367 \times 10^6} - \frac{7,62 \times 0,1 \times 10^9}{0,0276 \times 10^{12}} = 0,056 \text{ MPa}$$

On a la $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (version 2003)**.

VIII.5.3. Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0.15 \times a \times L = (0,0015 \times 20 \times 100) = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Le diamètre**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow \text{On adopte: } D = 12 \text{ mm.} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **L'espacement**

- Selon le **BAEL 91**, on à :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm } \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 20 ; 33 \text{ cm } \}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le **RPA 99(version 2003)** ; on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm } \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm } \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \left\{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \right\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement de 20cm .

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12**($A_{\text{adoptir}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$) .

VIII.5.4. Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12** ($A_{adopté} = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20cm .

VIII.5.5. Calcul des armatures transversales

D'après le **D.T.R-B.C-2,42** et le **BAEL 91**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc **4φ8 par m²** .

VIII.5.6. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40% ;

a : Épaisseur du voile ;

L : Longueur du voile.

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1.4 \times 5,71 \times 10^3}{200 \times 2400} = 0,016 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,016 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

« Donc pas de risque de cisaillement ».

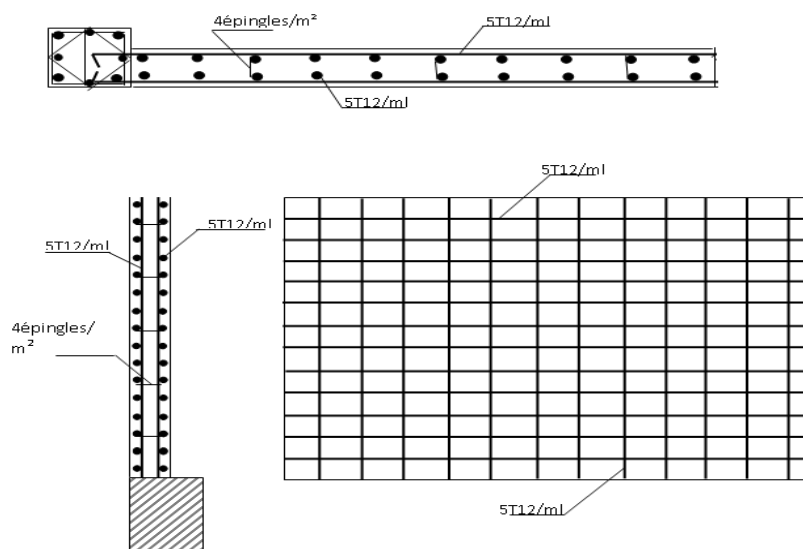


Figure VIII.5 : Schéma de ferrailage du mur voile.

VIII.6. Étude de la dalle pleine

VIII.6.1. Épaisseur minimale requise h_0

Avec : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

$h_0 \geq \frac{l_x}{30}$ Si $0.4 \leq \alpha \leq 1$

l_x : la petite portée du panneau de dalle.

l_y : la grande portée du panneau de dalle.

➤ **Panneau intermédiaire**

$\alpha = \frac{300}{300} = 1$; $l_x = 300\text{cm}$ $l_y = 300\text{cm}$

➤ **Chargement**

- Charge permanente :

$G = 3.75\text{N/m}^2$

- Charge d'exploitation :

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

- Charge ultime :

$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 6.56\text{KN/m}$

➤ **Sollicitations**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{300}{300} = 1 \leq 1$ la dalle travaille suivant les deux sens

Avec pour les coefficients μ_x et μ_y :

$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)}$; $\mu_y = \alpha^3(1,9-0,9\alpha) \geq \frac{1}{4}$

$\begin{cases} \mu_x = 0,036 \\ \mu_y = 0,9 \end{cases}$

➤ **Moment isostatique**

- Sens l_x :

$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,036 \times 6,56 \times (3)^2 = 2,12\text{KN.m}$

- Sens l_y :

$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,9 \times 2,12 = 1,91\text{KN.m}$

➤ **Moments en travée et sur appuis**

$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{ox} = 1,59\text{KN.m}$

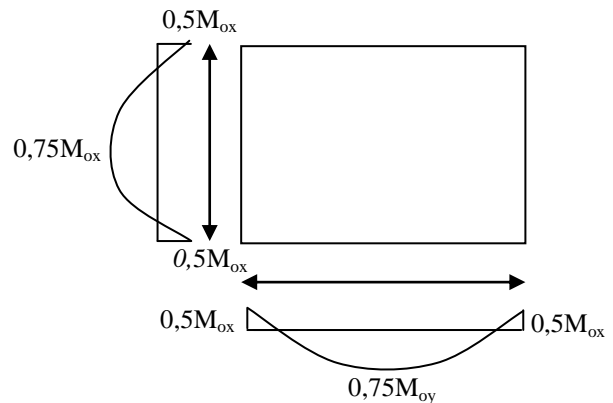


Figure VIII.6 : Panneau de dalle le plus sollicité.

$$M_{ly} = 0,75. M_{oy} = 1,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5. M_{ox} = 1,06 \text{ KN.m}$$

VIII.6.2. Calcul de ferrailage

➤ A l'E.L.U

Pour une bande de 1m de largeur ($b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$).

➤ Les armatures inférieures (en travée)

• Sens Lx :

$$M_{tx} = 1,59 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{1,59 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,006 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,034 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,996$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,59 \times 10^3}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• Sens Ly :

$$M_{ly} = 1,43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{1,43 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,005 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,031 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,997$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,43 \times 10^3}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Les armatures supérieures (sur appui)

• Appui intermédiaire

$$M_{a \text{ inter}} = 1,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{1,06 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,004 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,021 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,997$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,06 \times 10^3}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Pourcentage minimal des armatures

• Sens Ly :

$$A_{y \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 8 \cdot h_0 \quad (f_e E400)$$

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Lx :**

$$A_{x \min} (\text{cm}^2/\text{ml}) = A_{y \min} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} \quad ; \quad \alpha = 1$$

$$A_{x \min} = 1,2 \cdot \frac{3 - 1}{2} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **En travée :**

$$A_{tx} = \max (A_{x \min} , A_{sx}) = \max (1,2 ; 0,33) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = \max (A_{y \min} , A_{sy}) = \max (1,20 ; 0,30) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Sur appui :**

$$A_{a \text{ inter}} = \max (A_{y \min} , A_{a \text{ inter}}) = \max (1,20 ; 0,22) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des aciers**

Diamètre :

$$\phi \leq (h_0 / 10)$$

$$D'où : \phi \leq 150 / 10$$

$$\text{Et puis : } \phi \leq 15 \text{ mm}$$

➤ **Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)**

$$\text{sens Lx} \begin{cases} S_{tx} \leq \min (3 \cdot h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min (3 \cdot 15 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \quad ; \quad \text{sens Ly} \begin{cases} S_{ty} \leq \min (4 \cdot h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq \min (4 \cdot 15 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Le choix des aciers**

➤ **En travée :**

$$\text{Sens Lx} \begin{cases} A_{tx} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T12 \text{ P.m} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Sens Ly} \begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T12 \text{ P.m} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Sur appui :**

• **Appui intermédiaire :**

$$\begin{cases} A_{a \text{ inter}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{a \text{ inter}} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T12 \text{ P.m} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Nécessité de disposer des armatures transversales**

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm ;
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha > 0,4 \rightarrow \begin{cases} V_x = Qu \frac{l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \left(\frac{6,56 \times 3}{2} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{1}{2}} \right) = 6,56 \text{ KN} \\ V_y = Qu \frac{l_x}{3} = \frac{6,56 \times 3}{3} = 6,56 \text{ KN} \leq 6,56 \text{ KN} \end{cases}$$

$V_{\max} = \max (V_x ; V_y) \rightarrow V_{\max} = 6,56 \text{ KN} .$

$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{6,56 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,048 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0,048 \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

De (1), (2) et (3) : Pas de risque de cisaillement.

VIII.6.3. Les vérifications à L'E.L.S

➤ **Chargement :**

- Charge permanente :

$G = 3,75 \text{ KN/m}^2$

- Charge d'exploitation :

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

- Charge service :

$Q_{ser} = (G + Q) = 4,75 \text{ KN/m}$

➤ **Sollicitations**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{300}{300} = 1 \leq 1$ la dalle travaille suivant les deux sens

$\alpha = 1 : \begin{cases} \mu_x = 0,036 \\ \mu_y = 0,9 \end{cases}$

➤ **Moment isostatique**

- Sens L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q l_x^2 = 0,036 \times 4,75 \times (3)^2 = 0,76 \text{ KN.m.}$

- Sens L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,90 \times 1,53 = 1,38 \text{ KN.m.}$

➤ **Moments en travée et sur appuis**

$M_{lx} = 0,75. M_{ox} = 0,57 \text{ KN.m}$

$M_{ly} = 0,75. M_{oy} = 1,03 \text{ KN.m}$

$M_{a \text{ inter}} = 0,5. M_{ox} = 0,28 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

- **Suivant L_x :**

En travée :

$$M_{t_x} = 0,76 \text{ KN.m} ; A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On a : $A_s' = 0$; et $n = 15$

D'où :

$$50y^2 + 15 \cdot 6,79(y - 13,5) = 0$$

Donc : $y = 4,32 \text{ cm}$

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I = by^3/12 + 15A_s (d - y)^2$$

$$I = 100 \cdot (4,32)^3 / 12 + 15 \cdot 6,79(13,5 - 4,32)^2 \Rightarrow I = 11270,52 \text{ cm}^4$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,57 \cdot 10^3}{11270,52} \times 4,32 = 0,21 \text{ Mpa}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0,21 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

➤ **Sur appuis :**

$$M_a = 0,28 \text{ KN.m} \quad A_a = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 4,32 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 11270,52 \text{ cm}^4$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,28 \cdot 10^3}{11270,52} \times 4,32 = 0,10 \text{ Mpa}$$

- La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,10 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Suivant L_y :

En travée :

$$M_{t_y} = 1,03 \text{ KN.m} ; A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 - nAs(d - y) = 0 \Rightarrow y = 4,32 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{12} + 15 As (d-y)^2 \Rightarrow I = 11270,52 \text{ cm}^4$$

- La contrainte dans le béton σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K.y = (Mser/I).y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,03.10^3}{11270,52} \times 4,32 = 0,39 \text{ Mpa}$$

- La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0,39 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

VIII.6.4. Disposition du ferrailage :

Arrêt des barres

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total :

$$Fe400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40.1 = 40 \text{ cm.}$$

- Arrêt des barres sur appuis

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}).$$

$$L_1 = 60 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s ; L_1/2) = \max (40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow L_2 = 40 \text{ cm.}$$

- Arrêt des barres en travée dans les deux sens

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis. à raison d'un sur deux. Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée.

$$L_x / 10 = 300 / 10 = 30 \text{ cm.}$$

• Armatures finales

Suivant L_x : $A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 6T12 /mL avec $S_t = 16 \text{ cm}$;

Suivant L_y : $A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 6T12 /mL avec $S_t = 16 \text{ cm}$;

$A_{\text{ainter}} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 6T12 /mL avec $S_t = 16 \text{ cm}$.

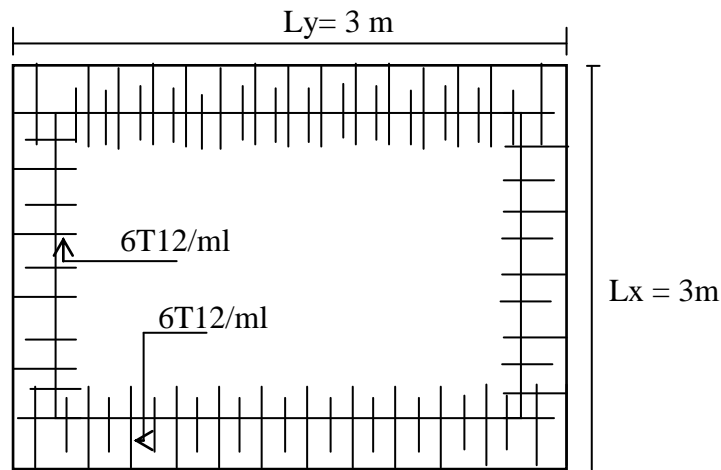


Figure VIII.7 : Schéma Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

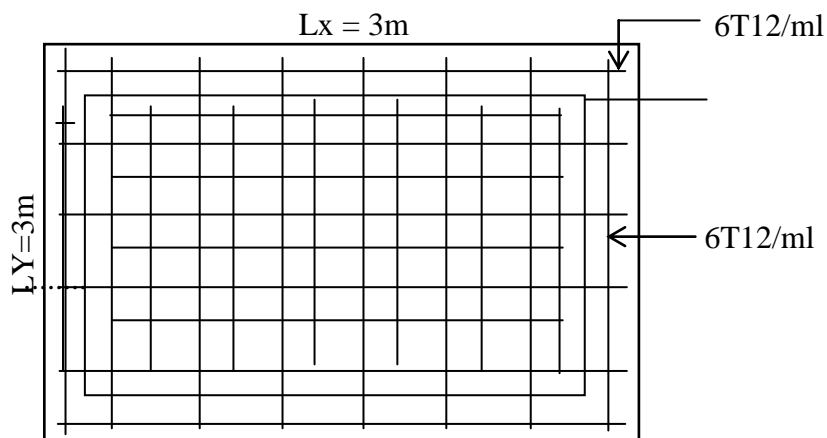


Figure VIII.8 : Schéma Ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine.

VIII.7. Étude de la coupole**VIII.7.1. Introduction**

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou de toute autre forme.

Selon sa flèche, la coupole est surbaissée, en plein cintre, ou sur haussée. La forme de la méridienne peut être très variée.

En principe, la coupole une coque mince, généralement de révolution, raidie ou non par des nervures, soit méridiennes, soit parallèles, soit dans les deux sens. Elle est munie généralement d'une ceinture de base reposant sur des appuis soit continus, soit ponctuels.

Classification :

On peut classifier :

➤ Selon la forme en plan :

- Sur plan circulaire (coupole de révolution).
- Sur plan elliptique (coupole elliptique).
- Sur plan polygonal (coupole polygonale).

➤ Selon la forme de la méridienne :

- Circulaire.
- Elliptique.
- Parabolique.
- En ogive.
- Conique.

➤ Selon la disposition au sommet :

- Coupole fermée.
- Coupole ouverte (en anneau).
- La coupole ouverte peut supporter à son sommet une autre coupole.

➤ Selon la conception des rives inférieures :

- Coupole flexible.
- Coupole à ceinture.

➤ Selon la disposition constructive :

- Coupole d'épaisseur constante.
- Coupoles d'épaisseur variable.
- Coupoles à nervures méridiennes.
- Coupole à nervures parallèles.
- Coupole à nervures orthogonales.

➤ Selon le mode de construction :

-Coupole coulée sur cintre.

-Coupole préfabriquée.

➤ Selon la montrée de la coupole :

-Coupole surbaissée.

-Coupole en plein cintre.

-Coupole surhaussée.

VIII.7.2. Le poids de la coupole

➤ Détermination charge de la neige sur la toiture

Suivant la règle RNV2013 on a :

$$S = \mu S_k \text{ KN/m}^2$$

S_k : la charge de neige sur le sol en fonction de l'altitude et de la zone de neige (carte de neige).

Tissemsilt zone B . H= 800 m

μ : coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de toiture.

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} = \frac{0,04 \times 800 + 10}{100} = 0,42$$

H : l'altitude (par rapport au niveau de mer).

D'après le RNV2013 article 6.3 :

$$\varphi < 60^\circ \quad \mu = 0,8$$

$$\varphi > 60^\circ \quad \mu = 0$$

Dans notre cas on a $\varphi = 90$ donc $\mu = 0$

$$S = 0 \times 0,42 = 0 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge de la neige est négligeable

Tableau VIII.7: poids de la coupole.

Élément	Épaisseurs (m)	Poids (KN)
Charge permanent	Béton	3
	Étanchéité, isolation	0,12
Charge d'exploitation	Q	1
	neige	0

A L'E L S

$$P = G + Q = 3,12 + 1 = 4,12 \text{ KN}$$

A L'ELU

$$P = 1,35G + 1,5Q = 5,71 \text{ KN}$$

VIII.7.3. Calcul de ferrailage

Dans notre cas on utilise la méthode de membrane

$$N\varphi = -\frac{a \times p}{1 + \cos\varphi} \quad \text{Force suivant direction y}$$

$$N\theta = ap \left(\frac{1}{1 + \cos\varphi} - \cos\varphi \right) \quad \text{Force suivant direction z}$$

Avec

a : le rayon de la sphère ;

P : poids propre par mètre carré de coupole ;

φ : Angle de courbure.

On a :

$$\varphi = 90^\circ \quad p = 5,71 \text{ KN} \quad a = 3 \text{ m} \quad \cos 90^\circ = 0$$

$$N\varphi = -a \times p = -17,13 \text{ KN.m}$$

$$N\theta = a \times p = 17,13 \text{ KN.m}$$

VIII.7.3.1. Calcul armatures horizontales $N\varphi$:

$$\mu = \frac{N\varphi}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{17,13 \times 10^3}{14,17 \times (10,8)^2 \times 100} = 0,10 \pi 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,10 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,941$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{N\varphi}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,13 \times 10^3}{0,941 \times 10,8 \times 348} = 4,82 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Le choix : 7T10 = 5,50 cm²

VIII.7.3.2. Calcul armatures verticales $N\theta$:

$$A_s = \frac{N\theta}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,13 \times 10^3}{0,941 \times 10,8 \times 348} = 4,82 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Le choix : 7T10 = 5,50 cm²

VIII.7.3.3. Espacement entre axes

$$S_t \leq \min(33; 1,5e)$$

$$S_t \leq \min(33; 18)$$

$$S_t \leq 18$$

Chois d'armateur 7T10 $A_s = 5,50 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec espacement } S_t = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm / ml} \leq 18 \text{ cm/ml}$$

VIII.7.4. Ferrailage de poutre de la ceinture :

Traction dans la ceinture : $T=55,99$ KN

$$\text{Armatures } A_s = \frac{T}{\sigma_s} = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,5\%bht = \frac{0,5 \times 30 \times 45}{100} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Choix : **6T14** ($A_s=9,24 \text{ cm}^2$) ; $S_t=15 \text{ cm/ml}$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (Poutre de ceinture) :**

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \left[\frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

Avec :

$$d = 0,9 \times h ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = 9,24 \text{ cm}^2 \geq 1,30 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{T_v}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

La fissuration étant très préjudiciable donc : $\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$

$$\tau_u = \frac{55,99 \times 10^3}{0,9 \times 400 \times 300} = 0,51 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

VIII.7.4. 1. Armature transversale

$$\varphi_t \leq \min(h/35 ; \varphi_1 ; b/10) = \min(12,85 ; 10 ; 30) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

VIII.7.4.2. Espacement

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4} , 12 \varphi_1 \right) = \min(11,25 ; 12) = 11,25 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T8, $A=2,01 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,255 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{2,01 \times 400}{30 \times 15} = 1,78 \phi 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

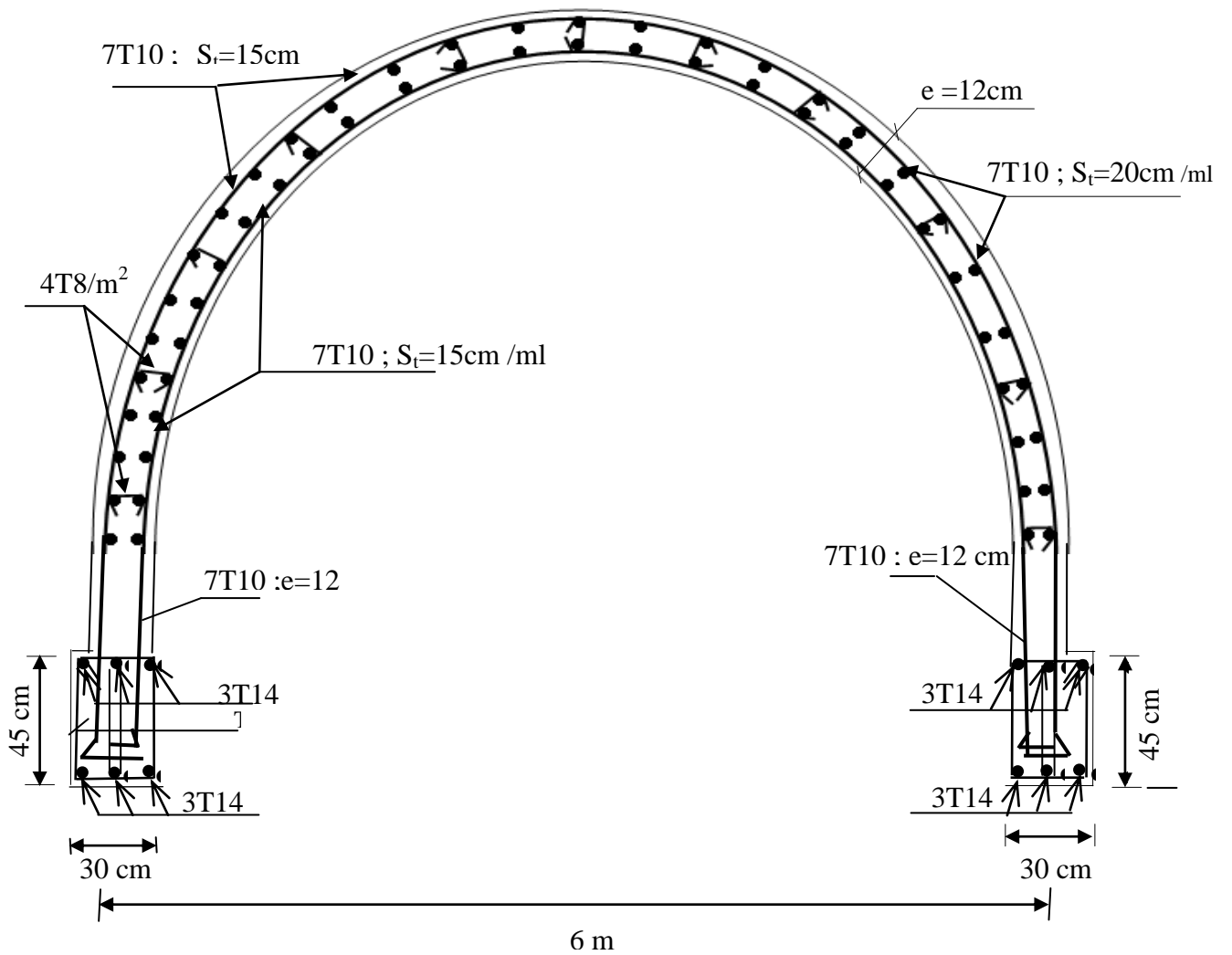


Figure VIII.9 Ferrailage de la coupole

Chapitre IX :
Étude de
l'infrastructure

IX.1. Calcul du voile périphérique

IX.1.1. Définition

Le voile périphérique est un organe enterré clôture le périphérique souterrain d'un ouvrage mais on doit séparer entre voile périphérique dans le cas d'un dallage sur terre plein et le cas d'un étage sous-sol.

Le 1^{er} cas le voile est stable sous l'action de poussé de terre extérieure et butée de remblais compacte sous dallage.

Le 2^{ème} cas c'est le cas d'un mur de soutènement parce que la poussé de terre est exercer d'une seul cotée.

Pour notre projet on a un vide sanitaire et on peut considérer le voile périphérique comme un panneau de dalle encastré aux poteaux soumis a une pression trapézoïdale.

Afin de donner plus de rigidité à la partie d'infrastructure de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$;
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$;
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 20^\circ$.

Ka : Coefficient de poussée des terres $Ka = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$Ka' = Ka / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$Ka' = Ka = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2 35 = 0,490$$

$$Ka' = Ka = 0,490$$

IX.1.2. Dimensionnement

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $e_p = 20 \text{ cm}$.

IX.1.3. Calcul des charges

IX.1.3.1. Poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h \quad \text{avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres.} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,490 \times 1,7 \times 2,5 = 1,04 \text{ t/ml}$$

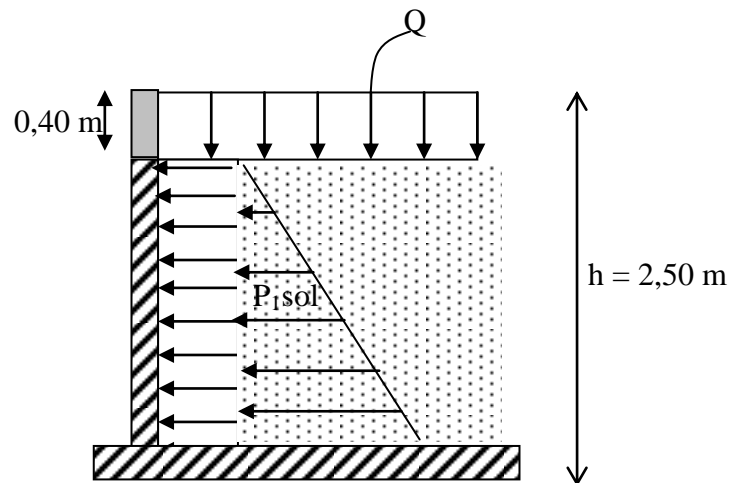


Figure IX. 1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.

IX.1.3.2. Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,490 \times 0,15 \times 2,50 = 0,183 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

IX.1.3.3. La charge pondérée

$$Q = 1,35P_1 + 1,5P_2 = 1,35 \times 1,04 + 1,5 \times 0,183 = 1,67 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 1,67 \text{ t/ml.}$$

IX.1.4. Ferrailage du voile périphérique

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2,50 - 0,40 = 2,1 \text{ m} ; L_y = 5,60 - 0,40 = 5,20 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,1}{5,20} = 0,40 \leq 0,4$$

⇒ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,40 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1101 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 1,15 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,29 \text{ t.m}$$

IX.1.4.1. Les valeurs des moments en travée sont

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 0,86 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 0,21 \text{ t.m}$$

• **Vérification :**

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Leftrightarrow 0,22 \text{ t.m} > 0,21 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IX.1.4.2. Calcul du Ferrailage

• **Sens (x)**

$$M_{tx} = 0,86 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,86 \times 10^4}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,76 \cdot 10^4}{0,981 \times 18 \times 348} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Sens (y)**

$$M_{ty} = 0,21 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,21 \cdot 10^4}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,0045 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,997$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,21 \cdot 10^4}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

IX.1.4.3. Condition de non fragilité

• **Sens (y)**

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a:

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Et d'après B.A.E.L.91 on a :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_o = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc: $A_{adoptée} = \max \{ A_{calculée}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \}$.

$A_{adoptée} = \max \{ 0,33 ; 2,00 ; 1,6 \}$

$A_{adoptée} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93cm²/ml et un espacement de 20 cm.

• **Sens (x)**

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a :

$A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}$.

D'après B.A.E.L.91, on a :

$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3 - 0,40}{2} \right) = 2,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

donc: $A_{adoptée} = \max \{ 1,38 ; 2,00 ; 2,08 \}$

$A_{adoptée} = 2,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm²/ml et un espacement de 20 cm.

IX.1.5.Les vérifications

IX.1.5.1.Vérification de l'effort tranchant

$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 1,67 \times \frac{2,50}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,40}{2}} = 1,73 \text{ t}$

$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{1,73 \times 10^4}{100 \times 18 \times 10^2} = 0,096 \text{ MPa}$.

.

$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07.f_{c28}/\gamma_b = 0,07.25/1,5 = 1,17 \text{ MPa}$

$\tau_u \text{ limt} = 1,17 > \tau_u = 0,096$condition vérifiée.

Donc la dalle est bétonnée sans reprise.

Vérification des contraintes à L'E.L.S

$\begin{cases} \alpha=0,40 \\ v=0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x=0,1121 \\ \mu_y=0,2854 \end{cases}$

$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 1,22 \text{ t/ml}$.

$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0,34 \text{ t.m}$

$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,097 \text{ t.m}$

$\begin{cases} M_{tx}=0,75M_{ox}=0,255 \text{ t.m} \\ M_{ty}=0,75M_{oy}=0,073 \text{ t.m} \end{cases}$

• Sens (x)

$$M_{ser} = 0,255 \text{ t.m}$$

$$A = 4,11 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 61,65y - 1109,70 = 0 \Rightarrow y = 4,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n.A (d-y)^2 = 12084,27 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,31 \cdot 10^4}{12084,27} \times 4,13 = 1,06 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 1,06 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right). \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63).$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,255 \times 10^4}{12084,27} \times (18 - 4,13) = 43,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 43,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

• Sens (y)

$$M_{ser} = 0,073 \text{ t.m}$$

$$A = 1,16 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n.A (d-y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 17,4y - 313,20 = 0 \Rightarrow y = 2,33 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n.A (d-y)^2 = 4696,82 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,073.10^4}{4696,82} \times 2,33 = 0,36 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,36 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \dots \text{(Fissuration préjudiciable).}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6.2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,073.10^4}{4696,82} \times (18 - 2,33) = 36,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 36,53 < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrailé en deux nappes avec 5T10 = 3,93cm²/ml avec un espacement S_t=20cm.

IX.2.Calcul des fondations

IX.2.1.Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 2,50 m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G + Q$;
- Ferrailage à l'E.L.U $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$.
- Le choix du type des fondations dépend de :
 - Type d'ouvrage à construire ;
 - La nature et l'homogénéité du bon sol ;
 - La capacité portante du terrain de fondation ;
 - La raison économique ;
 - La facilité de réalisation.

IX.2.2.Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant: les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1,5 bar à une profondeur de 2,50 m.

IX.2.2.1.Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est: $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

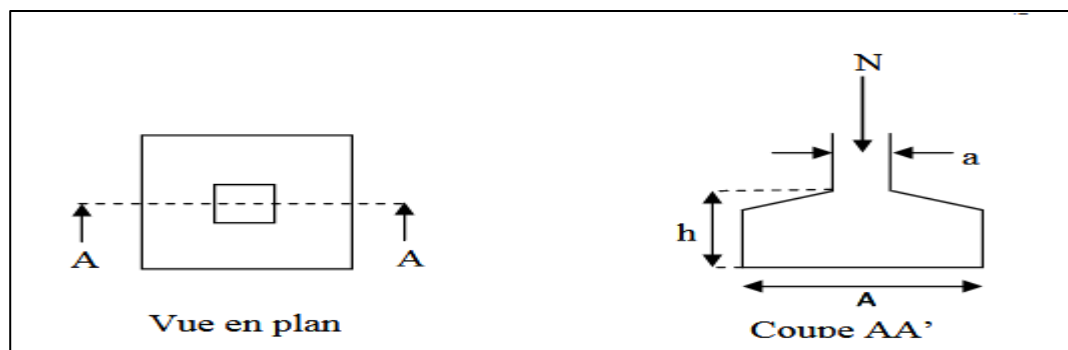


Figure IX. 2:Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N: l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS 9.7.4 ;

S: surface d'appui de la semelle ;

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B × B), donc S = B².

$$N_s = 536,18 \text{ KN} \quad , \quad \overline{\sigma_{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{536,18}{150}} \quad AN : B \geq 1,89$$

➤ **La hauteur de la semelle**

$d \geq \text{Max} [(A-a)/4 ; (B-b)/4]$(Condition de rigidité).

et $h_t \geq d + 5 \text{ cm}$

Nous supposons les semelles carrées, donc $A = \sqrt{S}$

h_1 doit être supérieur à $6 F + 6 \text{ cm}$

F: Diamètre de la plus grosse barre utilisée sans la semelle

$$F = 1,2 \text{ cm} \longrightarrow h_t > 13,2 \text{ cm}$$

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

h_t est déterminé à partir de la relation suivante

$$h_t - c \geq \frac{B-b}{4}$$

on prend : $h_t = 45 \text{ cm}$

➤ **Vérification des semelles isolées**

Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

$0,8G \pm E \longrightarrow$ Pour la vérification de la stabilité de la semelle.

N_1, M_1 : Effort normal et moment fléchissent sous la sollicitation du 1er genre

$G + Q + E \longrightarrow$ Pour la vérification des contraintes dans le sol.

N_1, M_1 : Effort normal et moment fléchissent sous la sollicitation du 2eme genre

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Pour que la semelle isolée doit être stable, il suffit de vérifier la condition suivante :

$$A \geq 4e_1 \text{ tel que } e_1 = M_1/N_1$$

Tableau IX. 1: Vérification de la stabilité au renversement 1^{er} genre.

poteaux	Semelle (m ²)	N ₁ (KN)	M ₁ (KN.m)	e ₁ (m)	4 e ₁ (m)	vérifiée
40x40	2x2	494,53	32,41	0,065	0,262	oui

➤ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{\max} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left(1 \pm \frac{6 e_2}{A} \right)$$

Tableau IX. 2: Vérification des contraintes 2^{ème} genre

Sem(AxA)	N ₂	M ₂	e ₂	S	Poteau	σ ₁	σ ₂	σ _{moy}	2σ _{sol}	vérifiée
2x2	553,58	39,78	0,071	4	40x40	153,31	123,47	145,85	300	oui

IX.2.2.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

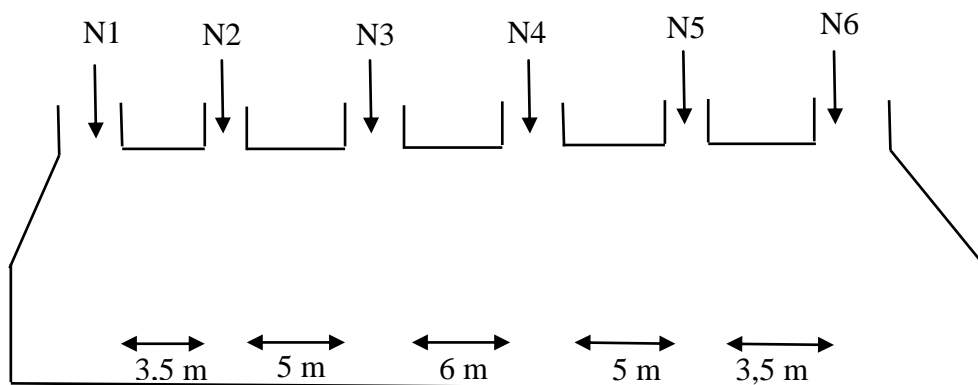


Figure IX.3: Schéma d'une Semelle filante.

- Selon (X)

Tableau IX. 3: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	295,06	28,9	0,06	1	1,96
2	514,21	28,9	0,11	1	3,42
3	95,5	28,9	0,89	1	0,63
4	502,83	28,9	2,06	2	3,35
5	490,88	28,9	2,04	2	3,27
6	492,81	28,9	2,04	2	3,28
7	493,37	28,9	2,04	2	3,28
8	496,12	28,9	0,11	1	3,30

- Selon (Y)

Tableau IX. 4: Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	79,35	23,40	0,022	1	0,52
2	294,91	23,40	0,084	1	1,96
3	514,29	23,40	0,14	1	3,42
4	514,21	23,40	0,14	1	3,42
5	300,64	23,40	0,085	1	2
6	64,03	23,40	0,018	1	0,42

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% .$$

La surface du bâtiment est : $S_{batiment} = 519,33 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{34,23}{519,33} = 0,065 = 6,59 \% < 50\% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Pré-dimensionnement :**

$$\Sigma N_i = 2448,20 \text{ kN} \qquad \Sigma M_i = 35,76 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,010 \text{ m} \qquad e_0 = 0,010 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 3,83 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$B \geq \frac{\sum Ni}{\sigma_{vol} \cdot L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{2248,20}{150 \times 23} \left(1 + \frac{3 \times 0,010}{23} \right) = 0,71 \text{ m}$$

On prend $B = 1 \text{ m}$.

$$h_{min} \geq \frac{B-b}{4} + 0,05 = 0,20$$

On prend $h_{min} = 0,30 \text{ m}$

➤ **Poids propre de la semelle**

$$S_{semelle} = L \cdot B \cdot h_{min} \cdot \gamma_{ba} = 1 \times 23 \times 25 \times 0,30 = 172,50 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de la résultante des charges :**

$$R = \Sigma F_i = \Sigma N_i + S_{semelle} = 2620,70 \text{ KN}$$

$$X_i = X_1 + X_2 + \dots\dots\dots X_n$$

$$\text{Tel que : } X_1 = D_1 \qquad X_2 = D_2 + l_1 \qquad X_3 = D_1 + l_1 + l_2 \qquad X_n = D_n + l_1 + l_2 + l_n + D_2$$

D : débord de la semelle $D = D_1 = D_2 = 0,8 \text{ m}$

$$X = \frac{\sum X_i N_i}{\sum N_i} = \frac{29929,91}{2620,70} = 11,42 \text{ m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_x = \frac{L}{2} - X = 11,5 - 11,42 = 0,079 \text{ m}$$

➤ **Vérification de contrainte moyenne**

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L.B} \left(1 + \frac{6 e_x}{L}\right) = 108,64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L.B} \left(1 - \frac{6 e_x}{L}\right) = 104,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 107,54$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 107,54 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage de fait par la méthode des bielles, nous avons :

$$A_s = \frac{N \left(1 + \frac{3e_0}{b}\right)}{8.d.\sigma_s} \qquad A_r = \frac{A_s \times B}{4}$$

➤ **L'espacement :**

$$e > 6\Phi + 6 \text{ cm}$$

$$e > 13,2 \text{ cm on prend } e = 16 \text{ cm}$$

Les résultats son motionnés dans le tableau suivant

Tableau IX. 5: Tableau récapitulatif des semelles filantes

semelle	N(KN)	M(KN.m)	b(m)	B(m)	H(m)	A _s (cm ²)	A _r (cm ²)	Le choix des armatures A _s (cm ²)	Le choix des armatures A _r (cm ²)
Sf ₁	524,27	59,80	0,4	1	0,3	4,03	1,69	5T12	5T12
Sf ₂	2448,20	65,94	0,4	1	0,3	4,45	1,69	5T12	5T12
Sf ₃	4822,21	82,29	0,4	1	0,3	5,58	1,69	6T12	5T12
Sf ₄	549,8	70,97	0,4	1	0,3	4,78	1,69	5T12	5T12
Sf ₅	3581,08	95,46	0,4	1	0,3	6,46	1,69	6T12	5T12
Sf ₆	5069,73	75,48	0,4	1	0,3	5,12	1,69	6T12	5T12

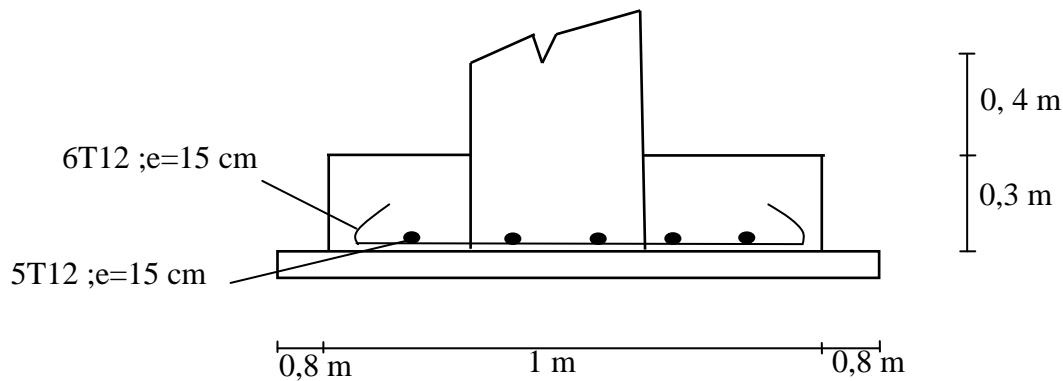


Figure IX.4: Schéma de ferrailage de Semelle filante.

IX.2.2.3.Détermination de la poutre de libage

Pour notre cas la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 62,22 \leq h \leq 93,33 \text{ cm.}$$

On prend : b = 40 cm ; h = 70 cm; d=63 cm.

IX.2.2.4.La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec :

I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,70)^3 / 12 = 0,011m^4$.

E : Module d'élasticité du béton, E = 3216420 t/m².

b : Largeur de la poutre b=0,40 m.

K : Coefficient de la raideur de sol k = 500 t/m³.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,011}{500 \times 0,40}} = 5,16 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5,60m < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8,11m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nues des poteaux.

IX.2.3.Ferrailage de la poutre de libage

La poutre de libage doivent être calculée pour résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

$$Q = \frac{\sum N_i}{BL} = \frac{2448,2}{1 \times 23} = 106,44$$

Résultat obtenu par logiciel RDM6

En travée = 18,52 t.m

En appuis = 29,38 t.m

➤ **En travée :**

$$M_t = 18,52 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,52 \times 10^4}{100 \times 63^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,52 \times 10^4}{0,983 \times 63 \times 348} = 8,58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Sur appuis :**

$$M_0 = 29,38 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29,38 \times 10^4}{100 \times 63^2 \times 14,17} = 0,052 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,38 \times 10^4}{0,973 \times 63 \times 348} = 13,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm , 15Φ)

$$A_{\min} = 0,6\% b.h = 16,8 \text{ cm}^2$$

Le choix

➤ En travée

$$\text{On adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 4T14} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T12} \end{cases} \Rightarrow A = 10,68 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis

$$\text{On adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 4T14} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \end{cases} \Rightarrow A = 14,2 \text{ cm}^2$$

• **Armature de peau**

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1 f_c) = 80 \text{ cm}$. Dans notre cas $h_a = 70 \text{ cm}$, donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas Il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

IX.2.3.1. Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 0,29 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{0,29}{0,40 \times 0,63 \times 100} = 0,011 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

IX.2.3.2. Armatures transversales

a) Diamètre

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20; 10; 40) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

b) Espacement

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(17,50; 12) = 12 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, $A=3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,0055; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{40 \times 15} = 2,09 \phi 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau IX. 6: Tableau récapitulatif De ferrailage des poutres de libage.

Poutre de libage	Moments KN.m		A calculé cm ²		Le choix	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
PL SF1	168,40	42,10	7,79	1,92	4T12+4T12	4T12
PL SF2	117,10	219,20	5,39	10,19	4T16	4T14+4T12
PL SF3	185,2	293,8	8,58	13,77	4T14+4T12	4T16+4T14
PL SF4	140	175,10	6,46	8,11	4T16	4T12+4T12
PLSF5	294,10	335,50	13,78	15,78	4T16+4T14	4T16+4T16
PL SF6	348,5	397,60	16,42	18,82	4T16+4T16	4T16+4T14+4T12

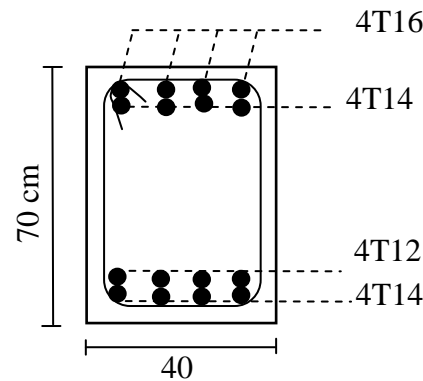


Figure IX.5: Ferrailage de la poutre de libage (exemple PL SF3)

➤ **Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.24)**

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen de la nervure

\bar{N}_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h: Épaisseur totale du nervure

Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,7) \times 2 = 4,4\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = N_u = \frac{0,07 \times 4,4 \times 25000}{1,5} = 5133,33\text{KN}$$

5069,73 ≤ 5133,33Condition vérifiée.

Vérification pour les voiles :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,20 + 2,50 + 2 \times 0,7) \times 2 = 8,20 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = N_u = \frac{0,07 \times 8,20 \times 25000}{1,5} = 9566,67 \text{ KN}$$

579,71 ≤ 9566,67Condition vérifiée.

➤ **Vérification au renversement**

$$B \geq 4e_1 \text{ tel que } e_1 = M_1/N_1$$

Tableau IX. 7: Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	B(m)	N ₁ (KN)	M ₁ (KN.m)	e ₁ (m)	4 e ₁ (m)	vérifiée
SF1	1	524,27	59,80	0,114	0,456	oui
SF2	1	2448,20	65,94	0,026	0,107	oui
SF3	1	4822,21	82,29	0,017	0,068	oui
SF4	1	549,8	70,97	0,129	0,516	oui
SF5	1	3581,08	95,46	0,026	0,106	oui
SF6	1	5069,73	75,48	0,014	0,059	oui

IX.2.3.3. Détermination de la poutre de longrine

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles
- Rigidifier l'infrastructure
- Empêcher le déplacement des semelles les unes rapport aux autres

Selon RPA 99v2003 les longrines doivent avoir les dimensions minimales suivantes :

(25x30) : site de catégorie S₂ S₃

(30x30) : site de catégorie S₄

Dans notre cas le site de catégorie S₃ et on obtient la section (30x40) cm².

IX.2.4.Ferraillage de la poutre de longrine

Les longrines doivent être calculée pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$Q = \frac{N_{\max}}{a} \geq 20 \text{ KN}$$

$$Q = \frac{2448,2}{12} = 204,01 \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{Q}{\sigma_s} = \frac{204,01}{348} = 5,86 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm , 15Φ)

$$A_{\min} = 0,6\% \text{ b.h} = 7,2 \text{ cm}^2$$

Le choix on adopte 6T14 = 9,24 cm²

a) Armature transversale

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(11,42; 10; 30) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

b)Espacement

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(40; 12) = 12 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T8, $A=2,01 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,0055; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{2,01 \times 400}{40 \times 15} = 1,34 \phi 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

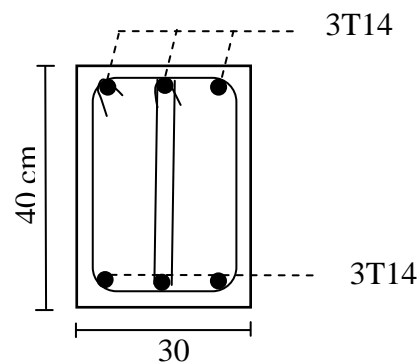


Figure IX.6: Ferrailage de la poutre de longrine

IX.2.4.2.Choix de type de la fondation (minaret)

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de des voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

IX.2.5.Définition du radier

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

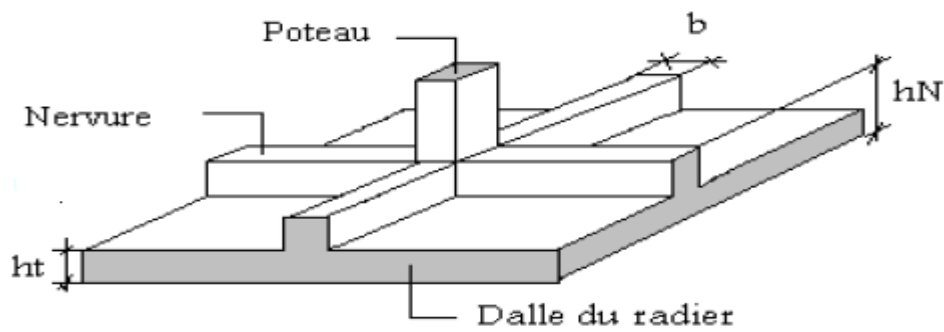


Figure IX.7: Radier général.

IX.2.6. Calcul du radier

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol poids total de la structure).

IX.2.6.1. Poids supporté par le radier :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^7 G_i$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^7 Q_i$$

Combinaison d'actions

E.L.U : $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 190 \text{ t}$.

E.L.S : $N_{ser} = G_T + Q_T = 140,60 \text{ t}$.

IX.2.7. Pré dimensionnement du radier

IX.2.7.1. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar} = 15 \text{ t/m}^2$.

$N = N_{ser} = 140,60 \text{ t}$.

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{140,60}{15} = 9,37 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 12,97 \text{ m}^2$.

IX.2.7.2. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

• **1^{ère} condition**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 \times f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$$

Avec ; V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de 1 mètre linéaire $V_u = Q.L / 2$.

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 3$ m.

$$v_u = \frac{(Q_u \times L)}{2} = \frac{1m \times (N_u / S) \times L}{2} = \frac{1m \times (190 / 12,97) \times 3}{2} = 21,97 \text{ t}$$

$$d \geq \frac{21,97 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,14 \text{ m} \dots \dots \dots (01)$$

• **2^{ème} condition**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad L = 300 \text{ cm}$$

$$12 \leq d \leq 15 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 15 + 5 = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) , on a : $d \geq 14 \text{ cm}$

Donc : $h \geq (d + c) \Rightarrow h \geq (20 + 5) \Rightarrow h \geq 25 \text{ cm}$

Soit : $h = 40$ et $d = (0,9 \times 40) = 36 \text{ cm}$

L'épaisseur qui satisfait aux conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à $h_t = 40 \text{ cm}$.

IX.2.7.3. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 33,33 \leq h \leq 50 \text{ cm}.$$

On prend : $b = 40 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $d = 45 \text{ cm}$.

IX.2.8. Vérifications de la poutre de libage

IX.2.8.1. Des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,4 \times 12,97 + 0,40 \times 0,50 \times 12] = 18,97 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 18,97 + 140,60 = 159,57 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{159,57}{12,97} = 12,30 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 12,30 \text{ t/m}^2 \leq 15 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IX.2.8.2.La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec :

I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,50)^3/12 = 0,0041 \text{ m}^4$.

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : Largeur de la poutre $b=0,40 \text{ m}$.

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 400 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0021}{400 \times 0,40}} = 4,27 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 3 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 6,71 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nues des poteaux.

IX.2.9.Évaluation des charges pour le calcul du radier

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{140,6}{12,97} = 10,84 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 1,00 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 9,84 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 9,84 \text{ t/m}^2.$$

IX.2.10.Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

IX.2.10.1.Méthode de calcul

Ce radier comporte un panneau de dalle appuyé sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

μ_x et μ_y :Sont des coefficients fonction de α et ν (' ν ' prend 0 à l'ELU, 0,2 à l'ELS) (cours béton armé BAEL 91).

IX.2.10.2.Calcul du ferrailage

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

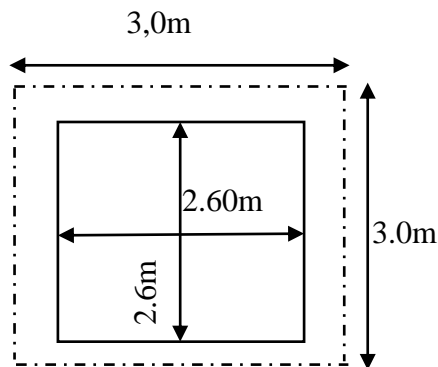


Figure IX.8: Schéma du panneau.

a) Détermination des efforts

Tableau IX. 8: les moments fléchissant suivant les deux sens.

L _x (m)	L _y (m)	a	Sens(x)				Sens (y)			
			m _x	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)	m _y	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)
2,6	2,6	1	0,0368	2,69	2,022	1,34	1	2,69	2,022	1,34

b) Calcul des armatures

➤ Suivant L_x

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,022 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,011 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,994 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,022 \times 10^4}{0,994 \times 36 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,34 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,0072 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0072 \Rightarrow \beta = 0,996 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,34 \times 10^4}{0,996 \times 36 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52cm², avec un espacement de 25 cm.

b.1) Suivant L_y➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,022 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,011 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,994 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,022 \times 10^4}{0,994 \times 36 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,34 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,0072 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0072 \Rightarrow \beta = 0,996 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,34 \times 10^4}{0,996 \times 36 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52cm², avec un espacement de 25 cm.

c) Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité :

$$S_t \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$S_t \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

IX.2.11. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y = 1$ pour le panneau constituant le radier, donc les charges transmises par le panneau se subdivise en des charges triangulaires.

IX.2.11.1. Sens longitudinale

a) Calcul des chargements (q_M)

q_M : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$\left\{ q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 10,84 \times 2,6 = 18,78 \text{ t/m} \right.$$

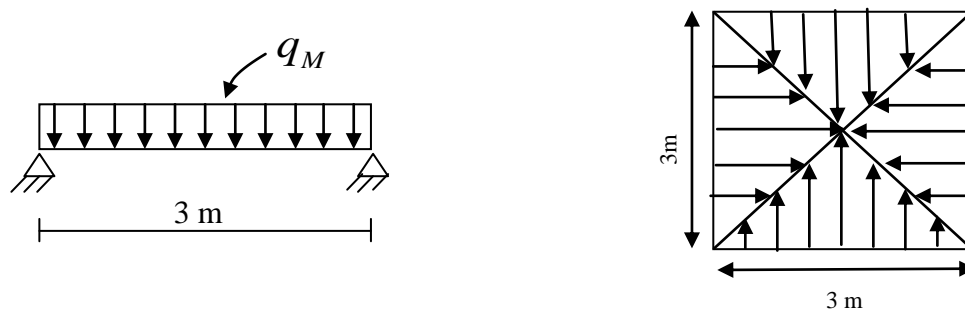


Figure IX.9: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

Calcul du ferrailage

➤ En travée $M_t = 16,90 \text{ t.m}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,90 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,058 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,058 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,90 \times 10^4}{0,969 \times 45 \times 348} = 11,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $\begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit} : 4\text{T}14 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit} : 4\text{T}14 \end{cases} \Rightarrow A = 12,31 \text{ cm}^2$

➤ Sur appuis $M_0 = \frac{q_M \times L^2}{8} = \frac{18,78 \times 3^2}{8} = 21,12 \text{ t.m}$

Tableau IX.9: Ferrailage de la poutre en travée suivant le sens longitudinale.

	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$0,2 \times M_0 = 4,22$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,014 \rightarrow 0,992$
$A_{\text{cal}} \text{ (m}^2 \text{ / ml)}$	$2,71$
$A_{\text{adoptir}} \text{ (cm}^2 \text{)}$	$4\text{T}12(\text{fil}) = 4,52$

IX.2.11.2. Armature de peau

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1 f_e) = 80 \text{ cm}$. Dans notre cas $h_a = 50 \text{ cm}$, dans ce cas il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

IX.2.11.3. Contrainte de cisaillement :

$T_{\text{max}} = 0,072 \text{ t}$

$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b.d} = \frac{0,072}{0,40 \times 0,36 \times 100} = 0,005 \text{ MPa}$.

$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$.

$\tau_u = 0,005 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Pas de risque de cisaillement.

IX.2.11.4. Armatures transversales

a) Diamètre

$\phi_t \leq \min(h/35; \phi_1; b/10) = \min(11,42; 10; 40) = 10 \text{ mm}$

on prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

b) Espacement

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(12,50; 12) = 12 \text{ cm}$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,0025; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$

$$\frac{3,14 \times 400}{40 \times 15} = 2,09 \phi 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

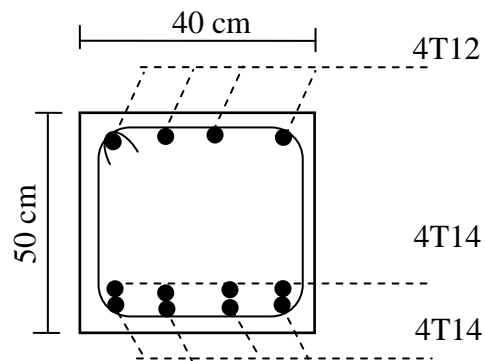


Figure IX.10: Ferrailage de la poutre de libage suivant les deux sens.

Conclusion générale

L'étude de cet ouvrage nous a permis d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du génie civil et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Deux blocs voisins doivent être séparés par un joint sismique comme notre cas on a séparé la mosquée et le minaret par un joint sismique.
- La bonne disposition des voiles joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au dimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS 9.7.4, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- Pour l'infrastructure, la semelle filante est le type de fondation le plus adéquat pour la masquée et un radier général pour le minaret.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que le master, l'ingénieur en génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, Nous espérons que ce travail constitue un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un bon guide pour les futures promotions et si possible de faire une étude technique comparative (étude d'une mosquée en béton armé et charpente métallique, étude statique et dynamique d'une mosquée en béton précontraint,...).

Résumé

Dans le cadre de la préparation du projet du fin d'étude, on a étudié une mosquée constituée d'un RDC et d'un étage .Ce projet est implanté à wilaya de Tissemsilt commune de tissemsilt qui est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

Le contreventement de la structure est assuré par un système contreventé mixte en béton armé (portiques, voiles)

Le choix des différents éléments constituant la structure est fait conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (RPA99,BAEL91....).

Mots clés : mosquée , RPA99 , BAEL91

Abstract

As part of the preparation for the defense of the end of the study project ,we studied a mosque consists of a ground floor and a floor .This project is located in town Tissemsilt which is classified as seismic zone IIa according to the RPA 99'S version 2003.

The bracing of the building is provided by a system braced gantry reinforced concrete.

The choice of different constituents structure is in accordance with the regulation currently used in Algeria

Key words :(mosque, RPA99 BAEL91...).

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة مسجد ذات بنية خرسانية متكون من طابق أرضي و طابق علوي. هذا الإنجاز سيتم بناءه بولاية تيسمسيلت بلدية تيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات الصنف IIa.

استقرار البنية مضمون و محقق بواسطة عارضات ذاتية الاستقرار والجدران المسلحة.







اختيار مختلف العناصر المشكلة للبناء صممت طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

(RPA99V2003,BAEL91...)





كلمات المفتاح :مسجد , BAEL91 , RPA99 .

Références Bibliographiques


REGLEMENTS ET LIVRES

-  D T R B C 2 - 4 8 RPA1999/Version2003:Règles parasismiques Algériennes.
-  D T U P 1 8 - 7 0 2 BAEL91:Béton armé aux états limites.
-  D T R B C 2 - 4 1 CBA1993:Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé.
-  D T R B C 2 2 Charge permanente et charge d'exploitation
-  D.T.R. C 2-4.7RNV2013 : Règlement neige et vent 2013 .
-  Traité de béton armé édition 5 (A.GUERRIN) 1965 .







MÉMOIRES

-  Mémoire Affani Fatima Zohra et Bounekala Chérifa, Etude d'une mosquée en béton armé a Chlef (2016 ,2017) Université de Tiaret.
-  Mémoire Sanaa Hocine et Hammadi Belkacem Etude d'un bâtiment en (R+12 avec sous sol) à usage multiple à contreventement mixte implante dans une zone de moyenne sismicité,(2017/2018),Centre universitaire de Tissemsilt .
-  Mémoire Boudierba Bachir et Bouchemla Ali, Etude d'un bâtiment en (R+10) à usage d'habitation et commerciale (2006 ,2007) Université de Tiaret.
-  Mémoire messaoudi Salah –Ed_Dine Conception et étude d'un bâtiment (R+4) a usage d'habitation en zone sismique Iib.

COURS

-  Polycopié, Bâtiment (cours avec exercice corrigé),polycopié de Dr Boudierba bachir CU-TISSEMSILT, année 2018.

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4.
-  EXCEL 2007.
-  WORD 2007.
-  AUTO CAD 2013.
-  SOCOTEC.
-  RDM6